

**SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN TEKNIS KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA**



**PROGRAM STUDI TEKNIK PENGAIRAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
2019**

**STUDI PERENCANAAN TEKNIS KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA**

**SKRIPSI**

*Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Guna Memperoleh  
Gelar Sarjana Teknik Sipil Fakultas Teknik  
Universitas Muhammadiyah Makassar*



**Disusun dan Diajukan Oleh :**

**SIRAJUDDIN A. : 105 81 1890 13**

**PROGRAM STUDI TEKNIK PENGAIRAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR**

**2019**





بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

PENGESAHAN

Skripsi atas nama Sirajuddin A. dengan nomor induk Mahasiswa 105 81 1890 T3 dinyatakan diterima dan disahkan oleh Panitia Ujian Tugas Akhir/Skripsi sesuai dengan Surat Keputusan Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar Nomor : 0002/SK.Y/22201/091004/2019, sebagai salah satu syarat guna memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Pengairan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar pada hari Senin tanggal 17 Juni 2019.

Panitia Ujian : Makassar, 22 Syawal 1440 H  
26 Juni 2019 M

- 1. Pengawas Umum
  - a. Rektor Universitas Muhammadiyah Makassar  
Prof. Dr. H. Abdul Rahman Rahim, S.E., M.M. ....
  - b. Dekan Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin  
Dr. Ir. H. Muhammad Asyad Thaha, M.T. ....
- 2. Penguji
  - a. Ketua : Dr. Ir. Hj. Ratna Musa, M.T. ....
  - b. Sekretaris : Lutfi Hair Djunur, S.T., M.T. ....
- 3. Anggota : 1. Dr. Ir. Hj. Fenty Daud S, M.T. ....  
2. Ir. Mahmuddin, S.T., M.T. ....  
3. Ir. Amrullah Mansida, S.T., M.T. ....

Mengetahui :

Pembimbing I

Dr. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Sc.

Pembimbing II

Dr. Ir. H. Abd. Rakhim Nanda, M.T.

Dekan



Dr. Hamzah Al Imran, ST., MT  
NBM: 855 500







UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR

# FAKULTAS TEKNIK

GEDUNG MENARA IQRA LT. 3

Jl. Sultan Alauddin No. 259 Telp. (0411) 866 972 Fax (0411) 865 588 Makassar 90221

Website : [www.unismuh.ac.id](http://www.unismuh.ac.id), e-mail : [unismuh@gmail.com](mailto:unismuh@gmail.com)

Website : <http://teknik.unismuh.makassar.ac.id>

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi syarat ujian guna memperoleh gelar Sarjana Teknik (ST) Program Studi Teknik Pengairan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.

Judul Skripsi : **STUDI PERENCANAAN TEKNIS KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN KARALLOE KAB. GOWA**

Nama : SIRAJUDDIN A.

Stambuk : 105 81 1890 13

Makassar, 26 Juni 2019

Telah Diperiksa dan Disetujui  
Oleh Dosen Pembimbing;

Pembimbing I

Pembimbing II

Dr. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Sc.

Dr. Ir. H. Abd. Rakhim Nanda M.T.

Mengetahui,

Ketua Prodi Teknik Pengairan



Andi Makbul Syamsuri, S.T.,M.T.

NBM : 1183084

# STUDI PERENCANAAN TEKNIS KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN KARALLOE KABUPATEN GOWA

Sirajuddin A<sup>1)</sup>, Abd.Rakhim Nanda<sup>2)</sup> dan Darwis Pangurriseng<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup>Program Studi Teknik Pengairan Universitas Muhammadiyah Makassar,

Email: [sirajuddinsipil@gmail.com](mailto:sirajuddinsipil@gmail.com)

<sup>2)</sup>Program Studi Teknik Pengairan Universitas Muhammadiyah Makassar,

## Abstrak

Dalam Rangka Pemenuhan kebutuhan air irigasi untuk daerah irigasi Kelara-Karallloe, akan di rencanakan Bendungan Karalloe yang dapat di dimanfaatkan untuk menampung pasokan air dari sungai kelara-Karalloe sebagai *supply* air untuk memenuhi kebutuhan daerah Irigasi Kelara-Karalloe. Studi perencanaan ini bertujuan untuk mengetahui perencanaan dimensi tubuh bendungan dan mengetahui analisis stabilitas tubuh bendungan. Jenis studi perencanaan yang digunakan adalah studi kasus. Perencanaan tubuh bendungan ini menggunakan tipe Bendungan Urugan Batu Dengan Lapis Permukaan Beton (CFRD), maka didapatkan dimensi tubuh bendungan berdasarkan  $Q_{1000th}$  sebesar  $1411,687 \text{ m}^3/\text{dtk}$  antara lain tinggi bendungan 81,80 m, lebar puncak 12,70 m panjang bendungan 339,90 m, elevasi muka air normal +248,30 m, area genangan 154,05 ha, elevasi muka air banjir +253,80 m, volume tampungan efektif  $30,70 \text{ m}^3$ , kemiringan hulu 1,4 H : 1,0 V, Kemiringan hilir 1,5 H : 1,0 V dengan volume tampungan total  $41,75 \text{ m}^3$ . Sehingga, terjadi perbedaan yang signifikan antara studi perencanaan baru dengan perencanaan yang ada. Stabilitas bendungan terhadap rembesan dan stabilitas lereng terhadap longsoran dinyatakan aman dan memenuhi syarat. Stabilitas lereng hulu dan hilir bendungan memiliki angka keamanan dalam kondisi muka air banjir yang lebih besar dari pada angka keamanan dalam kondisi kosong.

Kata kunci : Bendungan Urugan Batu (CFRD), Dimensi Bendungan, Stabilitas Bendungan.

## Abstrack

*In order to fulfill irrigation water needs for the Kelara-Karallloe irrigation area, the Karalloe Dam will be planned which can be utilized to accommodate water supply from the Kelara-Karalloe river as a water supply to meet the needs of kelara-karalloe irrigation areas. This planning study aims to know the planning of the body dimensions of the dam and find out the stability analysis of the dam body. The type of planning study used is a case study. The dam body planning uses a type of rock dam with a concrete surface layer (CFRD), then the dam body dimensions are obtained based on  $Q_{1000th}$  of  $1411,687 \text{ m}^3 / \text{sec}$ , among others, the dam height is 81,80 m, the peak width is 12,70 m long dams 339,90 m, normal water level +248,30 m, inundation area 154,05 ha, flood water level +253,80 m, effective storage volume  $30,70 \text{ m}^3$ , upstream slope 1,4 H : 1,0 V, Downstream slope of 1,5 H : 1,0 V with a total storage volume of  $41,75 \text{ m}^3$ . So, there is a significant difference between the new planning study and the existing planning. Dam stability against seepage and slope stability against landslides is declared safe and meets the requirements. The stability of the upstream and downstream slopes of the dam has a safety figure in the condition of flood water levels which is greater than the safety figure in an empty condition.*

Keywords: Dam Rock (CFRD), Dam Dimensions, Dam Stability

## KATA PENGANTAR



***Assalamualaikum, Wr. Wb***

Syukur Alhamdulillah penulis panjatkan ke hadirat Allaw SWT., atas segala rahmat dan hidayah yang tiada henti diberikan kepada hamba-Nya. Shalawat dan salam tak lupa penulis kirimkan kepada Rasulullah Muhammad SAW. beserta para keluarga, sahabat dan para pengikut-Nya. Merupakan nikmat yang tiada ternilai manakala penulisan skripsi yang berjudul **“Studi Perencanaan Teknis Konstruksi Tubuh Bendungan Karalloe, Kab. Gowa”** dapat terselesaikan.

Skripsi ini bertujuan untuk memenuhi syarat dalam menyelesaikan Program Sarjana (S1) pada Fakultas Teknik Prodi Teknik Pengairan Universitas Muhammadiyah Makassar.

Teristimewa dan terutama penulis sampaikan ucapan terima kasih kepada kedua orang tua yang senantiasa memberi harapan, semangat, perhatian, kasih sayang dan doa tulus tanpa pamrih. Dan saudara-saudaraku tercinta yang senantiasa mendukung dan memberikan semangat hingga akhir studi ini. Dan seluruh keluarga besar atas segala pengorbanan, dukungan dan doa restu yang telah diberikan demi keberhasilan penulis dalam menuntut ilmu. Semoga apa yang telah mereka berikan menjadi ibadah dan cahaya penerang kehidupan di dunia dan di akhirat.



Penulis menyadari bahwa penyusunan Skripsi ini tidak akan terwujud tanpa adanya bantuan dan dorongan dari berbagai pihak. Begitu pula penghargaan yang setinggi-tingginya dan terima kasih banyak disampaikan dengan hormat kepada, Bapak Prof. Dr. H. Abd. Rahman Rahim, S.E., M.M. sebagai Rektor Universitas Muhammadiyah Makassar, Bapak Ir. Hamzah Al Imran, S.T., M.T. sebagai Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar, Bapak Andi Makbul Syamsuri, S.T., M.T., sebagai Ketua Jurusan Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar, Bapak Dr. Ir. Darwis Pangurriseng, M.Si., selaku pembimbing I yang senantiasa meluangkan waktunya membimbing dan mengarahkan penulis, sehingga Skripsi dapat terselesaikan dengan baik, Bapak Dr. Ir. H. Abd. Rakhim Nanda, M.T., selaku pembimbing II, yang telah berkenan membantu selama dalam penyusunan skripsi ini hingga ujian Skripsi.

Bapak/Ibu dosen dan asisten Dosen Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar yang tak kenal lelah banyak menuangkan ilmunya kepada penulis selama mengikuti proses belajar mengajar di Universitas Muhammadiyah Makassar, Segenap staf pegawai dan karyawan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar, Rekan-rekan mahasiswa Fakultas Teknik, terkhusus Saudaraku Angkatan 2013 yang selalu belajar bersama dan dengan rasa persaudaran yang tinggi banyak membantu dan memberi dukungan dalam menyelesaikan tugas akhir ini. Terima kasih untuk semua kerabat yang tidak bisa penulis

tuliskan satu persatu yang telah memberikan semangat, kesabaran, motivasi, dan dukungannya sehingga penulis dapat merampungkan penulisan Skripsi ini. Semoga semua pihak tersebut mendapat pahala yang berlipat ganda disisi Allah SWT.

Akhirnya, sungguh penulis sangat menyadari bahwa Skripsi ini masih sangat jauh dari kesempurnaan oleh karena itu, kepada semua pihak utamanya para pembaca yang budiman, penulis senantiasa mengharapkan saran dan kritiknya demi kesempurnaan Skripsi ini.

Mudah-mudahan Skripsi ini dapat bermanfaat bagi semua pihak utamanya kepada Almamater kampus Biru Universitas Muhammadiyah Makassar.

*Billahi fii Sabilil Haq, Fastabiqul Khairat,*

***Wassalamu`alaikum, Wr. Wb.***

Makassar, 26 Juni 2019

**Penulis**



## DAFTAR ISI

<b>SAMPUL</b> .....	<b>i</b>
<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	<b>ii</b>
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	<b>iii</b>
<b>ABSTRAK</b> .....	<b>iv</b>
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	<b>v</b>
<b>DAFTAR ISI</b> .....	<b>viii</b>
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	<b>xii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	<b>xiv</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	<b>1</b>
A. Latar Belakang .....	1
B. Rumusan Masalah .....	2
C. Tujuan Penelitian .....	3
D. Manfaat Penelitian .....	3
E. Batasan Masalah .....	3
F. Sistematika Penulisan .....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	<b>5</b>
A. Uraian umum .....	5
B. Pengertian Bendungan .....	6
C. Pembagian Tipe Bendungan .....	7
1. Pembagian Tipe Berdasarkan Ukurannya .....	7
2. Pembagian Tipe Berdasarkan Tujuan Pembangunan ....	8
3. Pembagian Tipe Berdasarkan Penggunaan .....	8

4. Pembagian Tipe Berdasarkan Jalannya Air .....	9
5. Pembagian Tipe Berdasarkan Fungsinya .....	9
6. Pembagian Tipe Berdasarkan Konstruksinya .....	10
D. Bendungan Urugan .....	13
1. Bendungan Urugan Serbasama .....	14
2. Bendungan Urugan Batu Berlapis-lapis .....	15
3. Bendungan Urugan Batu dengan Lapisan Kedap Air di Muka .....	15
E. Analisis Hidrologi .....	16
1. Analisis Curah Hujan Wilayah .....	16
2. Analisis Frekuensi dan Curah Hujan Rencana .....	17
3. Analisis Curah Hujan Maksimum PMP .....	21
4. Analisis Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu .....	22
5. Perhitungan Volume Tampungan Waduk .....	25
F. Penelusuran Banjir .....	27
G. Desain Tubuh Bendungan .....	28
1. Tinggi Bendungan .....	29
2. Tinggi Jagaan .....	29
3. Kemiringan Lereng Bendungan .....	31
4. Lebar Mercu Bendungan .....	32
H. Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan .....	33
1. Gaya-Gaya atau Beban-Beban yang bekerja pada Bendungan .....	33
2. Stabilitas Lereng Bendungan .....	37

3. Stabilitas Terhadap Aliran Filtrasi .....	41
<b>BAB III METODOLOGI STUDI PERENCANAAN.....</b>	<b>47</b>
A. Lokasi Dan Waktu Studi Perencanaan .....	47
B. Jenis Studi Perencanaan Dan Sumber Data .....	48
C. Tahapan Studi Perencanaan.....	48
D. Metode Analisis Studi Perencanaan.....	49
E. Flowchart .....	53
<b>BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN .....</b>	<b>54</b>
A. Analisis Hidrologi .....	54
1. Analisis Curah Hujan Wilayah dan Hujan Harian Maksimum .....	54
2. Analisis Frekuensi dan Curah Hujan Rencana .....	56
3. Analisis Curah Hujan PMP .....	62
4. Analisis Debit Banjir Rencana .....	63
5. Perhitungan Volume Tampung Waduk.....	71
B. Analisis Kebutuhan Tampung.....	75
1. Tampung Efektif .....	75
2. Tampung Mati .....	76
C. Penelusuran Banjir/ <i>Flood Roating</i> .....	77
D. Perencanaan Dimensi Tubuh Bendungan .....	82
1. Desain Hidrolik Bendungan .....	82
2. Desain Hidrolis Bendungan .....	84
E. Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan .....	87
1. Stabilitas Terhadap Aliran Filtrasi .....	87



2. Stabilitas Bendungan Terhadap Rembesan .....	91
3. Stabilitas Lereng Bendungan Terhadap Longsor .....	92
F. Pembahasan .....	108
<b>BAB V PENUTUP .....</b>	<b>113</b>
A. Kesimpulan .....	113
B. Saran .....	113
<b>DAFTAR PUSTAKA.....</b>	<b>114</b>
<b>LAMPIRAN</b>	



## DAFTAR TABEL

No. Tabel	Judul	Halaman
Tabel 1	Klasifikasi Umum Bendungan Urugan	13
Tabel 2	Syarat Pemilihan Jenis Metode	18
Tabel 3	Nilai G Metode Log Pearson Type III berdasarkan nilai Koefisien Kepeceangan	20
Tabel 4	Angka Standar Tinggi Jagaan	31
Tabel 5	Kemiringan Lereng Bendungan	32
Tabel 6	Gempa Bumi Dan Percepatan Horisontal	37
Tabel 7	Pembagian Daerah Aliran ( <i>Polygon Thiessen</i> )	54
Tabel 8	Rekapitulasi Hujan Maksimum Harian Rata-Rata	55
Tabel 9	Analisis Parameter Statistik Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata	57
Tabel 10	Kesimpulan Pemilihan Jenis Metode	59
Tabel 11	Analisis Curah Rencana dengan Distribusi <i>Log Pearson Type III</i>	60
Tabel 12	Rekapitulasi Analisis Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang Tahun ( <i>t</i> ) dengan Distribusi <i>Log Pearson Type III</i>	62
Tabel 13	Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Efektif	66
Tabel 14	Waktu Lengkung Higrograf Nakayasu	67
Tabel 15	Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik dengan Metode Nakayasu	67
Tabel 16	Rekapitulasi Debit Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu	68

Tabel 17	Elevasi, Beda Tinggi dan Luas Area	72
Tabel 18	Perhitungan Volume Tampung Waduk	74
Tabel 19	Perhitungan Penelusuran Banjir Periode Ulang 100 Tahun	77
Tabel 20	Perhitungan Penelusuran Banjir Periode Ulang 1000 Tahun	79
Tabel 21	Perhitungan Penelusuran Banjir Periode Ulang PMF Tahun	81
Tabel 22	Rekapitulasi Perencanaan Dimensi Tubuh Bendungan	86
Tabel 23	Perhitungan Garis Parabola	88
Tabel 24	Kondisi Perencanaan Teknis Material Bendungan	93
Tabel 25	Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Kosong titik 1	94
Tabel 26	Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air Banjir titik 1	98
Tabel 27	Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Kosong titik 1	101
Tabel 28	Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir titik 1	105
Tabel 29	Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas Lereng Bendungan	108
Tabel 30	Rekapitulasi Analisis Hidrologi Perencanaan Yang Ada dan Studi Perencanaan Baru	109
Tabel 31	Rekapitulasi Perencanaan Tubuh Bendungan Yang Ada dan Studi Perencanaan Tubuh Bendungan Baru	110



## DAFTAR GAMBAR

No. Gambar	Judul	Halaman
Gambar 1	Skema Kegiatan Pengembangan Sumber Daya Air	6
Gambar 2	Poligon <i>Thiessen</i>	17
Gambar 3	Grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	24
Gambar 4	<i>Layout Waduk</i>	26
Gambar 5	Potongan Memanjang Waduk	26
Gambar 6	Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas Dan Volume Waduk	27
Gambar 7	Berat Bahan Yang Terletak Di Bawah Garis Depresi	34
Gambar 8	Skema Pembebanan Yang Disebabkan Oleh Tekanan	35
Gambar 9	Beberapa Skema Pembebanan Oleh Tekanan-Tekanan <i>Hydrostatis</i> Pada Bidang Luncur	35
Gambar 10	Penggambaran Metode Irisan Bidang Luncur	38
Gambar 11	Garis Depresi Pada Bendungan Homogen Sesuai Dengan Garis Parabola	42
Gambar 12	Garis Depresi Pada Bendungan Homogen Sesuai Dengan Garis Parabola Yang Mengalami Modifikasi	43
Gambar 13	Grafik Hubungan antara sudut bidang singgung ( $\alpha$ ) dengan $\frac{\Delta a}{a+\Delta a}$	44
Gambar 14	Garis Jaringan Aliran Trayektori	46
Gambar 15	Peta Lokasi Bendungan Karalloe	47
Gambar 16	Bagan Alur Studi Perencanaan	53

Gambar 17	Grafik Hubungan Antara Km dengan Fungsi Durasi Hujan dan Hujan Maksimum Rata-Rata Tahunan (Mm)	63
Gambar 18	Grafik Hidrograf Rancangan HSS Nakayasu	68
Gambar 19	Grafik Rekapitulasi Hidrograf Rancangan HSS Nakayasu	70
Gambar 20	Peta Topografi dan As Bendungan	71
Gambar 21	Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas Dan Volume Waduk	75
Gambar 22	Grafik Penelusuran Banjir periode ulang 100 tahun	78
Gambar 23	Grafik Penelusuran Banjir periode ulang 1000 tahun	80
Gambar 24	Grafik Penelusuran Banjir periode ulang PMF tahun	82
Gambar 25	Sketsa Tubuh Bendungan	86
Gambar 26	Formasi Garis Depresi sesuai dengan garis parabola	89
Gambar 27	Grafik Hubungan antara sudut bidang singgung ( $\alpha$ ) dengan $\frac{\Delta\alpha}{a+\Delta\alpha}$	89
Gambar 28	Formasi Garis Depresi Sesungguhnya	91
Gambar 29	Jaringan Aliran Trayektori	91
Gambar 30	Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Kosong pada titik 1	94
Gambar 31	Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Kosong pada titik 2	96
Gambar 32	Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Kosong pada titik 3	96
Gambar 33	Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Kosong pada titik 4	97

Gambar 34	Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air banjir Pada titik 1	97
Gambar 35	Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air banjir Pada titik 2	99
Gambar 36	Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air banjir Pada titik 3	100
Gambar 37	Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air banjir Pada titik 4	100
Gambar 38	Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Kosong pada titik 1	101
Gambar 39	Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Kosong pada titik 2	103
Gambar 40	Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Kosong pada titik 3	103
Gambar 41	Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Kosong pada titik 4	104
Gambar 42	Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir Pada titik 1	104
Gambar 43	Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir Pada titik 2	106
Gambar 44	Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir Pada titik 3	107
Gambar 45	Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir Pada titik 4	107



# BAB I

## PENDAHULUAN

### A. Latar Belakang

Air merupakan unsur yang sangat penting di muka bumi dan dibutuhkan oleh semua benda hidup serta merupakan energi yang mempertahankan permukaan bumi secara konstan (Chow dkk, 1995). Untuk memenuhi kebutuhan air yang semakin lama semakin meningkat maka perlu dilakukan pemecahan terhadap masalah tersebut. Dalam satu tahun persediaan air di alam berubah-ubah, pada musim penghujan air sangat banyak tersedia memungkinkan dapat terjadinya banjir, sedangkan pada musim kemarau air berkurang dan akan mengakibatkan kekeringan.

Sungai Karalloe terletak di Daerah Aliran Sungai (DAS) Kelara-Karalloe, Sungai Kelara mempunyai anak sungai yang besar yaitu Sungai Karalloe Sub-Das Karalloe. Daerah aliran sungai Kelara-Karalloe meliputi real seluas 280 km<sup>2</sup> yang memiliki potensi aliran tahunan rata-rata sebesar 300 Juta m<sup>3</sup>. Saat ini, daerah irigasi Kelara-Karalloe memiliki jaringan irigasi yang disuplai oleh dua bendung yaitu Bendung Kelara dan Bendung Karalloe. Akan tetapi, dari besarnya potensi aliran tersebut beberapa tahun terakhir ketersediaan air semakin menurun berbanding terbalik dengan meningkatnya kebutuhan masyarakat yakni hanya dapat mengairi sekitar 50% untuk air irigasi Kelara-Karalloe seluas ± 7.004 Ha. Sisa potensinya masih cukup besar yang selama ini tidak dimanfaatkan secara optimal, (wiki.SDA : 2013).

Diperlukan suatu pemecahan masalah dalam penambahan *supply* air untuk memenuhi kebutuhan irigasi Kelara-Karalloe dengan mengidentifikasi semua potensi yang ada di dalam DAS Kelara-Karalloe untuk mencukupi kebutuhan air dan irigasi Kelara-Karalloe. Berdasarkan hasil studi dan survei terdahulu yang telah dilakukan oleh Direktorat Jenderal Sumber Daya Air tahun 1980 di DAS Kelara-Karalloe maka perlu dibangun bendungan yang berfungsi sebagai tampungan air (waduk) untuk menyediakan air ketika musim kemarau dan memenuhi irigasi Kelara-Karalloe.

Berdasarkan permasalahan di atas, penulis mengangkat judul tentang **“Studi Perencanaan Teknis Konstruksi Tubuh Bendungan Karalloe Kab. Gowa”** untuk dapat memahami dan mengetahui dalam merencanakan konstruksi tubuh bendungan dengan menggunakan data teknis desain bendungan yang ada sebagai panduan dalam melakukan Perencanaan yang kiranya dapat mendekati desain bendungan yang ada dan sebagai parameter pembandingan pada studi perencanaan ini.

## **B. Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang masalah di atas, maka rumusan masalah pada penelitian ini adalah:

1. Bagaimana merencanakan dimensi konstruksi tubuh bendungan ?
2. Bagaimana stabilitas dimensi konstruksi tubuh bendungan ?

### **C. Tujuan Studi Perencanaan**

Berdasarkan rumusan masalah sebagaimana yang diuraikan di atas, maka tujuan studi perencanaan sebagai berikut :

1. Mengetahui perencanaan dimensi tubuh bendungan.
2. Mengetahui analisis stabilitas tubuh bendungan.

### **D. Manfaat Studi Perencanaan**

Adapun manfaat yang dapat diperoleh dari studi perencanaan ini, yaitu:

1. Agar dapat memahami prosedur perencanaan dimensi tubuh bendungan.
2. Dapat memberikan informasi tentang perencanaan konstruksi tubuh bendungan yang layak secara teknis untuk pengembangan dan pemanfaatan sumber daya air.

### **E. Batasan Masalah**

Untuk menghindari pembahasan yang luas serta memudahkan dalam penyelesaian masalah sesuai dengan tujuan yang ingin dicapai.

Batasan masalah dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Analisis perencanaan dimensi tubuh bendungan.
2. Analisis stabilitas dimensi tubuh bendungan.

### **F. Sistematika Penulisan**

Penulisan ini merupakan susunan yang serasi dan teratur oleh karena itu dibuat dengan komposisi bab-bab mengenai pokok-pokok

uraian sehingga mencakup pengertian tentang apa dan bagaimana, jadi sistematika penulisan diuraikan sebagai berikut:

**Bab I**, Dalam bab ini menguraikan tentang latar belakang masalah, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, batasan masalah, dan sistematika penulisan.

**Bab II**, Menguraikan tentang teori umum dan teori khusus yang digunakan dalam melakukan studi perencanaan.

**Bab III**, Menguraikan tentang lokasi dan waktu studi, jenis penelitian dan sumber data, tahapan studi perencanaan, analisis data, serta bagan alur studi perencanaan.

**Bab IV**, Merupakan bab yang menguraikan tentang tahap penelitian yang dilaksanakan yaitu, hasil studi perencanaan, analisis hasil dan pembahasan.

**Bab V**, Merupakan bab yang berisi tentang kesimpulan yang diperoleh dari hasil studi perencanaan, serta saran-saran dari penulis yang berkaitan dengan faktor pendukung dan faktor penghambat yang dialami selama studi perencanaan ini berlangsung, yang tentunya diharapkan agar penelitian ini berguna untuk ilmu aplikasi rekayasa khususnya bangunan air dan dapat dijadikan acuan untuk penelitian selanjutnya.



## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

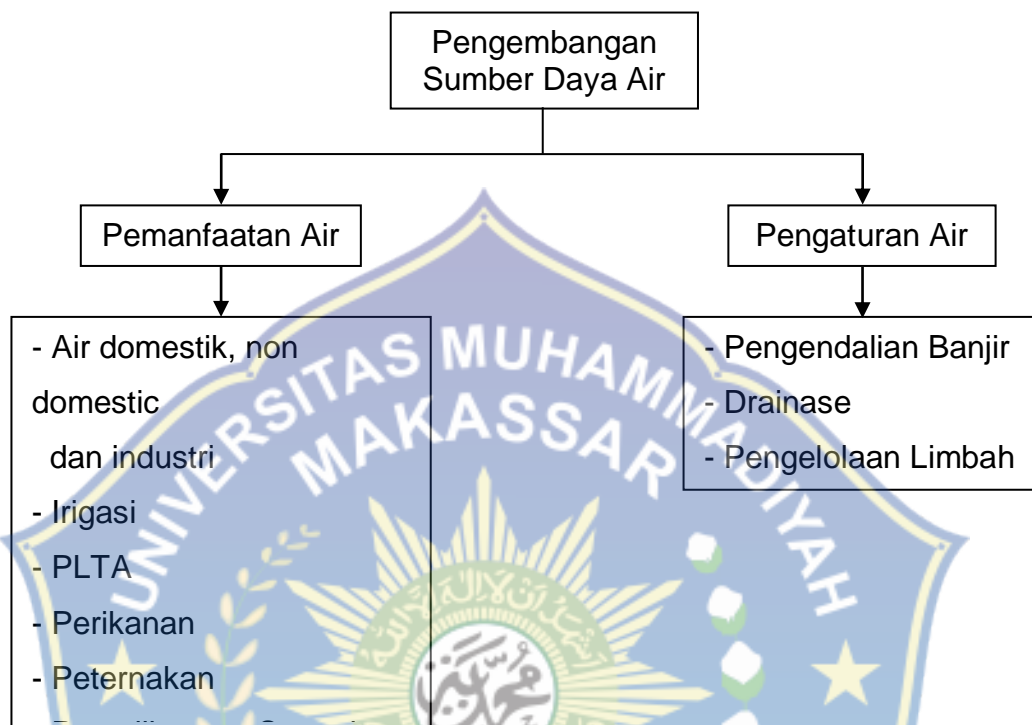
#### A. Uraian Umum

Pengembangan sumber daya air dapat dikelompokkan dalam dua kegiatan yaitu pemanfaatan air dan pengaturan air (Gambar 1). Untuk dapat melaksanakan kedua kegiatan tersebut diperlukan konsep, perancangan, perencanaan, pembangunan dan pengoperasian fasilitas-fasilitas pendukungnya. Pemanfaatan sumber daya air meliputi penyediaan air untuk kebutuhan air bersih, irigasi, pembangkit listrik tenaga air, perikanan, peternakan, pemeliharaan sungai dan lalu lintas air. Kegiatan pengendalian banjir, drainase dan pembuangan limbah termasuk dalam pengaturan sumber daya air sehingga kelebihan air tersebut tidak menimbulkan bencana, *(Bambang Triatmodjo, 2013)*.

Yang dimaksud dengan perencanaan adalah suatu proses kegiatan untuk menentukan tindakan yang akan dilakukan secara terkoordinasi dan terarah dalam rangka mencapai tujuan pengelolaan sumber daya air yaitu mewujudkan kemanfaatan sumber daya air yang berkelanjutan untuk sebesar-besarnya kemakmuran rakyat, *(Bambang Triatmodjo, 2013)*.

Perencanaan Bendungan Karalloe Kab. Gowa termasuk dalam kegiatan proyek terpadu pengembangan Sumber Daya Air (SDA) untuk mendukung peningkatan produksi pertanian khususnya padi untuk memantapkan ketersediaan pangan, meningkatkan pertumbuhan ekonomi, meningkatkan pendapatan petani dan meminimalisasi konflik

pengaturan air irigasi, air baku, air bersih, dan listrik tenaga air, serta pariwisata, (*wiki.SDA:2013*).



Gambar 1. Skema Kegiatan Pengembangan Sumber Daya Air  
(Sumber : UU No 7 Tahun 2004 tentang SDA, 2004)

## B. Pengertian Bendungan

Menurut Peraturan Pemerintah Nomor 37 Pasal 1 Tahun 2010 tentang Bendungan, bahwa bendungan adalah bangunan yang berupa urukan tanah, urukan batu, beton, dan atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat pula dibangun untuk menahan dan menampung limbah tambang (*tailing*), atau menampung lumpur sehingga terbentuk waduk.

Sebuah bendungan berfungsi menahan air dan menyimpan di musim hujan waktu air sungai mengalir dalam jumlah besar dan yang melebihi

kebutuhan baik untuk keperluan, irigasi, air minum, industri atau yang lainnya. Dengan memiliki daya tampung tersebut sejumlah besar air sungai yang melebihi kebutuhan dapat disimpan dalam waduk dan baru dilepas mengalir ke dalam sungai lagi di hilirnya sesuai dengan kebutuhan pada saat diperlukan.

### C. Pembagian Tipe Bendungan

Menurut Ir. Soedibyo, pembagian tipe bendungan dibagi menjadi 7 bagian yaitu berdasar ukurannya, tujuan pembangunannya, penggunaannya, jalan masuknya air, konstruksinya, fungsinya dan menurut *ICOLD*. Adapun penjelasannya sebagai berikut, (Ir. Soedibyo, 2003);

#### 1. Pembagian tipe bendungan berdasarkan ukurannya;

##### a. Bendungan besar (*large dams*)

Definisi menurut *ICOLD*, bendungan besar adalah bendungan yang tingginya lebih dari 15 m, diukur dari bawah pondasi sampai ke puncak bendungan. Bendungan antara 10-15 m dapat disebut sebagai bendungan besar bila memenuhi kriteria, yaitu:

- 1) Panjang puncak bendung lebih dari 500 m;
- 2) Kapasitas waduk yang terbentuk tidak kurang dari 1 juta m<sup>3</sup>;
- 3) Debit banjir maksimum yang diperhitungkan tidak kurang dari 2000 m<sup>3</sup>/det;
- 4) Bendungan menghadapi kesulitan kesulitan khusus pada pondasinya atau mempunyai spesifik;

5) Desain bendung tidak seperti biasanya.

b. Bendung kecil (*small dams, weir*, bendung)

Adalah semua syarat bendungan besar tidak dipenuhi.

## **2. Pembagian tipe bendungan berdasarkan tujuan pembangunan;**

a. Bendung dengan tujuan tunggal, (*single purpose dams*), yaitu bendungan dibangun dengan satu tujuan saja. Misalnya untuk pembangkit listrik, untuk irigasi, dan pengendali banjir;

b. Bendungan serba guna (*multipurpose dams*), adalah bendungan yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan misalnya pembangkit tenaga listrik dan irigasi, pengendalian banjir dan PLTA, air minum dan industri, pariwisata.

## **3. Pembagian tipe bendungan berdasarkan penggunaan;**

a. Bendungan untuk membentuk waduk (*storage dams*), adalah bendungan yang dibangun untuk membentuk waduk yang berguna untuk menyimpan air pada waktu kelebihan dan dapat dipakai pada waktu diperlukan;

b. Bendungan penangkap atau pembelok air (*diversion dams*), bendungan dibangun agar permukaan air tinggi sehingga dapat mengalir masuk ke dalam saluran air atau terowongan. Banyak dipakai untuk irigasi, PLTA, penyediaan air industri;

c. Bendungan untuk memperlambat jalannya air (*detension dams*), adalah bendungan yang dibangun untuk memperlambat jalannya air



sehingga dapat mencegah banjir besar, untuk menyimpan air sementara dan dialirkan dalam saluran air bagian hilir.

#### **4. Pembagian tipe bendungan berdasarkan jalannya air;**

- a. Bendungan untuk dilewati air (*overflow dam*) adalah bendungan yang dibangun untuk dilimpasi air, misalnya bangunan pelimpah;
- b. Bendungan untuk menahan air (*non overflow dam*) adalah bendungan yang sama sekali tidak boleh dilimpasi air.

#### **5. Pembagian tipe bendungan berdasar fungsinya**

Adapun pembagian tipe bendungan berdasarkan fungsinya, sebagai berikut;

- a. Bendungan pengelak pendahuluan adalah bendungan yang pertama-tama dibangun di sungai pada waktu debit air rendah agar lokasi rencana bendungan pengelak menjadi kering yang memungkinkan pembangunannya secara teknis.
- b. Bendungan pengelak adalah bendungan yang dibangun setelah bendungan pengelak pendahuluan telah dibangun, sehingga lokasi rencana bendungan utama menjadi kering yang memungkinkan pembangunannya secara teknis.
- c. Bendungan utama (*main dam*) adalah bendungan yang dibangun untuk memenuhi satu sama lain atau lebih tujuan tertentu.
- d. Bendungan sisi (*high level dam*) adalah bendungan yang terletak di sebelah sisi kiri dan atau sisi kanan bendungan utama yang tinggi puncaknya juga sama.

- e. Bendungan di tempat rendah (*saddle dam*) adalah bendungan yang terletak di tepi waduk yang jauh dari bendungan utama, yang dibangun untuk mencegah keluarnya air waduk sehingga air waduk tidak mengalir ke daerah sekitarnya.
- f. Tanggul (*dyke, levee*) adalah bendungan yang terletak di sebelah sisi kiri dan atau sisi kanan bendungan utama dan di tempat yang jauh dari bendungan utama yang tinggi maksimalnya hanya 5 m dengan panjang maksimal 5 kali tingginya.
- g. Bendungan limbah industri (*industrial waste dam*) adalah bendungan yang terdiri atas timbunan secara bertahap untuk menahan limbah yang berasal dari industri.
- h. Bendungan pertambangan (*mine tailing dam, tailing dam*) adalah bendungan yang terdiri atas timbunan secara bertahap untuk menahan hasil galian pertambangan dan bahan pembuatnya pun berasal dari hasil galian pertambangan.

#### **6. Pembagian tipe bendungan berdasarkan konstruksinya;**

Adapun tipe bendungan berdasarkan konstruksinya ada 3 tipe yaitu, bendungan urugan, bendungan beton, dan bendungan lainnya;

- a. Bendungan urugan (*fill dams, embankment dams*), menurut ICOLD bendungan tipe ini adalah bendungan yang dibangun dari hasil penggalian bahan material tanpa tambahan bahan lain yang bersifat campuran secara kimia, jadi betul-betul bahan-bahan pembentuk bendungan asli. Bendungan ini dibagi menjadi:

- 1) Bendungan urugan serbasama (*homogeneous dams*)
  - 2) Bendungan urugan berlapis-lapis (*zone dams, rockfill dams*) adalah bendungan urugan yang terdiri atas beberapa lapisan yaitu lapisan kedap air (*water light layer*), lapisan batu (*zones, shell*), lapisan batu teratur (*rip-rap*), dan lapisan pengering (*filter zones*).
  - 3) Bendungan lapisan batu dengan kedap air di muka (*impermeable face rockfill dams, decked fockfill dams*) adalah urugan batu berlapis-lapis yang lapisan kedap airnya diletakkan di sebelah hulu bendungan. Lapisan kedap air yang sering dipakai adalah aspal dan beton bertulang. Perancis telah mencoba menggunakan geotextile untuk untuk lapisan kedap air di muka ini yang hasilnya cukup memuaskan dan sudah mulai dipakai di negara lainnya. Bahan-bahan bangunan lainnya seperti kayu, besi, dan karet pernah pula dicoba, namun mengalami kesulitan sehingga tidak pernah dipakai lagi.
- b. Bendungan beton (*concrete dams*) adalah bendungan yang dibuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak. Ini terbagi lagi menjadi, sebagai berikut:
- 1) Bendungan beton berdasar berat sendiri (*concrete gravity dams*) adalah bendungan beton yang didesain untuk menahan beban dan gaya yang bekerja padanya hanya dengan berat sendiri saja.
  - 2) Bendungan beton dengan penyangga (*concrete buttress dams*) adalah bendungan beton yang mempunyai penyangga untuk

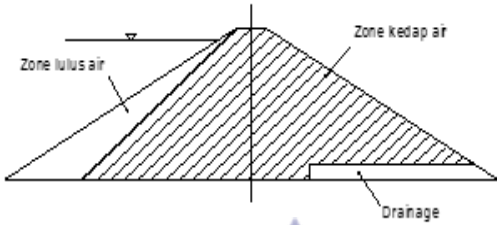
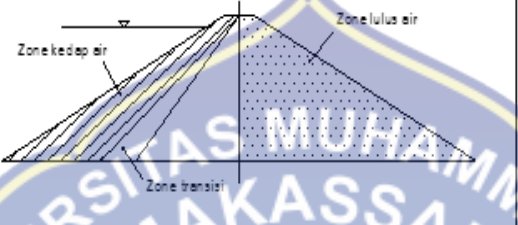
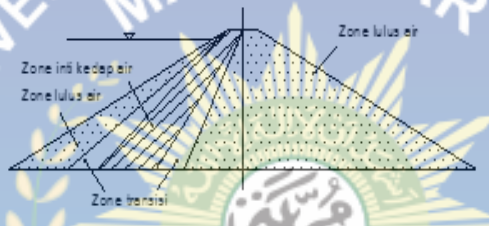

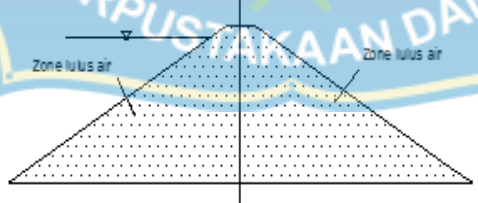
menyalurkan gaya-gaya yang bekerja padanya. Banyak dipakai apabila, sungainya sangat lebar sedangkan keadaan geologinya baik.

- 3) Bendungan beton berbentuk lengkung (beton berbentuk busur atau *concrete arch dams*) adalah bendungan beton yang didesain untuk menyalurkan gaya-gaya yang bekerja padanya lewat abutment kiri dan kanan bendungan.
  - 4) Bendungan beton kombinasi (*combination concrete dams, mixed type concrete dams*) merupakan kombinasi antara lebih dari satu tipe.
- c. Bendungan lainnya, biasanya hanya untuk bendungan kecil misalnya bendungan kayu (*timber dams*), bendungan besi (*steel dams*), bendungan pasangan bata (*brick dams*), bendungan pasangan batu (*masonry dams*).

Adapun pembagian tipe bendungan urugan menurut Sosrodarsono & Kensaku Takeda, dapat digolongkan dalam 3 tipe utama yaitu dapat dilihat pada tabel 1 berikut:



Tabel 1. Klasifikasi Umum Bendungan Urugan

Type	Skema Umum	Keterangan
Bendungan Homogen		Apabila 80% dari seluruh bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang bergradasi hampir sama.
Bendungan Zonal	Bendungan Tirai 	Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi dilengkapi dengan tirai kedap air di udiknya.
	Bendungan Inti Miring 	Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi dilengkapi dengan inti kedap air yang berkedudukan miring ke hilir.
	Bendungan Inti Vertical 	Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi dilengkapi dengan inti kedap air yang berkedudukan vertical.
Bendungan Sekat		Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi dilengkapi dengan inti kedap air yang berkedudukan vertical.

(Sumber: Ir. Suyono Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002)

#### D. Bendungan Urugan

Bendungan urugan dibagi menjadi 3 yaitu bendungan urugan serbasama, bendungan urugan batu berlapis-lapis, dan bendungan

urugan batu dengan lapisan kedap air di muka. Adapun penjelasannya sebagai berikut, (Ir. Soedibyo, 2003);

1. Bendungan urugan serbasama (*homogeneous dams*) bendungan ini sering disebut sebagai bendungan urugan tanah. Bendungan urugan serbasama merupakan bendungan yang lebih dari setengah volumenya terdiri atas bahan bangunan yang seragam. Bendungan ini dibagi menjadi 2 tipe yaitu bendungan urugan tanah dan bendungan urugan pasir dan kerikil;
  - a. Bendungan urugan tanah (*earthfill dams*) adalah bendungan urugan yang lebih dari setengah volumenya terdiri atas tanah atau tanah liat. Bendungan ini, terbagi menjadi bendungan urugan tanah dengan saluran drainase kaki, bendungan urugan tanah dengan saluran drainase horisontal, bendungan urugan tanah dengan saluran drainase tegak, bendungan urugan tanah dengan saluran drainase kombinasi.
  - b. Bendungan urugan pasir dan kerikil (*gravel pebble fill dams*) adalah bendungan urugan yang lebih dari setengah volumenya atas pasir dan kerikil dengan lapisan kedap air yang terdapat di dalam tubuh bendungan. Campuran dari tanah dan lumpur 5% harus dibatasi setinggi-tingginya 5%, apabila kadar lebih dari 5% harus dicuci lebih dahulu agar penurunan bendungan yang terjadi tidak besar. Bendungan ini dibagi menjadi 3 yaitu bendungan urugan pasir dan kerikil dengan lapisan kedap air tegak, bendungan urugan pasir dan

kerikil dengan lapisan kedap air miring, bendungan urugan pasir dan kerikil dengan lapisan kedap air tegak tidak simetris.

2. Bendungan urugan batu berlapis-lapis (*zoned dams*), tipe bendungan ini relatif lebih baik dibandingkan dengan bendungan urugan tanah maka kemiringan lereng hulu dan hilir harus dibuat lebih tegak dan lebih tinggi. Bendungan ini, terbagi atas bendungan urugan batu berlapis-lapis dengan lapisan kedap air tegak, bendungan urugan batu berlapis-lapis dengan lapisan kedap air miring, bendungan urugan batu berlapis-lapis dengan lapisan kedap air tegak tidak simetris.
3. Bendungan urugan batu dengan lapisan kedap air di muka (*impermeable face rockfill dams, impermeable membrane facing rockfill dams, decked rockfill dams*) untuk tipe bendungan ini banyak dipakai apabila di sekitar lokasi bendungan terdapat banyak batu, koral atau pasir, tetapi tanah liatnya hanya sedikit atau di daerah yang waktu kerja efektifnya hanya pendek sebagai akibat yang cukup tinggi dan lama. Untuk menghindarkan terjadinya rembesan air, lapisan kedap airnya harus dibuat sedemikian rupa sehingga cukup kuat dan tidak mudah retak. Bendungan urugan tipe ini terbagi 3, yaitu :
  - a. Bendungan urugan batu dengan lapisan kedap air di muka dari aspal, tipe ini digunakan aspal yang dicampur secara panas yang kuat kedap air.
  - b. Bendungan urugan batu dengan lapisan kedap air di muka dari beton bertulang, untuk bendungan yang agak tinggi, tebal beton

bertulang minimal 30 cm di puncak bendungan dan di bawah lebih tebal lagi, dengan tulangan yang berfungsi untuk menahan tegangan tarik sebagai akibat penurunan dari bendungan.

- c. Bendungan urugan batu dengan lapisan kedap air di muka dari geotextile, untuk tipe bendungan relatif masih baru karena mulai dicoba pada tahun 1970 yaitu pada bendungan Vilacros di Prancis dengan tinggi 18 m.

## E. Analisis Hidrologi

### 1. Analisis Curah Hujan Wilayah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah yang dinyatakan dalam satuan mm, (Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, 2002). Dalam studi ini analisis curah hujan wilayah yang digunakan adalah metode rata-rata *Polygon Thiessen*. Metode ini memperhitungkan bobot dari masing-masing stasiun yang mewakili luasan disekitarnya, adapun secara matematik dapat dinyatakan pada persamaan berikut, (Bambang Triatmojo, 2013);

$$R = \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + A_3.R_3 + \dots + A_n.R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (1)$$

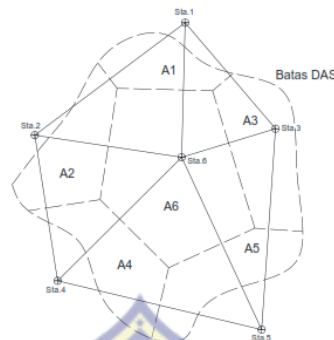
Dimana :

R = Hujan rerata kawasan (mm)

R1, R2, ..., Rn = Hujan di stasiun 1, 2, 3, ..., n (mm)



A1, A2, ..., An = Luas daerah yang mewakili stasiun 1, 2, 3, ..., n



Gambar 2. Poligon Thiessen (Sumber : Bambang Triatmodjo, 2013)

**2. Analisis Frekuensi dan Curah Hujan Rencana**

Dalam penentuan distribusi ada persyaratan yang perlu dipenuhi, yaitu mengenai nilai parameter-parameter statistiknya. Parameter tersebut antara lain; koefisien variasi, koefisien kepengcengan (*skewness*) dan koefisien kurtosis. Analisis frekuensi harus dilakukan secara bertahap dan sesuai urutan kerja yang telah ada karena hasil dari masing-masing perhitungan saling mempengaruhi terhadap hasil perhitungan sebelumnya. Adapun langkah-langkah analisa frekuensi, sebagai berikut, (Hadisusanto, 2011);

- a. Nilai rata-rata  $\bar{x}$  ;

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Xi \dots\dots\dots (2)$$

- b. Standar deviasi (S);

$$s = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{Xi - \bar{X}}{n-1} \right)^2} \dots\dots\dots (3)$$

Dengan;

S = Standar deviasi

Xi = Curah hujan rencana pada periode ulang tertentu

$\bar{X}$  = Curah hujan harian maksimum rata-rata

N = Jumlah data

c. Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{s}{\bar{X}} \dots\dots\dots (4)$$

Dengan;

Cv = Koefisien variasi

d. Koefisien Kepencengan/Skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2).s^3} \cdot \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^3 \dots\dots\dots (5)$$

Dengan;

Cs = Koefisien asimetris/skewness

e. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2).s^4} \cdot \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^4 \dots\dots\dots (6)$$

Dengan;

Cs = Koefisien kurtosis

Adapun syarat untuk mengetahui jenis metode yang digunakan untuk perhitungan curah hujan rencana dapat dilihat pada tabel 2 berikut;

Tabel 2. Syarat Pemilihan Jenis Metode

Metode	Syarat
Normal	Cs = 0,00
	Ck = 3,00
Gumbel	Cs = 1,1396
	Ck = 5,4002
Log Normal	Cs = Cv <sup>3</sup> + 3Cv
	Ck = Cv <sup>8</sup> + 6Cv <sup>6</sup> + 15Cv <sup>4</sup> + 16Cv <sup>4</sup> + 3
Log Pearson Type III	Tidak memenuhi sifat-sifat seperti pada kedua distribusi di atas

(Sumber: Bambang Triatmodjo, 2008)

Analisis curah hujan rencana ditujukan untuk mengetahui besarnya curah hujan harian maksimum dalam periode ulang tertentu yang nantinya digunakan untuk perhitungan debit banjir rencana. Metode yang umum digunakan untuk perhitungan curah hujan rencana ini adalah Metode Gumbel, Metode Log Normal, Metode *Log Pearson* Tipe III, namun dalam studi ini metode yang digunakan adalah metode *Log Pearson Type III*, berikut langkah-langkah perhitungan curah hujan dengan metode *Log Pearson Type III*, (Bambang Triatmodjo, 2008);

a. Nilai Rata-rata:

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x}{n} \quad (7)$$

b. Standar Deviasi:

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}} \quad (8)$$

c. Koefisien *Skewness*:

$$C_s = \frac{n \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(S \log x)^3} \quad (9)$$

d. Curah Hujan Rencana

$$\log X = \overline{\log X} + K \cdot S \log x \quad (10)$$

$X = \text{Anti Log } X$

Dimana:

$\log X$  = Logaritma curah hujan yang dicari

$\overline{\log x}$  = Logaritma rerata dari curah hujan

$\log X_i$  = Logaritma curah hujan tahun ke  $i$

$K$  = Konstanta *Log Pearson* Type III berdasarkan Koefisien

### Kepencengan

Sx = Simpangan baku

Cs = Koefisien kepencengan (skewness)

n = Jumlah data

Tabel 3. Nilai G Metode *Log Pearson Type III* berdasarkan nilai Koefisien Kepencengan

Cs	Kala Ulang (Tahun)								
	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
3,00	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	6,605	7,150
2,90	-0,390	0,440	1,195	2,277	3,134	4,013	4,909	6,500	7,030
2,80	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847	6,402	6,920
2,70	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,093	3,932	4,783	6,288	6,790
2,60	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718	6,182	6,670
2,50	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,076	6,550
2,40	-0,351	0,537	1,262	2,265	3,023	3,800	4,584	5,961	6,420
2,30	-0,341	0,550	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515	5,854	6,300
2,20	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	5,739	6,170
2,10	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372	5,623	6,040
2,00	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,507	5,910
1,90	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223	5,391	5,780
1,80	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,267	5,640
1,70	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069	5,150	5,510
1,60	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,025	5,370
1,50	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,743	3,330	3,910	4,900	5,230
1,40	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	4,782	5,100
1,30	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745	4,656	4,960
1,20	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,523	4,810
1,10	-0,180	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087	3,575	4,395	4,670
1,00	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,270	4,530
0,90	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,143	4,390
0,80	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312	4,008	4,240
0,70	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	3,881	4,100
0,60	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,753	3,960
0,50	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,618	3,810
0,40	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,490	3,670
0,30	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,354	3,520
0,20	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,226	3,380
0,10	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,090	3,230
0,00	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	2,962	3,090
-0,10	0,017	0,846	1,270	1,716	2,000	2,252	2,482	2,833	2,950
-0,20	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,705	2,810
-0,30	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,576	2,670
-0,40	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,448	2,530
-0,50	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,327	2,400



Lanjutan Tabel 3.

Cs	Kala Ulang (Tahun)								
	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
-0,60	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,018	2,207	2,270
-0,70	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,087	2,140
-0,80	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	1,974	2,020
-0,90	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,862	1,900
-1,00	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,759	1,790
-1,10	0,180	0,848	1,107	1,324	1,435	1,518	1,581	1,655	1,690
-1,20	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,560	1,580
-1,30	0,210	0,838	1,064	1,240	1,324	1,383	1,424	1,466	1,480
-1,40	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,386	1,390
-1,50	0,240	0,825	1,018	1,157	1,217	1,256	1,282	1,303	1,310
-1,60	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,234	1,240
-1,70	0,268	0,808	0,970	1,075	1,116	1,140	1,155	1,166	1,170
-1,80	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,107	1,110
-1,90	0,294	0,788	0,920	0,996	1,023	1,037	1,044	1,049	1,050
-2,00	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,995	0,999	1,000
-2,10	0,319	0,765	0,869	0,923	0,939	0,946	0,949	0,950	0,950
-2,20	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,909	0,910
-2,30	0,341	0,739	0,819	0,855	0,864	0,867	0,869	0,870	0,870
-2,40	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832	0,833	0,833	0,833
-2,50	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,800	0,800
-2,60	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769	0,769	0,770	0,770
-2,70	0,376	0,681	0,724	0,738	0,740	0,740	0,741	0,740	0,740
-2,80	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714	0,714	0,714	0,714
-2,90	0,390	0,651	0,681	0,683	0,689	0,690	0,690	0,690	0,690
-3,00	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,670	0,670

(Sumber: CD. Soemarto, 1999)

### 3. Analisis Curah Hujan Maksimum Boleh Jadi (HMBJ/PMP)

Hujan berpeluang maksimum atau PMP didefinisikan sebagai tinggi terbesar hujan dengan durasi tertentu yang secara meteorologi dimungkinkan bagi suatu daerah pengaliran dalam suatu waktu dalam tahun tanpa adanya kelonggaran yang dibuat untuk trend klimatologis jangka Panjang, (CD. Soemarto, 1999). Desain bangunan pelimpah pada bendungan besar, perlu memperhitungkan faktor keamanan agar waduk mampu menampung dan mengalirkan air banjir dengan aman terhadap bahaya *overtopping*. Oleh karena itu dibutuhkan perkiraan besarnya hujan

badai terbesar yang akan menghasilkan debit aliran masuk yang besar pula. Dengan demikian banjir aliran masuk (*inflow*) akan menjadi realistis pula dan akan menghasilkan suatu dimensi bangunan yang cukup tinggi tingkat keandalannya. Curah hujan maksimum boleh jadi (*Probable Maximum Precipitation/PMP*) dihitung dengan menggunakan metode *Hersfield*, sebagai berikut;

$$X_{PMP} = \bar{X} + K_m \cdot S \dots\dots\dots (11)$$

dimana:

$X_{PMP}$  = Hujan banjir maksimum boleh jadi

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hujan / banjir

$K_m$  = Faktor koefisien *Hersfield*

$S$  = Standart deviasi

#### 4. Analisis Debit Banjir Rencana Menggunakan Metode HSS Nakayasu

Untuk menentukan debit yang terdapat pada aliran sungai banyak metode yang dapat digunakan. Akan tetapi, penulis hanya membahas metode hidrograf yaitu metode HSS Nakayasu.

Nakayasu telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Hasil penelitian dirumuskan dengan persamaan dan tahapan perhitungan sebagai berikut :

- a. Data yang ada untuk diproses, meliputi : curah hujan  $R_{24}$  dalam mm, panjang sungai (L) dalam km, *cacthment* area (A) dalam  $km^2$ .
- b. Curah hujan efektif tiap jam (*hourly of distribution of effective rainfall*).

Untuk menghitung rata-rata hujan dari awal hingga jam ke - T

$$R_t = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (12)$$

Dimana :

$R_t$  = Rerata hujan dari awal sampai jam ke t (mm/jam),

T = Waktu hujan sampai jam ke t,

$R_{24}$  = Curah hujan maksimum dalam 24 jam.

Untuk menghitung distribusi hujan pada jam ke – T

$$R_{24} = t \cdot R_t - (t - 1) \cdot R_{(t-1)} \dots\dots\dots (13)$$

Dimana :

$R_T$  = Intensitas curah hujan pada jam t (mm),

t = Waktu (jam),

$R_t$  = Rerata hujan dari awal sampai jam ke t (mm/jam),

$R(t-1)$  = Rerata curah hujan dari awal sampai jam ke (t-1)

Perhitungan hujan efektif

$$R_e = C \times R_T \dots\dots\dots (14)$$

Dimana:

$R_e$  = Hujan efektif,

C = Koefisien pengaliran sungai,

$R_T$  = Intensitas curah hujan (mm/jam)

Harga C yang berbeda-beda umumnya disebabkan oleh topografi DAS dan perbedaan tata guna lahan.

Untuk Menentukan  $T_P$ ,  $T_{0.3}$  dan  $Q_P$

$$T_p = T_g + 0,8 \cdot T_r \dots\dots\dots (15)$$

$$T_r = 0,5T_g \text{ s/d } 1 T_g \text{ ..... (16)}$$

$$T_g = 0,4 + 0,058L \text{ untuk } L > 15 \text{ km ..... (17)}$$

$$T_g = 0,21 \cdot L^{0,7} \text{ untuk } L < 15 \text{ km ..... (18)}$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot T_g \text{ ..... (19)}$$

$$Q_P = \frac{A \cdot R_0}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})} \text{ ..... (20)}$$

Dimana;

$Q_P$  = Debit puncak banjir ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

$C$  = Koefisien pengaliran

$A$  = Luas daerah aliran sungai ( $\text{km}^2$ )

$R_0$  = Hujan satuan ; 1 mm

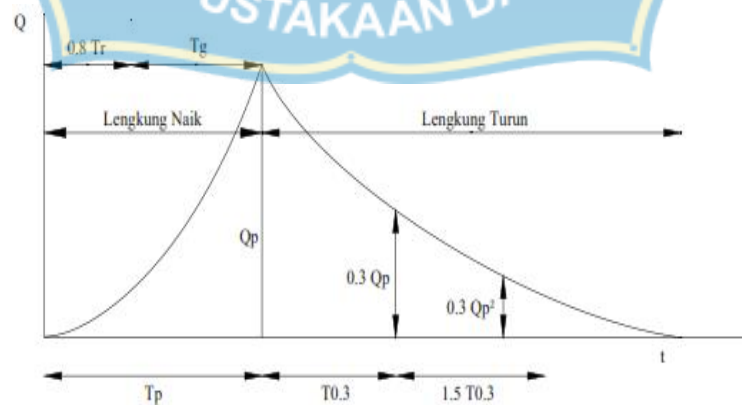
$T_p$  = Waktu puncak (jam)

$T_{0,3}$  = Waktu yang diperlukan untuk penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30% dari debit puncak (jam)

$T_r$  = Satuan waktu hujan

$T_g$  = Waktu konsentrasi (jam), ditentukan berdasarkan  $L$

Menentukan keadaan kurva dapat dilihat pada gambar:



Sumber: Soemarto, C.D, 1999

Gambar 3. Grafik Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu



1) Keadaan kurva naik, dengan  $0 < Q < Q_P$

$$Q = Q_p \left( \frac{T}{T_p} \right)^{2.4} \dots\dots\dots (21)$$

2) Keadaan kurva turun dengan  $Q > 0,3 Q_P$

$$Q = Q_p \cdot 0,3 \left( \frac{t-T_p}{T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots (22)$$

3) Keadaan kurva turun  $0,32 \cdot Q_P < Q < 0,3 Q_P$

$$Q = Q_p \cdot 0,3 \left( \frac{t-T_p+1,5 \cdot T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots (23)$$

4) Keadaan kurva turun  $Q < 0,32 Q_P$

$$Q = Q_p \cdot 0,3 \left( \frac{t-T_p+1,5 \cdot T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots (24)$$

Selanjutnya hubungan antara 't' dan Q/R<sub>o</sub> untuk setiap kondisi kurva dapat digambarkan melalui grafik yang dapat dilihat pada gambar 3 di atas.

## 5. Perhitungan Volume Tampungan Waduk

Kapasitas volume tampungan waduk yang bentuknya beraturan dapat dihitung dengan rumus-rumus untuk menghitung benda padat. Kapasitas waduk pada kedudukan alamiah biasanya haruslah ditetapkan berdasarkan pengukuran topografi, (*Ray K. Linsley, 1989*).

Perhitungan ini didasarkan pada data peta topografi dengan skala 1:10.000 dan beda tinggi kontur 1 m. Cari luas permukaan waduk yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh dua garis kontur yang berurutan dengan menggunakan rumus pendekatan volume, (*Ir. Soedibyo, 1993*).

$$V = \frac{1}{3} \cdot \Delta x \cdot (F_y + F_x + \sqrt{F_y \cdot F_x}) \dots\dots\dots (25)$$

Dimana :

$V$  = Volume tampungan ( $m^3$ )

$\Delta x$  = Beda tinggi kontur (m)

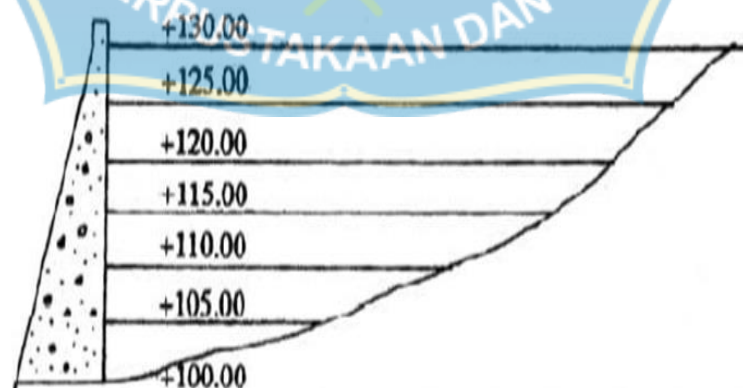
$F_y$  = Luas yang dibatasi kontur 1 ( $km^2$ )

$F_x$  = Luas yang dibatasi kontur 2 ( $km^2$ )

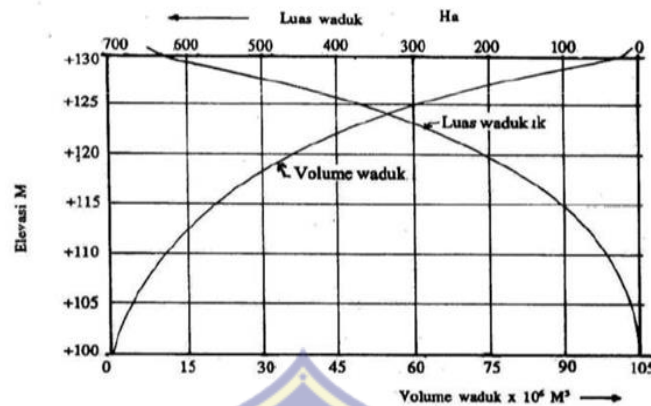
Dari perhitungan di atas, kemudian dibuatkan grafik hubungan antara luas waduk, elevasi dan volume tampungan waduk. Dari grafik tersebut dapat dicari luas dan volume tampungan setiap elevasi tertentu dari suatu bendungan/waduk.



Gambar 4. Lay Out waduk (Sumber: Soedibyo, 1993)



Gambar 5. Potongan memanjang waduk (Sumber: Soedibyo, 1993)



Gambar 6. Grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume waduk  
(Sumber: Soedibyo, 1993)

#### F. Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Penelusuran banjir dimaksudkan untuk mengetahui karakteristik *hidrograf outflow*/keluaran, yang sangat diperlukan dalam pengendalian banjir. Perubahan hidrograf banjir antara *inflow* (I) dan *outflow* (O) karena adanya faktor tampungan atau adanya penampang sungai yang tidak seragam atau akibat adanya *meander* sungai. Jadi penelusuran banjir ada dua, untuk mengetahui perubahan *inflow* dan *outflow* pada waduk dan *inflow* pada satu titik dengan suatu titik di tempat lain pada sungai, (Soemarto, 1999).

Perubahan *inflow* dan *outflow* akibat adanya tampungan. Maka pada suatu waduk terdapat *inflow* banjir (I) akibat adanya banjir dan *outflow* (O) apabila muka air waduk naik, di atas *spillway* (terdapat limpasan) (Soemarto, 1999).

$I > O$  tampungan waduk naik elevasi muka air waduk naik.

$I < O$  tampungan waduk turun elevasi muka waduk turun.

Pada penelusuran banjir berlaku persamaan kontinuitas:

$$I - O = \Delta S \dots\dots\dots (26)$$

$\Delta S$  = Perubahan tampungan di waduk

Persamaan kontinuitas pada periode  $\Delta t = t_1 - t_2$  adalah:

$$\left[ \frac{I_1 + I_2}{2} \right] x \Delta t - \left[ \frac{O_1 + O_2}{2} \right] x \Delta t = S_2 - S_1 \dots\dots\dots (27)$$

Dalam penelusuran banjir pada waduk, maka langkah yang diperlukan adalah:

1. Menentukan *hidrograf inflow* sesuai skala perencanaan.
2. Menyiapkan data hubungan antara volume dan area waduk dengan elevasi waduk (lengkung kapasitas).
3. Menentukan atau menghitung debit limpasan *spillway* waduk pada setiap ketinggian air di atas *spillway* dan dibuat dalam grafik.
4. Ditentukan kondisi awal waduk (muka air waduk) pada saat dimulai routing. Hal ini diperhitungkan terhadap kondisi yang paling bahaya dalam rangka pengendalian banjir.
5. Menentukan periode waktu peninjauan  $t_1, t_2, \dots$ , dst, periode waktu  $(t_2 - t_1)$  semakin kecil bertambah baik.

### G. Desain Tubuh Bendungan

Menurut Sosrodarsono & Kensaku Takeda, tubuh bendungan merupakan bangunan utama yang dibuat melintang menutupi alur sungai yang akan dibendung dengan perhitungan kekuatan tertentu untuk mendapatkan daerah tampungan berupa waduk. Berikut merupakan bagian perencanaan tubuh bendungan (Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002);



## 1. Tinggi Bendungan

Tinggi bendungan adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu bendungan. Permukaan pondasi adalah dasar dinding kedap air atau dasar dari pada zone kedap air. Apabila pada bendungan tidak terdapat dinding kedap air atau zone kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui tepi udik mercu bendungan dengan permukaan pondasi atas bendungan tersebut. Untuk menghitung tinggi bendungan harus terlebih dahulu, menentukan tinggi jagaan ( $H_f$ ).

## 2. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum-rencana air dalam waduk dan elevasi mercu bendungan. Dalam hal-hal tertentu tambahan tinggi tembok penahan ombak diatas mercu bendungan kadang-kadang diperhitungkan pula pada penentuan tinggi jagaan. Tinggi jagaan ( $H_f$ ) dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut, (Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, 2002):

$$H_f > \Delta h + \left( hw \text{ atau } \frac{he}{2} \right) + ha + hi \dots\dots\dots (28)$$

$$H_f \geq hw + \frac{he}{2} + ha + hi \dots\dots\dots (29)$$

Dimana:

$\Delta h$  = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk yang terjadi akibat timbulnya banjir obnormal;

$ha$  = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk, apabila terjadi kemacetan-kemacetan pada pintu bangunan pelimpah;

$hw$  = tinggi ombak akibat tiupan angin;

$he$  = tinggi ombak akibat gempa;

$hi$  = tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat urgensi dari waduk.

- a. Tinggi kenaikan permukaan air yang disebabkan oleh banjir abnormal ( $\Delta h$ )

$$\Delta h = \frac{2}{3} \times \alpha \cdot \frac{Q_0}{Q} \times \frac{h}{1 + \frac{Ah}{QT}} \dots\dots\dots (30)$$

Dimana:

$Q_0$  = Debit banjir rencana

$Q$  = Kapasitas rencana bangunan pelimpah untuk banjir abnormal

$\alpha$  = 0,1 untuk bangunan pelimpah terbuka;

$\alpha$  = 0,2 untuk bangunan pelimpah tertutup;

$h$  = Kedalaman pelimpah rencana;

$A$  = Luas permukaan air waduk pada elevasi banjir rencana;

$T$  = Durasi terjadinya banjir abnormal (biasanya antara 1 s/d 3 jam).

- b. Tinggi jangkauan ombak yang disebabkan oleh angin

Tinggi jangkauan hempasan ombak yang naik ke atas permukaan lereng udik bendungan ( $hw$ ) dapat diperoleh dengan metode S.M.B. yang didasarkan pada panjangnya lintasan ombak ( $F$ ) dan kecepatan angin diatas permukaan air waduk. Akan tetapi disamping tinggi ombak ( $R$ ), jangkauan hempasan ombak yang naik diatas permukaan lereng udik bendungan tersebut masih tergantung dari beberapa factor lainnya, yang diantaranya adalah kemiringan serta kekasaran permukaan lereng udik tersebut, (*Sosrodarsono dan Kensaku, 2002*).

c. Tinggi ombak akibat gempa ( $h_e$ )

Menurut Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, untuk menghitung tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa ( $h_e$ ) dapat digunakan rumus empiris yang dikembangkan oleh *Seiichi Sato*, (*Sosrodarsono dan Kensaku, 2002*) sebagai berikut :

$$h_e = \frac{e \cdot \tau}{\pi} x \sqrt{g \cdot H_o} \dots\dots\dots (31)$$

Dimana:

$e$  : intensitas seismis horizontal

$\tau$  : siklus seismis (biasanya sekitar satu detik)

$H_o$  : kedalaman air di dalam waduk

d. Angka standar untuk tinggi jagaan pada bendungan

Didasarkan pada tinggi bendungan yang direncanakan, maka angka standar untuk tinggi jagaan pada bendungan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. Angka Standar Tinggi Jagaan

Tinggi Bendungan (m)	Tinggi Jagaan ( $H_f$ )
< 50 m	$H_f \geq 2$
50 – 100 m	$H_f \geq 3$
>100 m	$H_f \geq 3,5$

(Sumber: Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002)

### 3. Kemiringan Lereng Bendungan (*Slope Gradient*)

Kemiringan rata-rata lereng-lereng bendungan (lereng udik dan lereng hilir) adalah perbandingan antara panjang garis vetikal yang melalui

puncak dan panjang garis horizontal yang melalui tumit masing-masing lereng tersebut. Adapun untuk kemiringan minimum berdasarkan materialnya dapat dilihat pada tabel 5.

Tabel 5. Kemiringan Lereng Bendungan Urugan

Material Urugan	Material Utama	Kemiringan Lereng Vertikal : Horizontal	
		Hulu	Hilir
a. Urugan homogen	CH CL SC GC GM SM	1 : 3	1 : 2,25
b. Urugan majemuk			
1. Urugan batu dengan inti lempung atau dinding diafragma	Pecahan batu	1 : 1,50	1 : 1,25
2. Kerikil-kerakal dengan inti lempung atau dinding diafragma	Kerikil-kerakal	1 : 2,50	1 : 1,75

(Sumber: Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002)

#### 4. Lebar Mercu Bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan dapat bertahan terhadap hempasan ombak di atas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan.

Guna memperoleh lebar minimum mercu bendungan (b), digunakan rumus sebagai berikut, (Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, 2002):

$$b = 3,6 H^{1/3} - 3,0 \dots\dots\dots (32)$$



Dimana:

$b$  : Lebar mercu

$H$  : Tinggi bendungan

## H. Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan

Analisis dan perhitungan untuk stabilitas tubuh bendungan urugan, terdiri dari 3 (tiga) kegiatan utama yaitu, (Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002);

1. Mengadakan analisis dan inventarisasi terhadap gaya-gaya yang bekerja pada tubuh bendungan.
2. Mengadakan analisis dan perhitungan pada stabilitas lereng-lereng calon tubuh bendungan.
3. Mengadakan analisis dan perhitungan terhadap gaya-gaya yang timbul oleh adanya aliran filtrasi di dalam tubuh bendungan.

Adapun penjelasan mengenai kegiatan utama di atas, sebagai berikut;

1. Gaya-gaya atau beban-beban yang bekerja pada bendungan urugan

Gaya-gaya atau beban-beban utama yang bekerja pada bendungan urugan yang akan mempengaruhi stabilitas tubuh bendungan dan pondasi dari bendungan tersebut adalah:

- a. Berat tubuh bendungan itu sendiri, yang membebani lapisan-lapisan yang lebih bawah dari tubuh bendungan dan membebani pondasi. Untuk mengetahui besarnya beban berat tubuh bendungan, maka diambil beberapa kondisi-kondisi yang paling tidak menguntungkan yaitu:

- 1) Pada kondisi lembab segera sesudah tubuh bendungan selesai dibangun.
- 2) Pada kondisi sesudah permukaan air waduk mencapai elevasi penuh, dimana bagian bendungan yang terletak di sebelah atas garis depresi dalam kondisi lembab, sedang bagian bendungan yang terletak di sebelah bawah garis depresi dalam keadaan jenuh.
- 3) Pada kondisi dimana terjadi gejala penurunan mendadak (*rapid draw-down*) permukaan air waduk, sehingga semua bagian bendungan yang semula terletak di sebelah bawah garis depresi tetap dianggap jenuh.



Gambar 7. Berat bahan yang terletak di bawah garis depresi  
(Sumber: Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002)

- b. Tekanan *hydrostatis* yang akan membebani tubuh bendungan dan pondasinya, baik dari air yang terdapat di dalam waduk di udik bendungan maupun dari air di dalam sungai di hilirnya.

Secara skematis gaya-gaya yang bekerja pada bendungan urugan dapat diperiksa pada Gambar 8. Pada perhitungan stabilitas tubuh bendungan dengan metode irisan, biasanya beban *hydrostatis* yang bekerja pada lereng udik bendungan dapat digambarkan dalam 3

(tiga) cara pembebanan, seperti yang tertera pada Gambar 9. Pemilihan cara pembebanan yang paling cocok untuk suatu perhitungan, harus disesuaikan dengan pola semua gaya-gaya yang bekerja pada tubuh bendungan, yang akan diikuti sertakan dalam perhitungan.



Gambar 8. Skema pembebanan yang disebabkan oleh tekanan *hydrostatis* yang bekerja pada bidang lengkung.

(Sumber: Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002)

Gambar 9. Beberapa skema pembebanan oleh tekanan-tekanan *hydrostatis* pada bidang lurus.

(Sumber: Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002)

### c. Tekanan air pori

Kondisi-kondisi yang timbul dari tekanan air pori dianggap bekerja tegak lurus terhadap lingkaran bidang lengkung (Gambar 8). Kondisi yang

paling tidak mengantungkan dari gaya-gaya tersebut yang perlu diikuti sertakan dalam perhitungan stabilitas tubuh bendungan adalah:

- 1) Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi tubuh bendungan sedang dibangun.
- 2) Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam keadaan waduk telah terisi penuh dan permukaan air sedang menurun secara berangsur-angsur.
- 3) Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam keadaan terjadinya penurunan mendadak permukaan air waduk hingga mencapai permukaan terendah, sehingga besarnya tekanan air pori dalam tubuh bendungan masih dalam kondisi seperti waduk terisi penuh.

d. Beban Seismis (*seismic force*)

Beban seismis (*seismic force*) akan timbul pada saat terjadinya gempa bumi, akan tetapi berhubung banyaknya faktor-faktor yang berpengaruh pada beban seismis tersebut, maka sangatlah sukar memperoleh kapasitas beban seismis secara tepat pada saat timbulnya gempa bumi. Faktor-faktor yang menentukan besarnya beban seismis pada sebuah bendungan urugan adalah:

- 1) Karakteristika, lamanya dan kekuatan gempa yang terjadi
- 2) Karakteristik dari pondasi bendungan
- 3) Karakteristik bahan pembentuk tubuh bendungan
- 4) Tipe bendungan, dan lain-lain.



Tabel 6. Gempa Bumi Dan Percepatan Horisontal

Intensitas Seismis	Gal	Jenis Pondasi	
		Batuan	Tanah
Luar biasa 7	400	0,20 g	0,25 g
Sangat Kuat 6	400-200	0,15 g	0,20 g
Kuat 5	200-100	0,12 g	0,15 g
Sedang 4	100	0,10 g	0,12 g

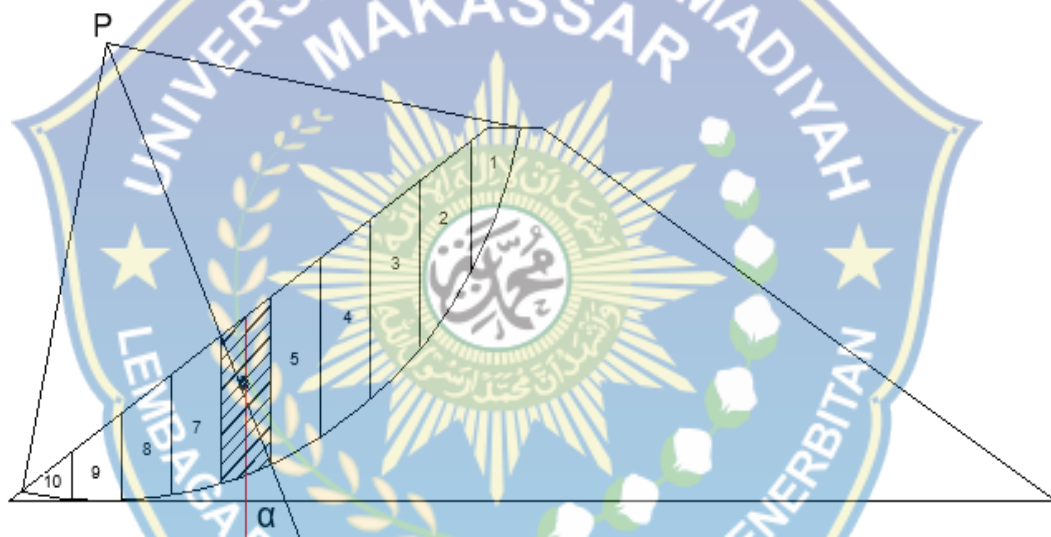
(Sumber: Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002)

## 2. Stabilitas Lereng Bendungan

Menurut Sosrodarsono & Kensaku Takeda, jebolnya suatu bendungan urugan biasanya dimulai dengan terjadinya suatu gejala longsoran baik pada lereng udik maupun lereng hilir bendungan tersebut yang disebabkan kurang memadainya stabilitas kedua lereng tersebut. Karenanya dalam pembangunan suatu bendungan urugan, stabilitas lereng-lerengnya merupakan kunci dari stabilitas tubuh bendungan secara keseluruhan, (Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002).

Dengan demikian dalam merencanakan suatu bendungan, maka faktor-faktor yang diperkirakan akan berpengaruh terhadap stabilitas lereng-lereng bendungan tersebut supaya diketahui semuanya demikian pula dimensinya, arahnya, serta karakteristik lainnya dan dalam perhitungannya supaya diambil suatu kombinasi pembebanan yang paling tidak menguntungkan. Biasanya konstruksi tubuh bendungan urugan direncanakan pada tingkat stabilitas dengan faktor keamanan 1,2 atau lebih, sebagai syarat untuk dapat diizinkan pembangunannya, (Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002).

Perhitungan stabilitas tubuh bendungan pada studi menggunakan metode irisan bidang luncur bundar (*slice method on circular slip surface*), metode ini dapat dilakukan dengan cara mengambil suatu bidang geser yang berbentuk lingkaran dengan titik pusat P yang terletak di atas bendungan. Letak titik pusat P dan jari-jari R adalah sembarang asal memotong tepi bendungan, bidang yang terjadi antara tepi bendungan dan bidang geser dibagi menjadi beberapa irisan yang tebalnya sama, misalnya kita ambil salah satu irisan sebagai berikut (*Ir. Soedibyo, 2003*);



Gambar 10. Penggambaran Metode Irisan Bidang Luncur  
(Sumber: *Ir. Soedibyo, 2003*)

Maka, faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsoran dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut, (*Sosrodasono & Kensaku Takeda, 2002*);

$$F_S = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)} \dots\dots\dots (33)$$

$$F_S = \frac{\sum C.I+\sum\{\gamma.A(\cos\alpha-e.\sin\alpha)-V\}\tan\phi}{\sum\gamma.A(\sin\alpha+e.\cos\alpha)} \dots\dots\dots (34)$$

Dimana:

$F_s$  = Faktor keamanan;

$N$  = Beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur ( $N = \gamma \cdot A \cdot \cos \alpha$ );

$T$  = Beban komponen tangensial yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur ( $T = \gamma \cdot A \cdot \sin \alpha$ );

$U$  = Tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur

$N_e$  = Komponen vertikal beban seismis yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur ( $N_e = e \cdot \gamma \cdot A \cdot \sin \alpha$ );

$T_e$  = Komponen tangensial beban seismis yang bekerja pada setiap irisan bidang luncurnya ( $T_e = e \cdot \gamma \cdot A \cdot \cos \alpha$ );

$\phi$  = Sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur;

$C$  = Angka kohesi bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur;

$e$  = Intensitas seismis horizontal;

$\gamma$  = Berat isi dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur;

$A$  = Luas dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur;

$\alpha$  = Sudut kemiringan rata-rata dasar setiap irisan bidang luncur;

$V$  = Tekanan air pori;

Prosedur perhitungan metode irisan bidang luncur bundar dilakukan dengan urutan sebagai berikut:

- 1) Andaikan bidang luncur bundar dibagi menjadi beberapa irisan vertikal, biasanya setiap irisan lebarnya dibuat sama. Disarankan agar setiap irisan bidang luncur tersebut dapat melintasi perbatasan dari dua buah zone penimbunan atau supaya memotong garis defresi aliran filtrasi.
- 2) Gaya-gaya yang bekerja pada bidang irisan dapat digambarkan sebagai berikut:
  - a) Berat irisan ( $W$ ), dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan ( $A$ ) dengan berat isi bahan pembentuk irisan ( $\gamma$ ), jadi  $W = A\gamma$
  - b) Beban berat komponen vertikal yang bekerja pada dasar irisan ( $N$ ) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan ( $W$ ) dengan *cosinus* sudut rata-rata tumpuan ( $\alpha$ ) pada dasar irisan yang bersangkutan jadi:  $N = W \cdot \cos \alpha$ .
  - c) Beban dari tekanan hidrostatis yang bekerja pada dasar irisan ( $U$ ) dapat diperoleh dengan tekanan air rata-rata ( $U/\cos \alpha$ ) pada dasar irisan tersebut, jadi:  $U = U \cdot b / \cos \alpha$ .
  - d) Beban berat komponen tangensial ( $T$ ), diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan ( $W$ ) dengan sinus sudut rata-rata tumpuan dasar irisan tersebut jadi:  $T = W \cdot \sin \alpha$
  - e) Kekuatan tekanan kohesi terhadap gaya peluncuran ( $C$ ), diperoleh dari hasil perkalian antara angka kohesi bahan ( $c'$ ) dengan panjang dasar irisan ( $b$ ) dibagi lagi dengan  $\cos \alpha$ , jadi  $C = c' \cdot b / \cos \alpha$ .



f) Kekuatan tahanan gesekan terhadap gejala peluncuran irisan adalah kekuatan tahanan geser yang terjadi pada saat irisan akan meluncur meninggalkan tumpuannya.

3) Dengan cara menjumlahkan semua kekuatan-kekuatan yang menahan (T) dan gaya pendorong (S) dari setiap irisan bidang luncur, dimana (T) dan (S) dari masing-masing irisan dapat dinyatakan berturut-turut sebagai berikut:

$$T = W \sin \alpha \quad \text{dan} \quad S = C + (N - U) \tan \phi$$

4) Faktor keamanan dari bidang luncur yang bersangkutan adalah perbandingan antara jumlah semua kekuatan pendorong dan jumlah semua kekuatan penahan yang berkeja pada bidang luncur.

### 3. Stabilitas terhadap aliran filtrasi

Baik tubuh bendungan maupun pondasinya, diharuskan mampu mempertahankan diri dari gaya-gaya yang ditimbulkan oleh adanya aliran filtrasi yang mengalir di celah-celah antara butiran tanah pembentuk tubuh bendungan dan pondasi tersebut.

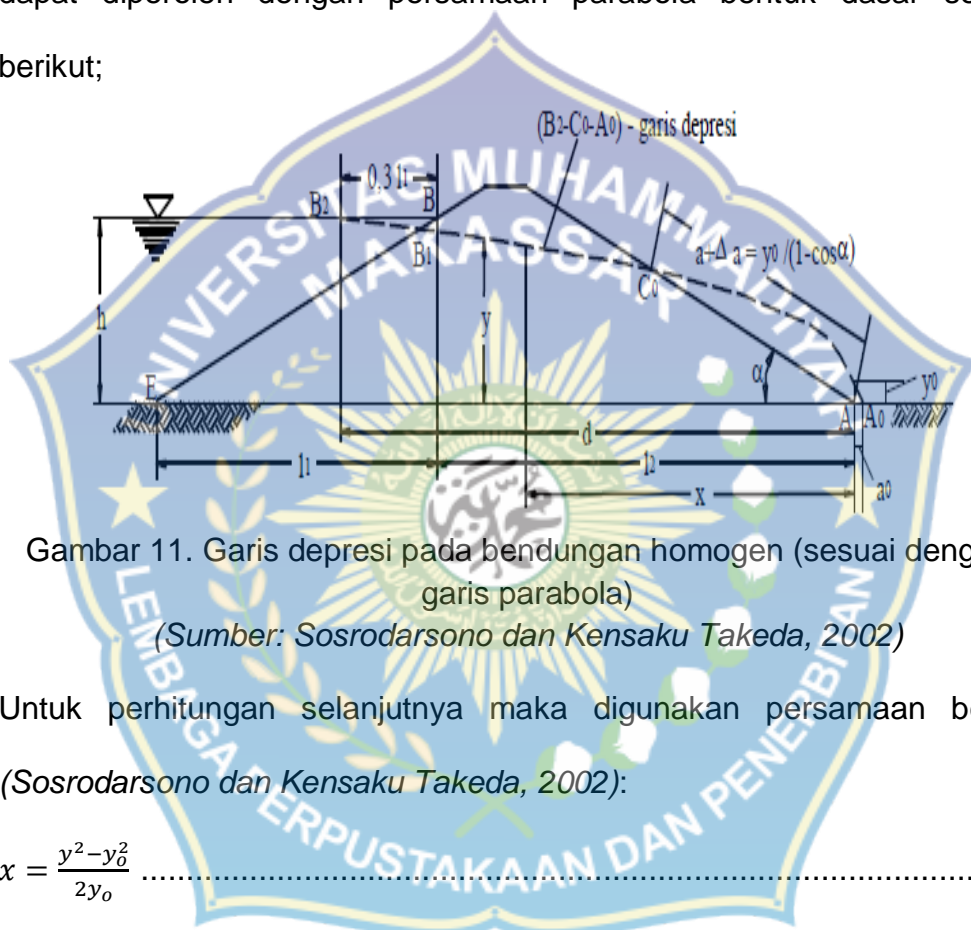
Untuk mengetahui kemampuan daya tahan tubuh bendungan serta pondasinya terhadap gaya-gaya tersebut di atas, maka diperlukan penelitian-penelitian pada hal-hal sebagai berikut:

#### a. Formasi garis depresi

Formasi garis defresi pada zonal kedap air suatu bendungan dapat diperoleh dengan metode *Casagrande*. Apabila angka permeabilitas vertikal ( $k_v$ ) berbeda dengan angka permeabilitas horizontal ( $k_h$ ), maka

akan terjadi deformasi garis depresi dengan mengurangi koordinat horizontal sebesar  $\sqrt{k_v / k_h}$  kali.

Pada gambar 11, ujung tumit hilir bendungan dianggap sebagai titik permulaan koordinat dengan sumbu-sumbu x dan y, maka garis depresi dapat diperoleh dengan persamaan parabola bentuk dasar sebagai berikut;



Gambar 11. Garis depresi pada bendungan homogen (sesuai dengan garis parabola)  
 (Sumber: Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, 2002)

Untuk perhitungan selanjutnya maka digunakan persamaan berikut, (Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, 2002):

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots (35)$$

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \dots\dots\dots (36)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (37)$$

Dimana:

$h$  = jarak vertikal antara titik A dan B

$d$  = jarak horisontal antara titik B<sub>2</sub> dan A

$l_1$  = jarak horisontal antara titik B dan E

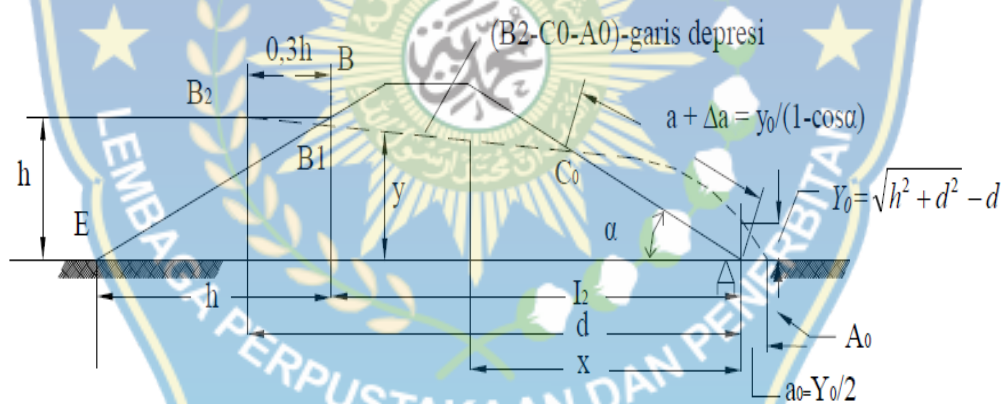
$L_2$  = jarak horisontal antara titik B dan A

A = ujung tumit hilir bendungan

B = titik perpotongan antara permukaan air waduk dan lereng udik bendungan

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

Akan tetapi, garis parabola bentuk dasar ( $B_2 - C_0 - A_0$ ) diperoleh dari persamaan tersebut, bukanlah garis depresi yang sesungguhnya, masih diperlukan penyesuaian-penyesuaian menjadi garis B - C - A yang merupakan bentuk garis depresi yang sesungguhnya seperti yang tertera pada gambar 12 sebagai berikut;



Gambar 12. Garis depresi pada bendungan homogen (sesuai dengan garis parabola yang mengalami modifikasi)  
(Sumber: Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, 2002)

Pada titik permulaan, garis depresi berpotongan tegak lurus dengan lereng udik bendungan, dan dengan demikian titik  $C_0$  dipindahkan ke titik C sepanjang  $\Delta a$ . Panjang garis  $\Delta a$  tergantung dari kemiringan lereng hilir bendungan, dimana air filtrasi tersembul keluar yang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut;

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (38)$$

Dimana:

a = jarak AC

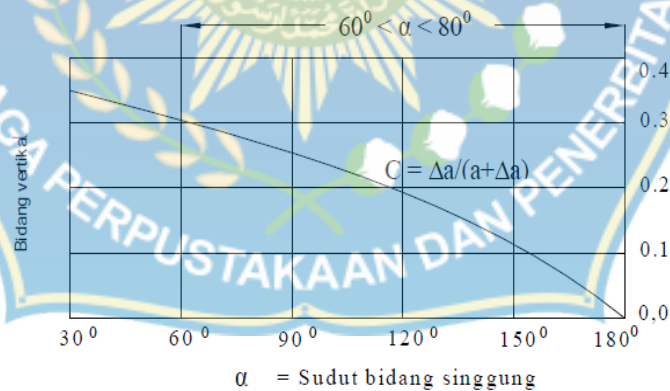
$\Delta a$  = jarak C<sub>o</sub> C

$\alpha$  = sudut kemiringan lereng hilir bendungan

Harga a dan  $\Delta a$  yang diperoleh dengan persamaan tersebut dan dengan pengambilan angka  $C = a/(a + \Delta a)$  dalam gambar 13. Apabila kemiringan sudut lereng hilir bendungan lebih kecil dari 30°, maka harga a dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut:

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\cos \alpha}\right)^2} \dots\dots\dots (39)$$

Adapun untuk memperoleh nilai a dan  $\Delta a$  dapat diketahui berdasarkan gambar 13, sebagai berikut:



Gambar 13. Grafik Hubungan antara sudut bidang singgung ( $\alpha$ ) dengan  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$  (Sumber: Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002)

b. Kapasitas aliran filtrasi yang melalui tubuh bendungan

Menurut Sosrodarsono & Kensaku Takeda, kapasitas aliran filtrasi adalah kapasitas rembesan air yang mengalir ke hilir melalui tubuh.



Kapasitas filtrasi suatu bendungan mempunyai batas-batas tertentu yang mana apabila kapasitas filtrasi melampaui batas tersebut, maka kehilangan air yang terjadi cukup besar, disamping itu kapasitas filtrasi yang besar dapat menimbulkan gejala suposi (*piping*) dan gejala sembulan (*boiling*) yang sangat membahayakan kestabilan tubuh bendungan, (Sosrodarsono & KensakuTakeda, 2002).

Menurut Soedibyo, syarat untuk keamanan terhadap rembesan berada antara 2% – 5% dari debit yang masuk ( $Q_{inflow}$ ) ke dalam waduk. Makin besar debit yang masuk, persentase maksimal yang diambil harus makin kecil, (Soedibyo, 2003).

Memperkirakan besarnya kapasitas yang mengalir melalui tubuh dan pondasi bendungan didasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut, (Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 2002):

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} K \times H \times L \dots\dots\dots (40)$$

Dimana:

$Q_f$  = Kapasitas aliran filtrasi (Kapasitas rembesan)

$N_f$  = Angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi.

$N_p$  = Angka pembagi dari garis equi-potensial

$K$  = Koefisien filtrasi

$H$  = Tinggi tekanan air total

$L$  = Panjang profil melintang tubuh bendungan

Untuk keperluan ini harus dibuat garis jaringan aliran trayektori. Berdasarkan hasil penelitian di laboratorium maka bentuk *flownet* adalah seperti pada gambar 14. Air akan merembes mengikuti garis aliran *flow line*, tekanan air dapat diukur dengan *piezometers*. Garis yang terbentuk sebagai akibat adanya tenaga potensial yang sama disebut *equipotential lines*. *Equipotential lines* selalu tegak lurus dengan *flowlines* dan jarak antara pertemuan *equipotential* dengan garis *phreatik*/garis depresi adalah sama (Ir. Soedibyo, 2003).



Gambar 14. Garis Jaringan Aliran Trayektori (Sumber: Ir. Soedibyo, 2003)

### BAB III

## METODOLOGI STUDI PERENCANAAN

### A. Lokasi dan Waktu Studi Perencanaan

Adapun lokasi penelitian ini dilaksanakan di proyek Bendungan Karalloe secara administrasi terletak di Desa Garing, Desa Dataru Kec. Tompobulu dan Desa Garing, Kelurahan Tonrorita Kec. Biring Bulu Kab. Gowa, Provinsi Sulawesi Selatan yang berjarak  $\pm$  137 km dari Kota Makassar, Provinsi Sulawesi Selatan. Secara geografis terletak di  $119^{\circ} 48' 56,64''$  bujur timur dan  $5^{\circ} 31' 07,30''$  lintang selatan, dengan waktu studi dilakukan selama 6 bulan.



Gambar 15. Peta Lokasi Bendungan Karalloe  
(Sumber: Google Earth, 2017)

## **B. Jenis Studi Perencanaan dan Sumber Data**

### 1. Jenis Studi Perencanaan

Adapun jenis studi perencanaan yang dilakukan adalah Studi Kasus yang bertujuan untuk mempelajari secara intensif latar belakang keadaan sekarang dan interaksi lingkungan suatu.

### 2. Sumber Data

Data yang digunakan dalam tugas akhir ini merupakan data sekunder yang diperoleh dari Dinas Sumber Daya Air, Cipta Karya dan Tata Ruang Prov. Sul-Sel dan PT. Widya Graha Asana selaku Konsultan Perencana pada Bendungan Karalloe. Adapun data Bendungan Karalloe yang dimaksud, meliputi;

- a. Data Geometri, berupa data peta kontur/*topografi* Bendungan Karalloe.
- b. Data Hidrologi, berupa data curah hujan sungai Kelara-Karalloe.
- c. Data Teknis Bendungan Karalloe Kab. Gowa.

## **C. Tahapan Studi Perencanaan**

1. Studi literatur dan survei lokasi untuk mengumpulkan informasi yang berkaitan dengan studi penelitian ini.
2. Pengambilan data yang sesuai dengan studi perencanaan ini.
3. Analisis hidrologi;
  - a. Analisis curah hujan wilayah, menggunakan metode *Poligon Thiessen*



- b. Analisis frekuensi dan curah hujan rencana menggunakan metode *Log Pearson Type III*
  - c. Analisis Debit banjir rencana menggunakan Metode HSS Nakayasu
  - d. Perhitungan volume tampungan waduk
4. Perhitungan penelusuran banjir/*flood routing*
  5. Desain Dimensi Tubuh Bendungan
    - a. Tinggi Bendungan
    - b. Tinggi Jagaan
    - c. Panjang Bendungan
    - d. Kemiringan Lereng Bendungan (*Slope Gradient*)
    - e. Lebar Mercu Bendungan
  6. Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan
    - a. Stabilitas Lereng Hulu/Hilir Bendungan
    - b. Stabilitas Terhadap Aliran Filtrasi/Rembesan

#### **D. Metode Analisis Studi Perencanaan**

##### **1. Analisis Hidrologi**

###### **a. Analisis Curah Wilayah**

Metode Poligon *Thiessen*

$$R = \frac{A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2 + A_3 \cdot R_3 + \dots + A_n \cdot R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

###### **b. Analisis Curah Hujan Rencana**

Metode *Log Pearson Tipe III*

Nilai Rata-rata:

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x}{n}$$

Standar *Deviasi*:

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum(\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}}$$

Koefisien *Skewness*:

$$C_s = \frac{n \sum(\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(S \log x)^3}$$

Curah Hujan Rencana

$$\log X = \overline{\log X} + K \cdot S \log x$$

$$X = \text{Anti Log } X$$

**c. Analisis Debit Rencana Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu (HSS Nakayasu)**

$$Rt = \frac{R24}{24} \left( \frac{24}{T} \right)^{2/3}$$

Untuk Menentukan  $T_p$ ,  $T_{0,3}$  dan  $Q_p$

$$T_p = T_g + 0,8 \cdot T_r$$

$$T_r = 0,5 T_g s/d T_g$$

$$T_g = 0,4 + 0,058 \cdot L, \text{ untuk } L > 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0,21 \cdot L^{0,7}, \text{ untuk } L < 15 \text{ km}$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot T_g, \alpha = 1,5 - 3$$

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

Keadaan kurva naik, dengan  $0 < Q < Q_p$

$$Q = Q_p \left( \frac{T}{T_p} \right)^{24}$$

Keadaan kurva turun dengan  $Q > 0,3 Q_p$

$$Q = Q_p \cdot 0,3 \left( \frac{t-T_p}{T_{0,3}} \right)$$

Keadaan kurva turun  $0,32 \cdot Q_P < Q < 0,3 Q_P$

$$Q = Q_p \cdot 0,3 \left( \frac{t - T_p + 1,5 \cdot T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}} \right)$$

Keadaan kurva turun  $Q < 0,32 Q_P$

$$Q = Q_p \cdot 0,3 \left( \frac{t - T_p + 1,5 \cdot T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}} \right)$$

#### d. Perhitungan Volume Tampungan Waduk

$$V = \frac{1}{3} \cdot \Delta x \cdot (Fy + Fx + \sqrt{Fy \cdot Fx})$$

### 2. Penelusuran Banjir

$$\left[ \frac{I_1 + I_2}{2} \right] x \Delta t - \left[ \frac{O_1 + O_2}{2} \right] x \Delta t = S_2 - S_1$$

### 3. Dimensi Tubuh Bendungan

#### a. Tinggi Bendungan

#### b. Tinggi Jagaan

$$H_f > \Delta h + \left( hw \text{ atau } \frac{he}{2} \right) + ha + hi$$

$$H_f \geq hw + \frac{he}{2} + ha + hi$$

#### c. Kemiringan/Slope Bendungan

#### d. Lebar Mercu Bendungan

$$b = 3,6 H^{1/3} - 3,0$$

### 4. Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan

#### a. Stabilitas Lereng Hulu/Hilir Bendungan

Metode Irisan Bidang Luncur Bundar

$$FS = \frac{\sum \{C.I + (N - U - Ne) \tan \phi\}}{\sum (T + Te)}$$

$$= \frac{\sum C.I + \sum \{\gamma A (\cos \alpha - e \cdot \sin \alpha) - V\} \tan \phi}{\sum \gamma A (\sin \alpha + e \cdot \cos \alpha)}$$

**b. Stabilitas Terhadap Aliran Filtrasi**

- 1) Formasi garis depresi (*seepage line formation*)

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

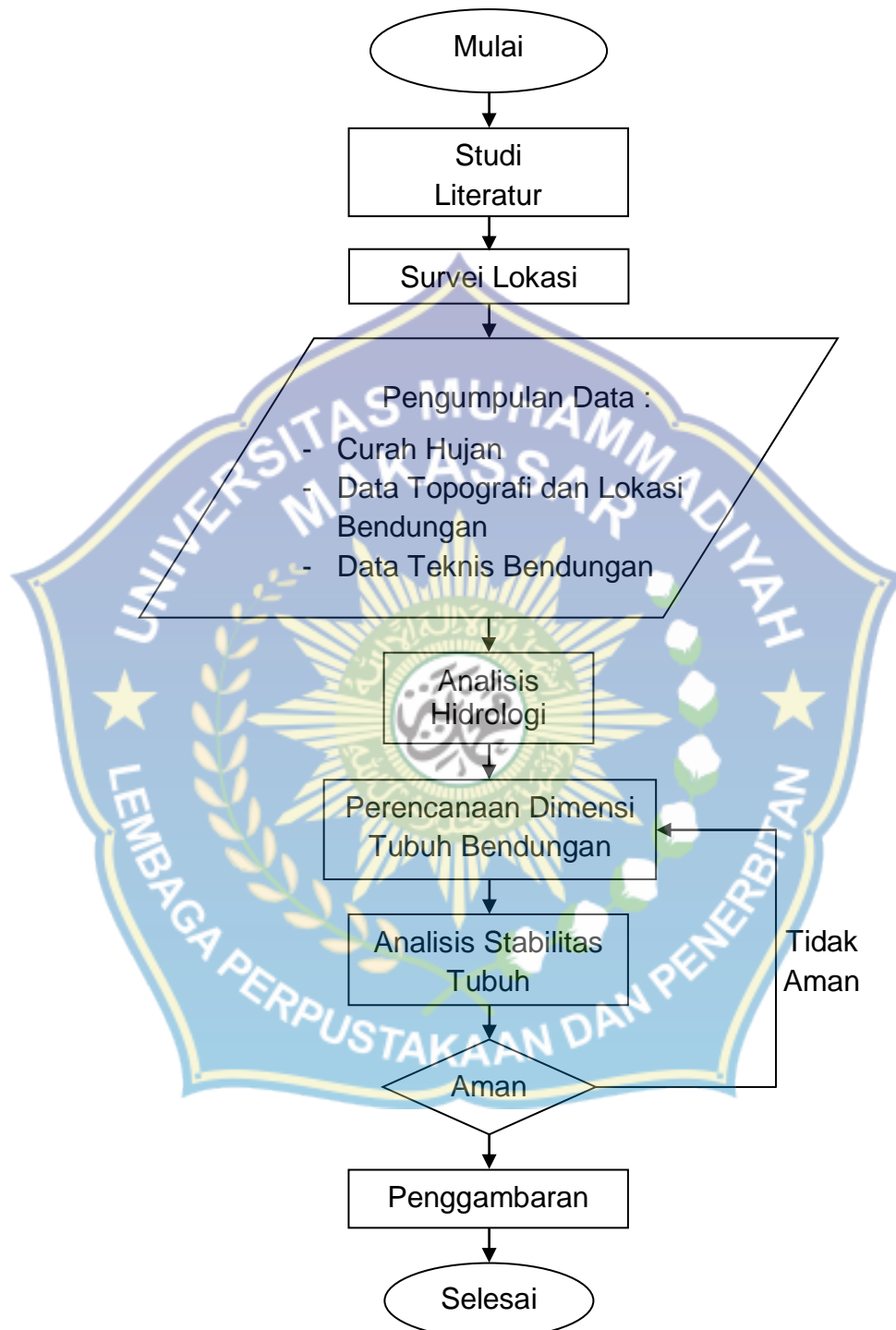
$$\text{atau } y = \sqrt{2y_0x + y_0^2}$$

$$\text{dan } y_0 = \sqrt{h^2 + d^2 - d}$$

- 2) Kapasitas aliran filtrasi yang mengalir melalui tubuh bendungan.

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \times K \times H \times L$$



**E. Flowchart**

Gambar 16. Bagan Alur Studi Perencanaan



## BAB IV

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### A. Analisis Hidrologi

##### 1. Analisis Curah Hujan Wilayah dan Hujan Harian Maksimum

Curah hujan rata-rata wilayah dihitung dengan menggunakan metode *polygon thiessen* yang terdiri dari 3 stasiun pencatatan curah hujan yaitu curah hujan Stasiun Malino, curah hujan Stasiun Malakaji, curah hujan Stasiun Kelara dengan masing-masing stasiun curah hujan selama 41 tahun mulai tahun 1977 sampai dengan tahun 2017 dan memiliki luas daerah aliran sungai (DAS) sebesar 183,75 km<sup>2</sup>. Adapun pembagian daerah aliran menggunakan metode *polygon thiessen* dapat dilihat pada tabel 7, dan hasil perhitungan curah hujan maksimum pada tanggal, bulan dan tahun kejadian yang sama-sama dapat dilihat pada tabel 8.

Tabel 7. Pembagian Daerah Aliran (*Polygon Thiessen*)

No.	Stasiun Hujan	Luas (km <sup>2</sup> )	Koefisien Thiessen
1	Malino	12,75	0,069
2	Malakaji	162,06	0,882
3	Kelara	8,94	0,049
Total		183,75	1,000

Sumber: Data

Selanjutnya dilakukan perhitungan hujan harian maksimum pada tanggal, bulan, dan tahun kejadian yang sama, dapat dilihat pada lampiran 1, tabel 1;

Untuk rekapitulasi hasil perhitungan hujan maksimum harian rata-rata menggunakan metode *Poligon Thiessen* dapat dilihat pada tabel 8, sebagai berikut:

Tabel 8. Rekapitulasi Hujan Maksimum Harian Rata-Rata Metode Poligon Thiessen

NO	Kejadian			Hujan Maksimum Harian Rata-Rata
	Tahun	Bulan	Tanggal	
1	1977	Juni	18	114.24
2	1978	Maret	9	106.60
3	1979	Desember	17	63.59
4	1980	April	29	92.14
5	1981	November	9	66.23
6	1982	Maret	30	72.83
7	1983	April	20	96.69
8	1984	Januari	25	73.01
9	1985	November	25	100.74
10	1986	Januari	26	114.44
11	1987	Januari	18	89.80
12	1988	Februari	12	75.30
13	1989	Juni	13	109.43
14	1990	Mei	18	51.22
15	1991	Januari	6	48.27
16	1992	April	18	80.14
17	1993	Januari	23	148.88
18	1994	Januari	30	80.14
19	1995	Maret	3	44.90
20	1996	November	5	47.60
21	1997	Februari	28	38.20
22	1998	Maret	29	31.75
23	1999	Januari	27	91.91
24	2000	Oktober	26	105.84
25	2001	Januari	7	84.67
26	2002	Mei	29	86.43
27	2003	Desember	23	29.83
28	2004	Desember	8	28.38
29	2005	Maret	30	50.91
30	2006	Januari	25	58.96
31	2007	April	10	38.41
32	2008	Maret	12	32.63
33	2009	Januari	26	37.17
34	2010	Januari	8	38.98
35	2011	April	25	26.62
36	2012	April	13	26.62
37	2013	Januari	5	41.13
38	2014	Januari	16	49.24
39	2015	Januari	29	29.06
40	2016	Januari	22	24.09
41	2017	Juni	20	20.65

Sumber: Hasil Perhitungan

## 2. Analisis Frekuensi dan Curah Hujan Rencana

Dari tabel 8 curah hujan maksimum harian rata-rata kemudian diurutkan dari yang terbesar ke terkecil dan dihitung dengan menggunakan analisis parameter statistik untuk mengetahui metode perhitungan curah hujan rencana yang dapat digunakan.

### a. Analisa Parameter Statistik

$$\begin{aligned} \text{Harga rata-rata } (X_i) &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \\ &= \frac{1}{41} (2647,68) \\ &= 64,58 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Standar deviasi } (S) &= \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{(X_i - X)^2}{n-1} \right)} \\ &= \sqrt{\frac{40883,12}{40}} \\ &= 31,97 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien variasi } (C_v) &= \frac{S}{X} \\ &= \frac{31,97}{64,58} \\ &= 0,50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien Skewnes } (C_s) &= \frac{n}{(n-1)(n-2) \cdot S^3} \cdot \sum_{i=1}^n (X_i - X)^3 \\ &= \frac{41}{(41-1)(41-2) \cdot 31,97^3} (671753,46)^3 \\ &= 0,54 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien kurtosis } (C_k) &= \frac{n^2}{(n-1)(n-2) \cdot S^4} \cdot \sum_{i=1}^n (X_i - X)^4 \\ &= \frac{41^2 \times 9788653,48}{(41-1)(41-2)(41-3) \cdot 31,97^4} \end{aligned}$$

$$= 2,66$$

Dari perhitungan di atas, selanjutnya dihitung analisis parameter statistik curah hujan maksimum harian rata-rata. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 9, berikut;

Tabel 9. Analisis Parameter Statistik Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata

No	Tahun	CH (mm) (Xi)	(Xi - X)	(Xi - X) <sup>2</sup>	(Xi - X) <sup>3</sup>	(Xi - X) <sup>4</sup>
1	1993	148.88	84.30	7106.77	599112.89	50506222.32
2	1986	114.44	49.86	2486.14	123961.80	6180882.82
3	1977	114.24	49.66	2466.43	122490.59	6083268.33
4	1989	109.43	44.85	2011.94	90244.90	4047903.96
5	1978	106.60	42.02	1765.74	74197.59	3117834.68
6	2000	105.84	41.26	1702.18	70227.41	2897402.53
7	1985	100.74	36.17	1308.04	47307.61	1710965.93
8	1983	96.69	32.11	1031.00	33104.57	1062960.99
9	1980	92.14	27.56	759.69	20938.80	577123.76
10	1999	91.91	27.34	747.25	20426.93	558389.94
11	1987	89.80	25.22	636.08	16042.47	404602.41
12	2002	86.43	21.85	477.61	10437.89	228113.04
13	2001	84.67	20.09	403.62	8108.99	162912.90
14	1992	80.14	15.56	242.17	3768.68	58647.98
15	1994	80.14	15.56	242.17	3768.68	58647.98
16	1988	75.30	10.73	115.04	1233.94	13235.05
17	1984	73.01	8.44	71.18	600.54	5066.68
18	1982	72.83	8.26	68.16	562.73	4645.91
19	1981	66.23	1.65	2.74	4.53	7.49
20	1979	63.59	-0.99	0.97	-0.96	0.95

Lanjutan Tabel 9

No	Tahun	CH (mm) (Xi)	(Xi - X)	(Xi - X) <sup>2</sup>	(Xi - X) <sup>3</sup>	(Xi - X) <sup>4</sup>
21	2006	58.96	-5.62	31.54	-177.13	994.76
22	1990	51.22	-13.35	178.35	-2381.76	31807.52
23	2005	50.91	-13.67	186.76	-2552.34	34880.75
24	2014	49.24	-15.33	235.13	-3605.56	55287.95
25	1991	48.27	-16.31	265.93	-4336.57	70717.74
26	1996	47.60	-16.98	288.36	-4896.63	83150.14
27	1995	44.90	-19.68	387.20	-7619.12	149924.61
28	2013	41.13	-23.45	549.76	-12890.36	302240.95
29	2010	38.98	-25.60	655.45	-16780.50	429608.71
30	2007	38.41	-26.17	684.70	-17916.30	468811.00
31	1977	38.20	-26.38	695.82	-18354.45	484159.69
32	2009	37.17	-27.41	751.34	-20594.82	564517.25
33	2008	32.63	-31.95	1020.49	-32599.88	1041408.91
34	1998	31.75	-32.83	1077.62	-35375.21	1161266.98
35	2003	29.83	-34.75	1207.31	-41949.47	1457589.86
36	2015	29.06	-35.52	1261.60	-44810.96	1591643.03
37	2004	28.38	-36.20	1310.11	-47420.10	1716392.52
38	2012	26.62	-37.96	1440.84	-54692.00	2076020.98
39	2011	26.62	-37.96	1440.96	-54699.06	2076378.17
40	2016	24.09	-40.49	1639.21	-66367.26	2687025.63
41	2017	20.65	-43.93	1929.69	-84767.66	3723690.67
	Jumlah	2647.68		40883.12	671753.46	97886353.48
	Rata-rata	64.58				

Sumber: Hasil Perhitungan

Setelah diperoleh hasil pada tabel 9, selanjutnya untuk menentukan jenis metode yang digunakan dapat dilihat pada tabel 10, sebagai berikut;



Tabel 10. Kesimpulan Pemilihan Jenis Metode

Metode	Syarat	Hasil Perhitungan	Kesimpulan
Normal	Cs = 0,00	Cs = 0,540	Tidak dipilih
	Ck = 3,00	Ck = 2,657	
Gumbel	Cs = 1,1396	Cs = 0,540	Tidak dipilih
	Ck = 5,4002	Ck = 2,657	
Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$	Cs = 0,540	Tidak dipilih
	$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^4 + 3$	Ck = 2,657	
<i>Log Pearson Type III</i>	Tidak memenuhi sifat-sifat seperti pada kedua distribusi di atas		Dipilih

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari analisis parameter statistik di atas, dapat dilihat pada tabel 10 diperoleh nilai Cs dan Ck tidak memenuhi syarat untuk metode Normal dan Gumbel. Maka, metode yang digunakan adalah metode *log pearson type III* karena untuk metode ini tidak memiliki syarat nilai Cs dan Ck seperti distribusi yang lain.

b. Analisis Curah Hujan Rencana Metode *Log Pearson Type III*

Adapun langkah perhitungannya sebagai berikut;

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai rata-rata (Log } X_i) &= \frac{\sum \log x}{n} \\
 &= \frac{71,94}{41} \\
 &= 1,75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Standar deviasi (Sx)} &= \sqrt{\frac{\sum (\log X_i - \log X_{rt})^2}{n-1}} \\
 &= \sqrt{\frac{2,07741}{40}} \\
 &= 0,23
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien skewnes (Cs)} &= \frac{n \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(S \log x)^3} \\ &= \frac{41 \cdot (0,02384)}{(41-1)(41-2)0,228^3} \\ &= -0,15 \end{aligned}$$

Hitung curah hujan rencana untuk kala ulang 2 tahun:

$$\begin{aligned} \text{Log } X_t &= \text{Log } X_i + G \cdot S_x \\ &= 1,75 + (-0,03) \cdot (0,23) \\ &= 1,76 \end{aligned}$$

$$X = \text{antilog } X$$

$$X_t = 57,60$$

Untuk langkah perhitungan selanjutnya dapat dihitung dengan cara yang sama. Adapun hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 11 berikut.

Tabel 11. Analisis Curah Rencana dengan Metode *Log Pearson Type III*

No.	Periode Ulang Tahun (t)	P (%)	$X_i$	Log $X_i$	$(\text{Log } X_i - \text{Log } X_{rt})^2$	$(\text{Log } X_i - \text{Log } X_{rt})^3$
1	42.00	2.381	148.88	2.173	0.17494	0.07317
2	21.50	4.762	114.44	2.059	0.09242	0.02810
3	14.67	7.143	114.24	2.058	0.09196	0.02789
4	11.25	9.524	109.43	2.039	0.08098	0.02305
5	9.20	11.905	106.60	2.028	0.07463	0.02039
6	7.83	14.286	105.84	2.025	0.07293	0.01970
7	6.86	16.667	100.74	2.003	0.06183	0.01537
8	6.13	19.048	96.69	1.985	0.05327	0.01229
9	5.56	21.429	92.14	1.964	0.04405	0.00924
10	5.10	23.810	91.91	1.963	0.04360	0.00910
11	4.73	26.190	89.80	1.953	0.03948	0.00784
12	4.42	28.571	86.43	1.937	0.03316	0.00604
13	4.15	30.952	84.67	1.928	0.02998	0.00519

Lanjutan tabel 11

No.	Periode Ulang Tahun (t)	P (%)	Xi	Log Xi	(Log Xi - Log Xrt) <sup>2</sup>	(Log Xi - Log Xrt) <sup>3</sup>
14	3.93	33.333	80.14	1.904	0.02228	0.00333
15	3.73	35.714	80.14	1.904	0.02228	0.00333
16	3.56	38.095	75.30	1.877	0.01494	0.00183
17	3.41	40.476	73.01	1.863	0.01185	0.00129
18	3.28	42.857	72.83	1.862	0.01161	0.00125
19	3.16	45.238	66.23	1.821	0.00442	0.00029
20	3.05	47.619	63.59	1.803	0.00238	0.00012
21	2.95	50.000	58.96	1.771	0.00026	0.00000
22	2.86	52.381	51.22	1.709	0.00203	-0.00009
23	2.78	54.762	50.91	1.707	0.00228	-0.00011
24	2.71	57.143	49.24	1.692	0.00387	-0.00024
25	2.64	59.524	48.27	1.684	0.00503	-0.00036
26	2.58	61.905	47.60	1.678	0.00593	-0.00046
27	2.52	64.286	44.90	1.652	0.01047	-0.00107
28	2.46	66.667	41.13	1.614	0.01971	-0.00277
29	2.41	69.048	38.98	1.591	0.02682	-0.00439
30	2.37	71.429	38.41	1.584	0.02894	-0.00492
31	2.32	73.810	38.20	1.582	0.02976	-0.00513
32	2.28	76.190	37.17	1.570	0.03401	-0.00627
33	2.24	78.571	32.63	1.514	0.05804	-0.01398
34	2.21	80.952	31.75	1.502	0.06392	-0.01616
35	2.17	83.333	29.83	1.475	0.07834	-0.02193
36	2.14	85.714	29.06	1.463	0.08485	-0.02472
37	2.11	88.095	28.38	1.453	0.09092	-0.02741
38	2.08	90.476	26.62	1.425	0.10849	-0.03573
39	2.05	92.857	26.62	1.425	0.10851	-0.03574
40	2.03	95.238	24.09	1.382	0.13892	-0.05178
41	2.00	97.619	20.65	1.315	0.19330	-0.08499
Jumlah			2648	71.94	2.07741	-0.06945
Rata-Rata			64.58	1.75	0.03992	-0.00331

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 12. Rekapitulasi Analisis Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang Tahun (t) dengan Distribusi *Log Pearson Type III*

No.	Periode Ulang Tahun (t)	P (%)	G	Log Rt	Rt
1	2	50	0.03	1.76	57.60
2	5	20	0.85	1.95	88.69
3	10	10	1.26	2.04	110.28
4	25	4	1.70	2.14	138.42
5	50	2	1.97	2.20	159.79
6	100	1	2.21	2.26	181.40
7	200	0.5	2.43	2.31	203.51
8	500	0.2	2.76	2.38	242.31
9	1000	0.1	2.87	2.41	256.78

Sumber: Hasil Perhitungan

(Catatan: Nilai G diperoleh dari tabel 3 frekuensi harga G metode Log Pearson Type III)

Dari tabel 12, dapat dinyatakan bahwa hasil perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 2 tahun = 57,60 mm, 5 tahun = 88,69 mm, 10 tahun = 110,28 mm, 25 tahun = 138,42 mm, 50 tahun = 159,79 mm, 100 tahun = 181,40 mm, 200 tahun = 203,51 mm, 500 tahun = 242,31 mm, 1000 tahun = 256,78 mm.

### 3. Analisis Curah Hujan Boleh Jadi Maksimum (PMP)

Analisis curah hujan boleh jadi maksimum (PMP) dilakukan dengan metode *Hersfield*, dengan persamaan :

$$X_{PMP} = \bar{X} + Km \times S$$

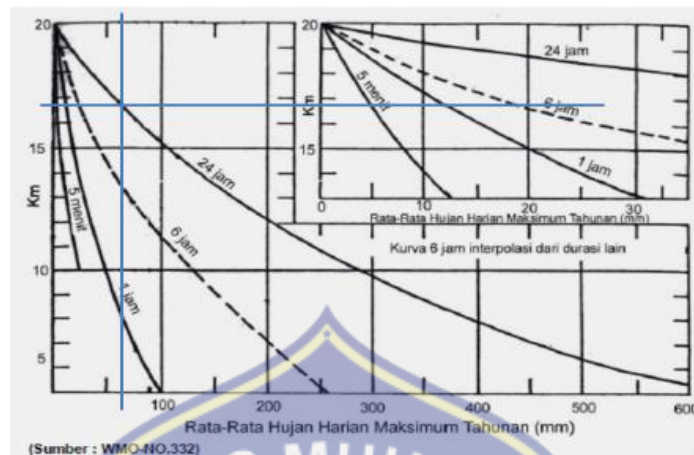
Diketahui :

Standar Deviasi (S) = 31,97

Rata-rata hujan ( $\bar{X}$ ) = 64,58 mm/hari



Factor koefisien *Hersfield* (Km) = 16,8 (diperoleh dari grafik, gambar 17)



Gambar 17. Grafik Hubungan Antara Km dengan Fungsi Durasi Hujan dan Hujan Maksimum Rata-Rata Tahunan (Mm) (Sumber: Anonim, 1999)

Sehingga;

$$\begin{aligned} X_{PMP} &= \bar{X} + Km \times S \\ &= 64,58 + 16,8 \times 31,97 \\ &= 601,67 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

Jadi, curah hujan  $X_{PMP}$  yang diperoleh sebesar 601,67 mm/hari

4. Analisis Debit Banjir Rencana
  - a. Curah Hujan Jam-Jaman

Pada perencanaan ini tidak memiliki data pencatatan hujan jam-jaman, maka perhitungan pola distribusi hujan menggunakan rumus Mononobe;

$$I_t = \left[ \frac{R_{24}}{t} \right] \left[ \frac{t}{T} \right]^{2/3}$$

Dimana:

$I_t$  = Intensitas hujan dalam  $t$  jam (mm/jam)

$R_{24}$  = Curah hujan efektif dalam 1 hari

$T$  = Waktu mulai hujan

$t$  = Waktu konsentrasi hujan

Adapun lama waktu konsentrasi hujan ( $t$ ) di Indonesia rata-rata  $t = 5$  jam, maka diperoleh;

$$\text{Untuk } t = 1 \text{ jam, maka diperoleh } R_1 = \left[ \frac{R_{24}}{5} \right] \left[ \frac{5}{1} \right]^{2/3} = 0,5848 \cdot R_{24}$$

$$\text{Untuk } t = 2 \text{ jam, maka diperoleh } R_2 = \left[ \frac{R_{24}}{5} \right] \left[ \frac{5}{2} \right]^{2/3} = 0,3684 \cdot R_{24}$$

$$\text{Untuk } t = 3 \text{ jam, maka diperoleh } R_3 = \left[ \frac{R_{24}}{5} \right] \left[ \frac{5}{3} \right]^{2/3} = 0,2811 \cdot R_{24}$$

$$\text{Untuk } t = 4 \text{ jam, maka diperoleh } R_4 = \left[ \frac{R_{24}}{5} \right] \left[ \frac{5}{4} \right]^{2/3} = 0,2321 \cdot R_{24}$$

$$\text{Untuk } t = 5 \text{ jam, maka diperoleh } R_5 = \left[ \frac{R_{24}}{5} \right] \left[ \frac{5}{5} \right]^{2/3} = 0,2000 \cdot R_{24}$$

Dari perhitungan di atas mengenai intensitas hujan jam-jaman, maka dengan menggunakan rumus di bawah ini diperoleh hujan jam-jaman sebagai berikut;

$$Rt = [t \cdot Rt] - [(t - 1) \cdot (T - 1)]$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk 1 jam, diperoleh } R_1 &= [1 \times 0,5848 R_{24}] - [(1 - 1) \times (1 - 1)] \\ &= (0,5848 R_{24}) - (0 \times 0) \end{aligned}$$

$$= 0,5848 \times 100\% = 58,48 \%$$

$$\text{Untuk 2 jam, diperoleh } R_2 = [2 \times 0,3684 R_{24}] - [(2 - 1) \times (0,5848)]$$

$$= (0,7368 R_{24}) - (1 \times 0,5848)$$

$$= 0,1520 \times 100\% = 15,20 \%$$

$$\text{Untuk 3 jam, diperoleh } R_3 = [3 \times 0,2646 R_{24}] - [(3 - 1) \times (0,3467 R_{24})]$$

$$= (0,7937 R_{24}) - (2 \times 0,3467)$$

$$= 0,1066 \times 100\% = 10,66 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk 4 jam, diperoleh } R_4 &= [4 \times 0,2184R_{24}] - [(4 - 1) \times (0,2646R_{24})] \\ &= (0,8736R_{24}) - (3 \times 0,2646) \\ &= 0,0849 \times 100\% = 8,49 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk 5 jam, diperoleh } R_5 &= [5 \times 0,1882R_{24}] - [(5 - 1) \times (0,2184R_{24})] \\ &= (0,9410R_{24}) - (4 \times 0,2184) \\ &= 0,0717 \times 100\% = 7,17 \% \end{aligned}$$

b. Curah Hujan Efektif

Untuk mencari curah hujan rancangan efektif jam-jaman dalam periode ulang tertentu, data yang diperlukan:

Untuk prosedur perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned} T_r &= 2 \text{ tahun} \\ R_{\text{maks}} &= 57,600 \\ C &= 0,75 \text{ (koefisien pengaliran untuk pengunungan tersier)} \\ R_n &= C \cdot R_{\text{maks}} \\ &= 0,75 \times 57,600 \\ &= 43,200 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, curah hujan efektif} &= 58,480\% \times R_n \\ &= 58,480\% \times 43,200 \\ &= 25,263 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dihitung dengan cara yang sama.

Untuk melihat rekapitulasi hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada tabel 13, sebagai berikut;

Tabel 13. Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Efektif

Waktu	Ratio	Kumulatif	Curah Hujan Rencana							
			2 Tahun	5 Tahun	10 Tahun	25 Tahun	50 Tahun	100 Tahun	1000 Tahun	PMF Tahun
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
1	58.480	58.480	25.263	38.899	48.371	60.710	70.086	79.563	112.623	263.895
2	15.200	73.681	6.567	10.111	12.573	15.780	18.217	20.680	29.273	68.592
3	10.663	84.343	4.606	7.092	8.819	11.069	12.779	14.507	20.534	48.116
4	8.489	92.832	3.667	5.646	7.021	8.812	10.173	11.549	16.347	38.305
5	7.168	100.000	3.097	4.768	5.929	7.441	8.591	9.752	13.805	32.347
Hujan Efektif			43.200	66.516	82.713	103.812	119.846	136.051	192.583	451.255
Koefisien Pengaliran			0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Prob. Hujan Maksimum			57.600	88.688	110.284	138.416	159.794	181.402	256.777	601.673

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 13 di atas, maka diperoleh curah hujan efektif untuk periode ulang 2 tahun = 43,200 mm/hari, 5 tahun 66,516 mm/hari, 10 tahun = 82,713 mm/hari, 25 tahun = 103,812 mm/hari, 50 tahun = 119,846 mm/hari, 100 tahun = 136,051 mm/hari, 1000 tahun = 192,583 mm/hari, PMF tahun = 451,55 mm/hari.

### c. Analisis Debit Banjir Metode HSS Nakayasu

Untuk menganalisis debit banjir rancangan, terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan. Adapun data-data diketahui sebagai berikut:

$$\text{Luas DAS (A)} = 183,75 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama (L)} = 36,700 \text{ km}$$

$$\text{Koefisien Pengaliran (c)} = 0,75$$

$$\text{Parameter alfa } (\alpha) = 1,684$$

$$\text{Hujan satuan (Ro)} = 1,00$$

$$t_g = 0,40 + (0,058 \times L) \quad (L > 15 \text{ km}) = 2,529$$

$$t_r = 0 \text{ (0,5 sd. 1,0) } t_g, \text{ diambil } t_r = 0,8 t_g = 2,023$$



$$T_p = t_g + (0,8 * t_r) = 4,147$$

$$T_{0,3} = a * t_g = 4,259$$

$$Q_p = (A * R_o) / (3,6 * ((0,3 * T_p) + T_{0,3})) = 9,275$$

Tabel 14. Waktu Lengkung Hicrograf Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung (Kurva) Naik	Qd0	$Q_p * (t/T_p)^{2,4}$
2	Lengkung (Kurva) Turun Tahap 1	Qd1	$Q_p * 0,3^{[(t-T_p)/T_{0,3}]}$
3	Lengkung (Kurva) Turun Tahap 2	Qd2	$Q_p * 0,3^{(t-T_p+0,5.T_{0,3})/(1,5.T_{0,3})}$
4	Lengkung (Kurva) Turun Tahap 3	Qd3	$Q_p * 0,3^{(t-T_p+1,5T_{0,3})/(2.T_{0,3})}$

Sumber: Hasil Perhitungan

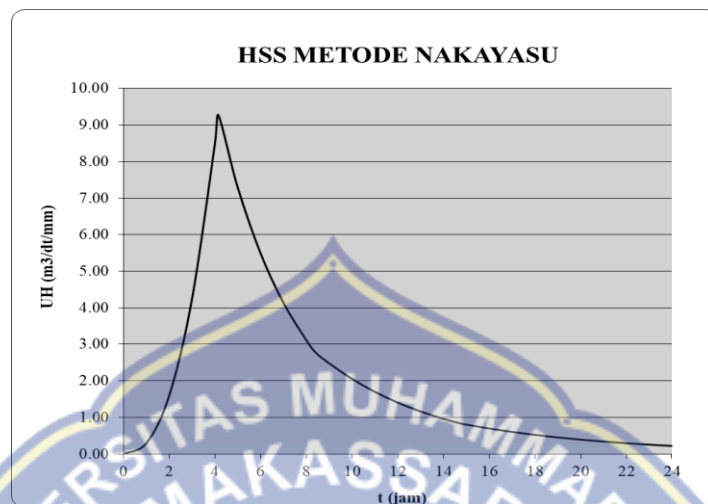
Dari tabel 14, diperoleh lengkung kurva naik (Qd<sub>0</sub>) berada pada waktu (t) 4,147 jam, lengkung kurva turun tahap 1 (Qd<sub>1</sub>) berada pada waktu (t) 8,406 jam, lengkung kurva turun tahap 2 (Qd<sub>2</sub>) berada pada waktu (t) 14,795 jam, lengkung kurva turun tahap 3 (Qd<sub>3</sub>) berada pada waktu (t) 24 jam. Untuk hasil perhitungan ordinat hidrograf dapat dilihat pada tabel 15 berikut;

Tabel 15. Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik dengan Metode Nakayasu

t (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	ket	t (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	ket
0,000	0,00000	Qd0	9,000	2,48781	Qd2
1,000	0,30533		10,000	2,06050	
2,000	1,61155		11,000	1,70659	
3,000	4,26445		12,000	1,41346	
4,000	8,50581		13,000	1,17069	
4,147	9,27490		14,000	0,96961	
5,000	7,28748	Qd1	14,795	0,83474	Qd3
6,000	5,49302		15,000	0,81087	
7,000	4,14042		16,000	0,70399	
8,000	3,12089		17,000	0,61120	
8,406	2,78247		18,000	0,53064	
			19,000	0,46070	
			20,000	0,39998	
			21,000	0,34726	
			22,000	0,30149	
			23,000	0,26175	
			24,000	0,22725	

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 15 di atas, diperoleh grafik hidrograf rancangan dengan metode HSS Nakayasu. Yang dapat dilihat pada gambar 18 di bawah ini;



**Gambar 18. Grafik Hidrograf Rancangan HSS Nakayasu**

Dari gambar 18, dapat dinyatakan bahwa debit puncak pada perhitungan hidrograf banjir dengan metode HSS Nakayasu  $Q_{\text{puncak}}$  sebesar  $9,2749 \text{ m}^3/\text{dt}$  dan berada pada waktu  $4,147 \text{ jam}$ .

Untuk hasil perhitungan masing-masing pada periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100, 1000,  $Q_{\text{PMF}}$  tahun dapat dilihat pada lampiran 2.

Adapun rekapitulasi hasil perhitungan debit banjir rencana dengan menggunakan metode HSS Nakayasu, dapat dilihat pada tabel 16;

**Tabel 16. Rekapitulasi Debit Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu**

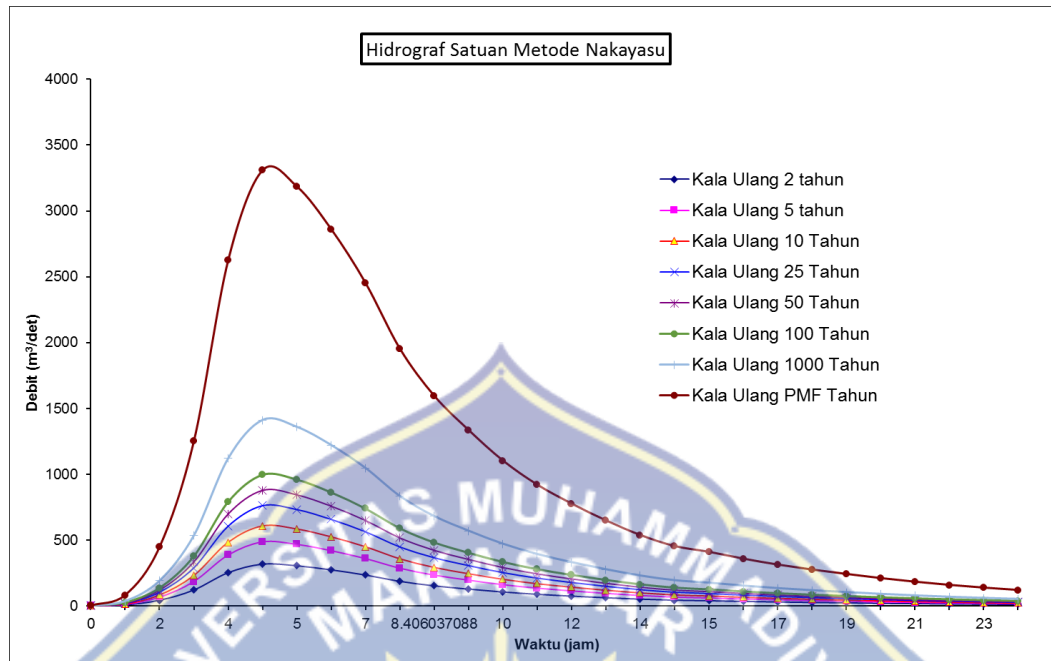
Jam Ke	$Q_t$ ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	$Q_p$ ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )							
		2th	5th	10th	25th	50th	100th	1000th	PMF
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	0.305	7.714	11.877	14.769	18.537	21.400	24.293	34.387	80.576
2.000	1.612	42.718	65.774	81.791	102.655	118.509	134.535	190.436	446.224
3.000	4.264	119.723	184.340	229.229	287.703	332.138	377.050	533.720	1250.598
4.000	8.506	251.432	387.133	481.405	604.206	697.524	791.845	1120.868	2626.387
4.147	9.275	316.668	487.579	606.309	760.973	878.502	997.296	1411.687	3307.826
5.000	7.287	304.819	469.335	583.623	732.499	845.631	959.980	1358.865	3184.057
6.000	5.493	273.745	421.490	524.127	657.827	759.426	862.118	1220.340	2859.468

Lanjutan Tabel 16

Jam Ke	Qt	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	(m <sup>3</sup> /dt)	2th	5th	10th	25th	50th	100th	1000th	PMF
7.000	4.140	234.590	361.203	449.159	563.735	650.802	738.806	1045.790	2450.467
8.000	3.121	186.780	287.587	357.618	448.843	518.165	588.233	832.652	1951.048
8.406	2.782	152.570	234.915	292.119	366.635	423.261	480.496	680.148	1593.705
9.000	2.488	127.691	196.607	244.483	306.849	354.240	402.142	569.237	1333.822
10.000	2.061	105.474	162.401	201.947	253.462	292.608	332.175	470.199	1101.757
11.000	1.707	87.972	135.452	168.436	211.402	244.053	277.054	392.174	918.931
12.000	1.413	74.146	114.164	141.964	178.177	205.696	233.511	330.538	774.507
13.000	1.171	61.978	95.429	118.666	148.937	171.940	195.190	276.294	647.405
14.000	0.970	51.333	79.038	98.284	123.355	142.407	161.664	228.838	536.206
14.795	0.835	43.316	66.694	82.935	104.091	120.167	136.417	193.099	452.465
15.000	0.811	39.103	60.208	74.869	93.967	108.480	123.149	174.319	408.459
16.000	0.704	34.136	52.559	65.358	82.030	94.700	107.505	152.175	356.573
17.000	0.611	29.863	45.980	57.176	71.762	82.845	94.047	133.125	311.936
18.000	0.531	26.221	40.372	50.203	63.010	72.741	82.577	116.890	273.892
19.000	0.461	23.031	35.462	44.097	55.346	63.894	72.534	102.672	240.579
20.000	0.400	19.996	30.788	38.285	48.051	55.472	62.973	89.139	208.869
21.000	0.347	17.360	26.730	33.239	41.717	48.160	54.673	77.390	181.339
22.000	0.301	15.072	23.206	28.858	36.219	41.813	47.467	67.190	157.437
23.000	0.262	13.085	20.148	25.054	31.445	36.301	41.210	58.334	136.686
24.000	0.227	11.361	17.492	21.752	27.300	31.517	35.779	50.645	118.670

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 16, rekapitulasi hasil perhitungan debit banjir rencana metode HSS Nakayasu dapat dinyatakan bahwa debit banjir rencana maksimum periode ulang 2 tahun = 316,668 m<sup>3</sup>/dtk, 5 tahun = 487,579 m<sup>3</sup>/dtk, 10 tahun = 606,309 m<sup>3</sup>/dtk, 25 tahun = 760,973 m<sup>3</sup>/dtk, 50 tahun = 878,502 m<sup>3</sup>/dtk, 100 tahun = 997,296 m<sup>3</sup>/dtk, 1000 tahun = 1411,687 m<sup>3</sup>/dtk, Q<sub>PMF</sub> tahun = 3307,826 m<sup>3</sup>/dtk. Untuk grafik hidrograf banjir HSS Nakayasu dapat dilihat pada gambar 19 berikut;



Gambar 19. Grafik Rekapitulasi Hidrograf Banjir Metode HSS Nakayasu (Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari gambar 19, dapat dinyatakan bahwa debit puncak pada perhitungan hidrograf banjir dengan metode HSS Nakayasu pada periode ulang 1000 tahun sebesar  $1411,687 \text{ m}^3/\text{dtk}$  dan  $Q_{\text{PMF}}$  tahun sebesar  $3307,826 \text{ m}^3/\text{dtk}$  pada waktu 4,147 jam.

## 5. Perhitungan Volume Tampang Waduk



Gambar 20. Peta Topografi dan As Bendungan (Sumber: Data)



Dari gambar 20 peta topografi dengan skala 1:10000, ada beberapa cara menghitung luas area tiap elevasi yang ada, yaitu :

- Dengan menggunakan *planimeter*
- Dengan menggunakan program Auto Cad
- Menghitung secara manual

Sehingga diperoleh luas area tiap kontur dengan menggunakan aplikasi autocad, dapat dilihat pada tabel 17;

Tabel 17. Elevasi, Beda Tinggi dan Luas Area

No.	Titik Elevasi (m)	Beda Tinggi (m)	Luas Area (Ha)
1	El. 1 + 175	5.00	F1 0.02
2	El. 2 + 180	5.00	F2 0.77
3	El. 3 + 185	5.00	F3 2.38
4	El. 4 + 190	5.00	F4 7.16
5	El. 5 + 195	5.00	F5 14.70
6	El. 6 + 200	5.00	F6 22.56
7	El. 7 + 205	5.00	F7 31.79
8	El. 8 + 210	5.00	F8 41.73
9	El. 9 + 215	5.00	F9 53.95
10	El. 10 + 220	5.00	F10 70.73
11	El. 11 + 225	5.00	F11 83.83
12	El. 12 + 230	5.00	F12 97.02
13	El. 13 + 235	5.00	F13 112.82
14	El. 14 + 240	5.00	F14 126.35
15	El. 15 + 245	5.00	F15 141.66
16	El. 16 + 250	5.00	F16 160.43
17	El. 17 + 255	5.00	F17 180.04
18	El. 18 + 260	5.00	F18 194.47

Sumber: Peta Topografi

Dengan menggunakan metode perhitungan topografi, perhitungan volume antar kontur dan perhitungan volume tampungan dapat dilakukan dengan cara sebagai berikut;

a. Perhitungan volume antar kontur

Volume pada elevasi kontur 1 (V1)

$$V1 = \frac{1}{3} \cdot \Delta x (F_{0,00} + F_{175} + \sqrt{F_{0,00} \cdot F_{175}})$$

$$V1 = \frac{1}{3} \cdot 5,0 (0 + 0,04 + \sqrt{0,0 \times 0,04})$$

$$V1 = 0,04 \text{ ha}$$

Volume pada elevasi kontur 2 (V2)

$$V2 = \frac{1}{3} \cdot \Delta x (F_{175} + F_{180} + \sqrt{F_{175} \cdot F_{180}})$$

$$V2 = \frac{1}{3} \cdot 5,0 (0,04 + 0,77 + \sqrt{0,02 \times 0,77})$$

$$V2 = 1,53 \text{ ha}$$

Volume pada elevasi kontur 3 (V3)

$$V3 = \frac{1}{3} \cdot \Delta x (F_{180} + F_{185} + \sqrt{F_{180} \cdot F_{185}})$$

$$V3 = \frac{1}{3} \cdot 5,0 (0,77 + 2,38 + \sqrt{0,77 \times 2,38})$$

$$V3 = 7,50 \text{ ha}$$

Untuk perhitungan volume antar kontur selanjutnya dihitung dengan cara yang sama.

b. Perhitungan volume tampungan

$$V'1 = V_0 + V_1 = 0,00 + 0,04 = 0,04 \text{ ha} = 0,00 \text{ juta } m^3$$

$$V'2 = V_1 + V_2 = 0,04 + 1,53 = 1,57 \text{ ha} = 0,02 \text{ juta } m^3$$

$$V'3 = V_2 + V_3 = 1,57 + 7,50 = 9,07 \text{ ha} = 0,09 \text{ juta } m^3$$

Untuk perhitungan volume tampungan waduk pada elevasi kontur selanjutnya dihitung dengan cara yang sama.

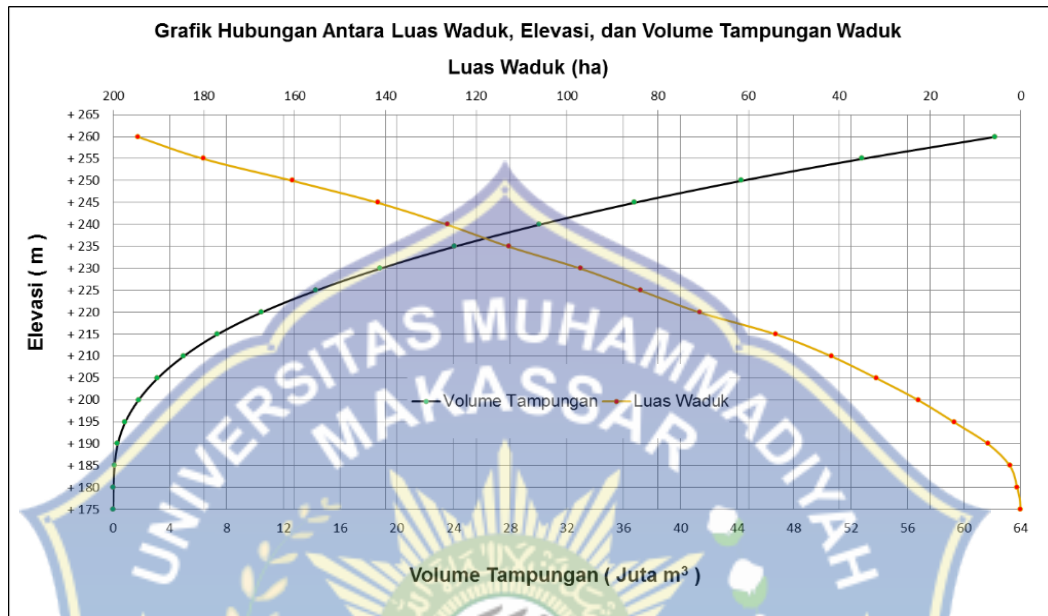
Hasil perhitungan volume antar kontur dan volume tampungan waduk menggunakan metode peta topografi dapat dilihat pada tabel 18, sebagai berikut;

Tabel 18. Perhitungan Volume Tampungan Waduk

No	Elevasi Kontur (m)	Beda Elevasi (m)	Luas Area (ha)	Vol. Antar Kontur (ha)	Volume Tampungan (m <sup>3</sup> )
0	+ 170	5.00	0.00	0.00	0.00
1	+ 175	5.00	0.02	0.04	0.00
2	+ 180	5.00	0.77	1.53	0.02
3	+ 185	5.00	2.38	7.50	0.09
4	+ 190	5.00	7.16	22.77	0.32
5	+ 195	5.00	14.70	53.53	0.85
6	+ 200	5.00	22.56	92.45	1.78
7	+ 205	5.00	31.79	135.21	3.13
8	+ 210	5.00	41.73	183.24	4.96
9	+ 215	5.00	53.95	238.56	7.35
10	+ 220	5.00	70.73	310.76	10.46
11	+ 225	5.00	83.83	385.93	14.32
12	+ 230	5.00	97.02	451.73	18.83
13	+ 235	5.00	112.82	524.10	24.07
14	+ 240	5.00	126.35	597.61	30.05
15	+ 245	5.00	141.66	669.68	36.75
16	+ 250	5.00	160.43	754.75	44.29
17	+ 255	5.00	180.04	850.70	52.80
18	+ 260	5.00	194.47	936.05	62.16

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 18 hasil perhitungan tampungan waduk, maka dapat diperoleh grafik hubungan antara luas waduk, elevasi, dan volume tampungan waduk yang dapat dilihat pada gambar 21 berikut ini;



Gambar 21. Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas Dan Volume Waduk

Dari gambar 21, mengenai grafik hubungan antara luas waduk, elevasi, dan volume tampungan waduk dapat dinyatakan bahwa elevasi sangat berpengaruh terhadap luas dan tampungan waduk. Dari grafik dapat dinyatakan semakin tinggi elevasi, maka semakin besar luas waduk dan semakin besar pula kapasitas tampungan waduk.

## B. Analisis Kebutuhan Tampungan

Kebutuhan tampungan waduk terdiri dari kebutuhan tampungan efektif waduk dan kebutuhan tampungan mati waduk. Adapun sebagai berikut;

### 1. Tampungan Efektif

Tampungan efektif dapat diperoleh dengan cara menjumlahkan kebutuhan air baku dan kebutuhan irigasi.

a. Kebutuhan Air Baku

Sesuai dengan data yang ada, besar kapasitas air baku yang dibutuhkan adalah 440 liter/dtk atau  $0,440 \text{ m}^3/\text{dtk}$  (*PT. Widya Graha Asana*). Jadi, diperoleh kebutuhan yang diperlukan untuk air baku sebesar 1,15 juta  $\text{m}^3$ .

b. Kebutuhan Irigasi

Untuk kebutuhan irigasi direncanakan mampu memenuhi daerah irigasi seluas 7004 ha sawah di bagian hilir bendungan dengan kebutuhan air  $11.40 \text{ m}^3/\text{det}$  (*PT. Widya Graha Asana*), maka diperoleh kebutuhan untuk air irigasi yang sebesar 29,55 juta  $\text{m}^3$ .

Sehingga, dapat diperoleh diperoleh kebutuhan tampungan efektif waduk diperoleh dengan cara kebutuhan air baku ( $1,15 \text{ juta m}^3$ ) + kebutuhan irigasi ( $29,55 \text{ m}^3$ ) =  $30,70 \text{ juta m}^3$  dan berada pada elevasi +240,50 m.

2. Tampungan Mati

Pada perencanaan ini, diketahui data inflow sedimen sebesar  $1200 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{tahun}$  atau  $1,2 \text{ mm}/\text{tahun}$  (*PT. Widya Graha Asana*). Sehingga, diperoleh volume tampungan mati sebesar  $11,05 \text{ juta m}^3$  berada pada elevasi +220,75 dengan umur layanan 50 tahun.

Jadi, dapat diperoleh tampungan total dengan cara tampungan efektif ( $30,70 \text{ juta m}^3$ ) + tampungan mati ( $11,05 \text{ juta m}^3$ ) =  $41,75 \text{ juta m}^3$  yang berada pada elevasi +248,30 m.



### C. Penelusuran Banjir (*Flood Roating*)

Penelusuran banjir melalui pelimpah ini bertujuan mendapatkan hubungan antara pengeluaran (*outflow*) dan elevasi muka air waduk yang dimulai dari elevasi ambang pelimpah.

Debit yang melimpah melalui pelimpah (*spillway*) diperhitungkan atas dasar debit banjir rencana dengan periode ulang 100 tahun, 1000 tahun dan  $Q_{PMF}$ . Dalam hal ini *spillway* dianggap sebagai ambang lebar dan direncanakan *Spillway* bentuk Ogge tipe terbuka dengan :

$$C_d = 2$$

$$B_{rencana} = 45 \text{ m}$$

$$\Delta t = 1$$

Adapun hasil perhitungan penelusuran banjir dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 19. Perhitungan Penelusuran Banjir Periode Ulang 100 Tahun

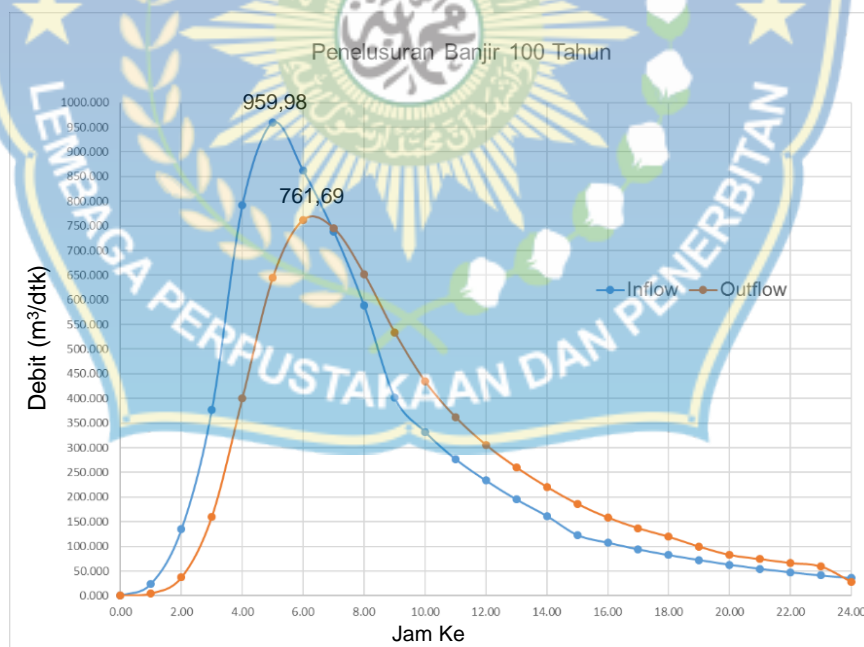
T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	Elevasi	H	OutFlow (c . B . $H^{3/2}$ )	Outflow	Storage	$(O_1+O_2)/2$
jam	$m^3/detik$	$m^3/detik$	$m^3$	m	m	$m^3/detik$	$m^3$	$10^3 (m^3)$	$m^3/detik$
0.00	0.000	0	0	248.29	0.00	0.00	0.00	41719280.00	0.22
1.00	24.29	12.15	43727.79	248.32	0.03	0.44	1597.47	41763007.79	4.78
2.00	134.53	79.41	285890.20	248.51	0.22	9.12	32820.70	42047300.51	37.10
3.00	377.05	255.79	920853.08	249.10	0.81	65.08	234274.50	42935332.90	160.40
4.00	791.85	584.45	2104011.90	250.30	2.01	255.71	920573.09	44805070.30	399.87
5.00	959.98	875.91	3153286.02	251.61	3.32	544.03	1958507.24	47037783.23	644.90
6.00	862.12	911.05	3279777.66	252.39	4.09	745.78	2684801.41	48359053.66	761.69
7.00	738.81	800.46	2881664.01	252.51	4.21	777.61	2799394.68	48555916.25	744.66
8.00	588.23	663.52	2388670.96	252.26	3.97	711.70	2562136.08	48145192.54	651.91
9.00	402.14	495.19	1782675.34	251.81	3.51	592.11	2131607.95	47365731.79	534.00
10.00	332.18	367.16	1321771.21	251.33	3.04	475.89	1713188.74	46555895.05	434.57
11.00	277.05	304.61	1096613.16	250.97	2.67	393.25	1415704.62	45939319.47	361.93
12.00	233.51	255.28	919017.08	250.68	2.38	330.61	1190211.06	45442631.92	305.67
13.00	195.19	214.35	771661.82	250.43	2.13	280.72	1010587.16	45024082.68	259.92
14.00	161.66	178.43	642337.53	250.21	1.92	239.13	860859.95	44655833.05	220.51
15.00	123.15	142.41	512663.24	250.01	1.71	201.90	726843.85	44307636.33	186.16
16.00	107.51	115.33	415177.43	249.82	1.53	170.41	613473.18	43995969.91	158.41
17.00	94.05	100.78	362794.96	249.68	1.38	146.40	527054.86	43745291.70	136.87

Lanjutan Tabel 19

T	Inflow	$(I1+I2)/2$	Inflow	Elevasi	H	OutFlow (c . B . $H^{3/2}$ )	Outflow	Storage	$(O1+O2)/2$
18.00	82.58	88.31	317924.94	249.55	1.26	127.33	458383.58	43536161.77	119.52
19.00	72.53	77.56	279199.80	249.45	1.15	111.71	402142.37	43356977.99	99.52
20.00	62.97	67.75	243911.97	249.27	0.98	87.33	314379.70	43198747.59	82.86
21.00	54.67	58.82	211762.90	249.21	0.91	78.40	282245.24	43096130.79	74.28
22.00	47.47	51.07	183851.27	249.14	0.85	70.15	252537.23	42997736.82	66.40
23.00	41.21	44.34	159618.57	249.08	0.79	62.64	225511.98	42904818.16	59.26
24.00	35.78	38.49	138579.88	249.02	0.73	55.88	201168.19	42817886.05	27.940

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 19 hasil perhitungan dapat dinyatakan bahwa  $Q_{Outflow}$  maksimum untuk periode ulang 100 tahun sebesar  $761,69 \text{ m}^3/\text{dtk}$  pada elevasi  $+252,51 \text{ m}$ . Adapun grafik penelusuran banjir 100 tahun, dapat dilihat pada gambar 22, berikut;



Gambar 22. Grafik Penelusuran Banjir Periode Ulang 100 tahun

Dari gambar 22, grafik penelusuran banjir 100 tahun dapat dinyatakan bahwa dengan inflow sebesar  $959,98 \text{ m}^3/\text{dtk}$  diperoleh outflow sebesar

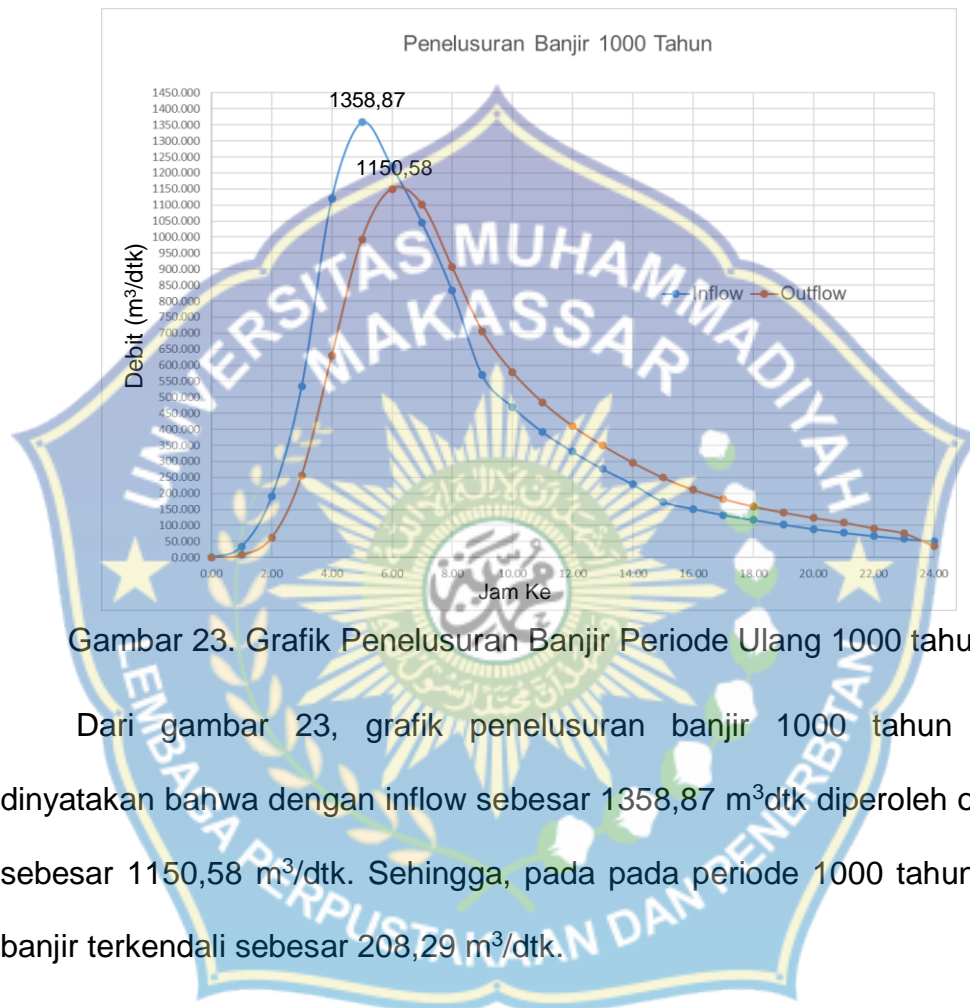
761,69 m<sup>3</sup>/dtk. Sehingga, pada pada periode 100 tahun debit banjir terkendali sebesar 198,29 m<sup>3</sup>/dtk.

Tabel 20. Perhitungan Penelusuran Banjir Periode Ulang 1000 Tahun

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	Elevasi	H	OutFlow (c . B · H <sup>3/2</sup> )	Outflow	Storage	$(O_1+O_2)/2$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	m <sup>3</sup> /detik
0.00	0.000	0	0	248.29	0.00	0.00	0.00	41719280.00	0.37
1.00	34.39	17.19	61897.28	248.34	0.04	0.75	2690.32	41781177.28	8.04
2.00	190.44	112.41	404681.49	248.60	0.31	15.33	55197.15	42183168.45	62.03
3.00	533.72	362.08	1303480.16	249.43	1.13	108.72	391396.73	43431451.46	256.13
4.00	1120.87	827.29	2978257.69	251.01	2.72	403.54	1452753.19	46018312.41	629.72
5.00	1358.87	1239.87	4463519.58	252.78	4.49	855.91	3081265.88	49029078.81	993.64
6.00	1220.34	1289.60	4642570.24	253.70	5.41	1131.36	4072913.77	50590383.16	1150.58
7.00	1045.79	1133.07	4079034.90	253.82	5.53	1169.79	4211248.99	50596504.29	1100.85
8.00	832.65	939.22	3381196.48	253.38	5.08	1031.92	3714905.68	49766451.78	906.31
9.00	569.24	700.94	2523401.38	252.52	4.22	780.71	2810557.11	48574947.48	706.68
10.00	470.20	519.72	1870985.26	251.96	3.67	632.65	2277549.66	47635375.64	579.17
11.00	392.17	431.19	1552270.96	251.54	3.24	525.68	1892443.52	46910096.95	484.57
12.00	330.54	361.36	1300881.27	251.19	2.90	443.45	1596436.12	46318534.70	410.31
13.00	276.29	303.42	1092297.88	250.89	2.60	377.16	1357769.49	45814396.46	349.21
14.00	228.84	252.57	909237.58	250.63	2.34	321.26	1156536.82	45365864.55	295.86
15.00	174.32	201.58	725681.84	250.38	2.08	270.46	973640.81	44935009.57	248.97
16.00	152.18	163.25	587689.35	250.15	1.86	227.49	818963.61	44549058.11	211.39
17.00	133.13	142.65	513541.24	249.97	1.68	195.29	703043.61	44243635.74	182.59
18.00	116.89	125.01	450027.10	249.82	1.53	169.88	611583.30	43990619.23	159.50
19.00	102.67	109.78	395211.14	249.69	1.40	149.11	536812.12	43774247.07	140.31
20.00	89.14	95.91	345260.74	249.58	1.29	131.50	473386.29	43582695.69	123.84
21.00	77.39	83.26	299753.29	249.48	1.19	116.18	418236.77	43409062.69	109.49
22.00	67.19	72.29	260244.00	249.39	1.09	102.80	370072.89	43251069.91	91.06
23.00	58.33	62.76	225942.27	249.21	0.92	79.33	285575.27	43106939.30	75.56
24.00	50.64	54.49	196161.72	249.15	0.86	71.78	258423.31	43017525.74	35.89

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan tabel 20, dapat dinyatakan bahwa  $Q_{Outflow}$  maksimum untuk periode ulang 1000 tahun sebesar  $1150,58 \text{ m}^3/\text{dtk}$  pada elevasi  $+253,82 \text{ m}$ . Adapun grafik penelusuran banjir 1000 tahun, dapat dilihat pada gambar 23, berikut;



Gambar 23. Grafik Penelusuran Banjir Periode Ulang 1000 tahun

Dari gambar 23, grafik penelusuran banjir 1000 tahun dapat dinyatakan bahwa dengan inflow sebesar  $1358,87 \text{ m}^3/\text{dtk}$  diperoleh outflow sebesar  $1150,58 \text{ m}^3/\text{dtk}$ . Sehingga, pada pada periode 1000 tahun debit banjir terkendali sebesar  $208,29 \text{ m}^3/\text{dtk}$ .

Tabel 21. Perhitungan Penelusuran Banjir Periode Ulang  $Q_{PMF}$ 

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	Elevasi	H	OutFlow (c . B . $H^{3/2}$ )	Outflow	Storage	$(O_1+O_2)/2$
jam	$m^3/detik$	$m^3/detik$	$m^3$	m	m	$m^3/detik$	$m^3$	$10^3 (m^3)$	$m^3/detik$
0.00	0.000	0	0	248.29	0.00	0.00	0.00	41719280.00	1.34
1.00	80.576	40.29	145036.02	248.39	0.10	2.68	9649.62	41864316.02	28.71
2.00	446.224	263.40	948238.65	249.01	0.72	54.74	197067.44	42802905.05	206.17
3.00	1250.598	848.41	3054279.19	250.80	2.51	357.60	1287342.44	45660116.81	816.11
4.00	2626.387	1938.49	6978572.28	254.15	5.85	1274.62	4588641.55	51351346.64	1865.89
5.00	3184.057	2905.22	10458797.49	257.36	9.07	2457.15	8845753.85	57221502.58	2684.31
6.00	2859.468	3021.76	10878344.10	258.45	10.15	2911.47	10481274.38	59254092.83	2806.68
7.00	2450.467	2654.97	9557883.45	257.95	9.66	2701.90	9726822.91	58330701.91	2504.86
8.00	1951.048	2200.76	7922727.49	256.99	8.70	2307.82	8308155.34	56526606.48	2062.75
9.00	1333.822	1642.43	5912765.37	255.71	7.42	1817.67	6543628.95	54131216.51	1614.10
10.00	1101.757	1217.79	4384041.70	254.56	6.26	1410.52	5077881.71	51971629.26	1265.47
11.00	918.931	1010.34	3637239.03	253.67	5.37	1120.42	4033527.67	50530986.58	1032.31
12.00	774.507	846.72	3048189.55	253.09	4.79	944.20	3399117.14	49545648.47	873.18
13.00	647.405	710.96	2559442.63	252.59	4.30	802.17	2887808.95	48705973.96	741.52
14.00	536.206	591.81	2130500.72	252.15	3.85	680.86	2451111.79	47948665.73	624.10
15.00	408.459	472.33	1700397.91	251.71	3.41	567.34	2042438.37	47197951.85	520.00
16.00	356.573	382.52	1377057.66	251.32	3.02	472.67	1701594.90	46532571.14	439.15
17.00	311.936	334.25	1203315.84	251.02	2.73	405.64	1460286.55	46034292.09	379.63
18.00	273.892	292.91	1054491.25	250.78	2.49	353.63	1273063.27	45628496.79	339.95
19.00	240.579	257.24	926047.97	250.65	2.36	326.27	1174556.84	45281481.49	301.81
20.00	208.869	224.72	809005.56	250.41	2.12	277.36	998479.13	44915930.21	258.54
21.00	181.339	195.10	702373.75	250.22	1.92	239.72	863009.72	44619824.82	224.38
22.00	157.437	169.39	609796.65	250.05	1.75	209.03	752504.10	44366611.75	196.10
23.00	136.686	147.06	529421.77	249.90	1.61	183.17	659420.23	44143529.42	172.09
24.00	118.670	127.68	459640.79	249.77	1.47	161.00	579610.36	43943749.98	80.50

Sumber: Hasil Perhitungan



Dari hasil perhitungan tabel 21, dapat dinyatakan bahwa  $Q_{Outflow}$  maksimum untuk periode ulang  $Q_{PMF}$  tahun sebesar 2806,68  $m^3/dtk$  pada elevasi +258,45 m. Adapun grafik penelusuran banjir  $Q_{PMF}$  tahun, dapat dilihat pada gambar 24, berikut;



Gambar 24. Grafik Penelusuran Banjir Periode Ulang  $Q_{PMF}$

Dari gambar 24, grafik penelusuran banjir  $Q_{PMF}$  tahun dapat dinyatakan bahwa dengan inflow sebesar 3184,06  $m^3/dtk$  diperoleh outflow sebesar 2806,68  $m^3/dtk$ . Sehingga, pada pada periode  $Q_{PMF}$  tahun debit banjir terkendali sebesar 377,38  $m^3/dtk$ .

#### D. Perencanaan Dimensi Tubuh Bendungan

##### 1. Desain Hidrolik Bendungan

###### a. Tinggi Muka Air Normal ( $h_0$ )

Elevasi muka air normal ditentukan berdasarkan tampungan waduk.

Dari perhitungan tampungan waduk diperoleh sebesar 41,70 juta  $m^3$  dan berada pada elevasi +248,30 m.

Tinggi muka air normal ( $h_0$ ) =  $EL_{MAN} - EL_{Dasar Saluran}$

$$= 248,30 - 175$$

$$= 73,30 \text{ m}$$

b. Tinggi Muka Air Banjir ( $h_1$ )

Dari perhitungan penelusuran banjir diperoleh elevasi muka air banjir periode ulang 1000 tahun pada elevasi +253,80 m

$$\text{Tinggi Muka Air Banjir } (h_1) = \text{EL. MAB} - \text{EL. Dasar Saluran}$$

$$= 253,80 - 175$$

$$= 78,80 \text{ m}$$

2. Desain Hidrolis Bendungan

a. Tipe Bendungan

Pemilihan tipe bendungan didasari oleh pertimbangan kondisi topografi, geologi, keadaan material, serta pertimbangan teknik pelaksanaannya. Dalam studi ini digunakan bendungan tipe urugan batu dengan lapis permukaan beton (CFRD) sesuai dengan tipe perencanaan bendungan yang ada.

b. Tinggi Jagaan

1) Menentukan kenaikan permukaan air akibat banjir abnormal ( $\Delta h$ )

Diketahui:

$$Q_0 = 1411,69 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$Q = 1150,78 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$h = h_1 - h_0 = 78,82 - 73,29 = 5,53 \text{ m}$$

$$T = 1 \text{ jam} = 3600 \text{ dtk}$$

$$A = 1540283,42 \text{ m}^2 \text{ (luas genangan)}$$

$\alpha = 0,20$  (untuk bangunan pelimpah terbuka)

$$\Delta h = \frac{2}{3} \alpha \frac{Q_o}{Q} x \frac{h}{1 + \frac{A \cdot h}{Q \cdot T}}$$

$$\Delta h = \frac{2}{3} \alpha \frac{1411,69}{1150,78} x \frac{5,53}{1 + \frac{1540283,42 x 5,53}{1150,78 x 3600}}$$

$$= 0,30 \text{ m}$$

2) Menentukan tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa ( $h_e$ )

Diketahui:

$$e = 0,10-0,20 \text{ diambil } 0,20$$

$$\tau = 1 \text{ dtk}$$

$$g = 9,81 \text{ m/dtk}^2$$

$$h_e = \frac{e \cdot \tau}{2\pi} x \sqrt{g \cdot H_o}$$

$$h_e = \frac{0,20 x 1,0}{2 x 3,14} x \sqrt{9,81 \cdot 83,82}$$

$$h_e = 0,91 \text{ m}$$

3) Menentukan kenaikan muka air oleh ketidaknormalan operasi pintu bangunan pelimpah ( $h_a$ )

Angka standar untuk nilai  $h_a = 0,50 \text{ m}$

4) Menentukan angka tambahan tinggi jagaan yang didasarkan pada tinggi bendungan ( $h_i$ )

Nilai  $h_i$  yang diambil berdasarkan tipe bendungan = 1,00

Jadi, untuk tinggi jagaan:

$$H_f = \Delta h + \left( \frac{h_e}{2} \right) + h_a + h_i$$

$$H_f = 0,30 + \left( \frac{0,91}{2} \right) + 0,50 + 1,00$$

$$H_f = 2,25 \text{ m} \sim 3,0 \text{ m}$$

c. Tinggi Puncak Bendungan (H)

Diketahui:

$$\text{Elevasi dasar} = +175,00 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi Muka Air Banjir} = +253,80 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi Puncak} = \text{El. MAB} + H_f$$

$$= +253,80 + 3,0$$

$$= +256,80 \text{ m}$$

$$H = \text{El. Puncak} - \text{El. Dasar}$$

$$H = 256,80 - 175,00$$

$$H = 81,80 \text{ m}$$

Sehingga, tinggi bendungan yang diperoleh adalah 81,80 m

d. Lebar Puncak Bendungan (B)

$$B = 3,6 \times H^{1/3} - 3$$

$$B = 3,6 \times 81,80^{1/3} - 3$$

$$B = 12,70 \text{ m}$$

e. Panjang Bendungan (L)

$$P = 4 H + B$$

$$P = 4 \times 81,80 + 12,70$$

$$P = 339,90 \text{ m}$$

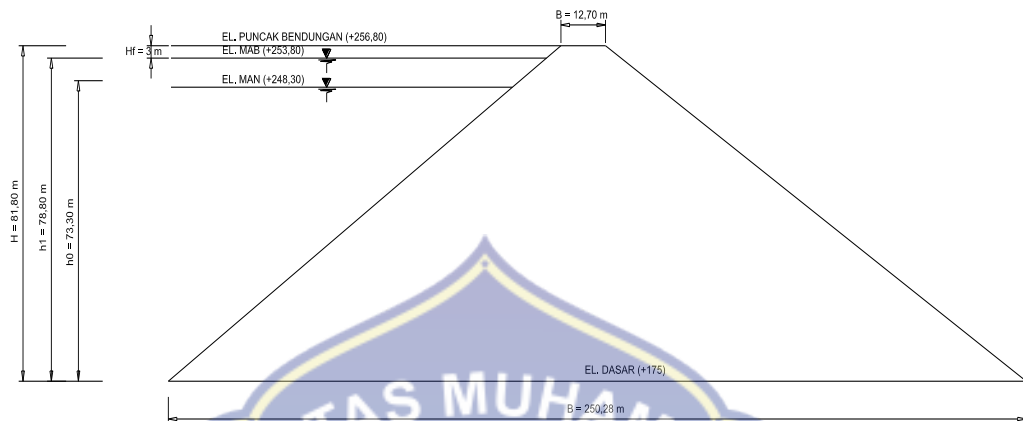
f. Kemiringan Lereng Bendungan

Berdasarkan tabel 1, untuk kemiringan bendungan tipe urugan batu

maka digunakan kemiringan:

Hulu = 1,4 H : 1,0 V

Hilir = 1,5 H : 1,0 V



Gambar 25. Sketsa Tubuh Bendungan

Adapun rekapitulasi hasil perhitungan antara studi perencanaan bendungan yang baru dan perencanaan bendungan yang ada, dapat dilihat pada tabel 22 sebagai berikut;

Tabel 22. Rekapitulasi Perencanaan Dimensi Tubuh Bendungan

No	Parameter	Studi Perencanaan Baru
1	Tipe Bendungan	Urugan Batu Dengan Lapis Permukaan Beton (CFRD)
2	Lebar Puncak Bendungan (B)	12,70 m
3	Panjang Bendungan (L)	339,90 m
4	Tinggi bendungan (H)	81,80 m
5	Kemiringan Hulu	1,4 H : 1,0 V
6	Kemiringan Hilir	1,5 H : 1,0 V
7	Elevasi Puncak Bendungan	+256,80 m
8	Volume Tampungan Efektif	30,70 Juta m <sup>3</sup>



Lanjutan Tabel 22

No	Parameter	Studi Perencanaan Baru
9	Elevasi Muka Air Normal	+248,30 m
10	Tinggi Jagaan (Hf)	3,00 m
11	Elevasi Muka Air Banjir	+253,80 m
12	Area Genangan	154,05 Ha
13	Volume Tampungan Mati	11,05 Juta m <sup>3</sup>
14	Volume Tampungan Total	41,75 Juta m <sup>3</sup>

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 22 di atas, dapat diketahui pada desain tubuh bendungan ini menggunakan tipe Bendungan Urugan Batu Dengan Lapis Permukaan Beton (CFRD), dengan tinggi bendungan 81,80 m, lebar puncak 12,70 m, panjang bendungan 339,90 m dan tinggi jagaan 3 m. Memiliki luas area genangan sebesar 154,05 ha dengan volume tampungan sebesar 41,70 m<sup>3</sup>/dtk yang berada pada elevasi muka air normal +248,30 m.

#### **E. Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan**

Untuk mengetahui keamanan dari bendungan yang telah direncanakan maka, dilakukan analisa stabilitas. Berikut merupakan analisis stabilitas tubuh bendungan Karalloe;

##### **1. Stabilitas Bendungan Terhadap Aliran Filtrasi**

Berdasarkan hasil desain dimensi tubuh bendungan, dilakukan perhitungan garis depresi dengan cara, sebagai berikut;

Diketahui;

$$H = 81,80 \text{ m}$$

$$h_0 = 78,80 \text{ m}$$

$$b = 12,70 \text{ m}$$

$$\alpha = 34^\circ$$

$$L_1 = 110,35 \text{ m}$$

$$L_2 = 139,63 \text{ m}$$

$$d = 0,3 L_1 + L_2$$

$$= 0,3 \times 117,35 + 147,43 = 172,74 \text{ m}$$

Dengan rumus dibawah ini, maka diperoleh;

$$y_0 = \sqrt{h_0^2 + d^2} - d$$

$$= \sqrt{83,82^2 + 172,74^2} - 172,74$$

$$= 17,13 \text{ m}$$

$$\frac{y_0}{2} = \frac{17,13}{2} = 8,57 \text{ m}$$

Langkah perhitungan parabola bentuk dasar, dimana jarak (X) = 0

$$y = \sqrt{2 x y_0 x X + y_0^2}$$

$$= \sqrt{2 x 17,13 x 0 + 17,13^2}$$

$$= 17,13$$

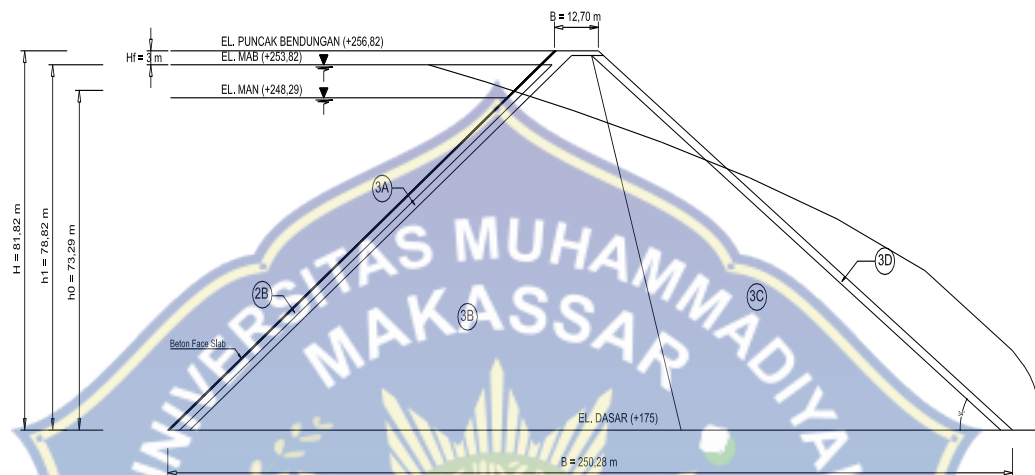
Untuk perhitungan parabola bentuk dasar selanjutnya dihitung dengan cara yang sama. Hasil perhitungan garis parabola dapat dilihat pada tabel 22;

Tabel 23. Perhitungan Garis Parabola

x	-9,16	0	26	52	78	104	130	156	181,6
y	0,00	17,13	34,42	45,56	54,47	62,11	68,91	75,10	78,82

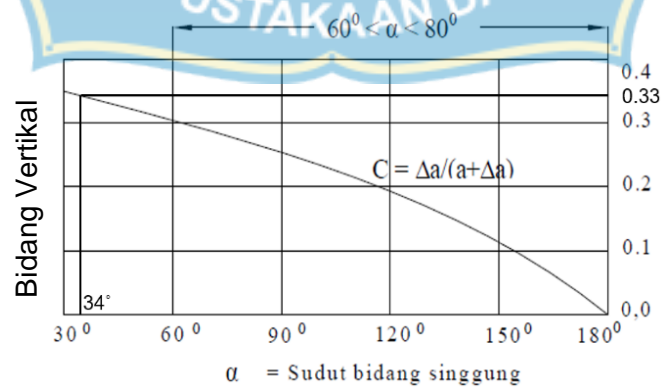
Sumber; Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan tabel 23, kemudian digambarkan aliran garis depresi yang mengalir dengan ujung tumit lereng hilir sebagai titik nol untuk dapat menentukan titik nilai x dan y, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 26 berikut.



Gambar 26. Formasi Garis Depresi sesuai dengan garis parabola

Dari gambar 26 di atas, dapat dinyatakan bahwa bentuk dari parabola yang didapat melalui perhitungan merupakan garis depresi teoritis, sehingga harus disesuaikan dengan garis aliran yang sesungguhnya. Penyesuaian titik-titik perpotongan dari parabola dasar ke garis aliran sesungguhnya dapat dilakukan dengan cara sebagai berikut :



Gambar 27. Grafik Hubungan antara sudut bidang singgung ( $\alpha$ ) dengan

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

Permukaan aliran air keluar dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$$a + \Delta a = \frac{17,13}{1 - \cos 34}$$

$$= 100,76 \text{ m}$$

Untuk permukaan aliran keluar dengan sudut kemiringan ( $d = 34^\circ (> 30^\circ)$ ) pada gambar 27 untuk penentuan nilai C berdasarkan sudut kemiringan, sehingga diperoleh nilai  $C = 0,33$  maka dapat diperoleh :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

$$0,33 = \frac{\Delta a}{100,76}$$

$$\Delta a = 0,33 \times 100,76 = 33,25 \text{ m}$$

Untuk memperoleh nilai a dengan substitusi nilai  $\Delta a$  ke dalam  $a + \Delta a = 100,76 \text{ m}$  :

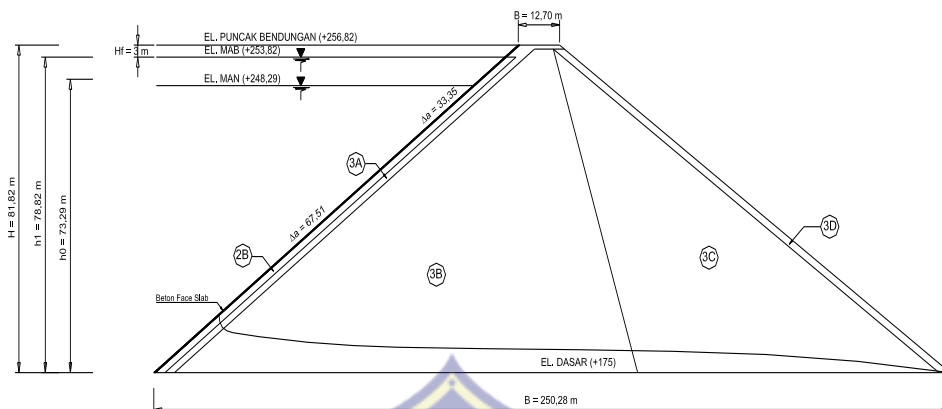
$$a + \Delta a = 100,76$$

$$a + 33,25 = 100,76$$

$$a = 100,76 - 33,25$$

$$= 67,51 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan di atas, diperoleh nilai untuk panjang  $\Delta a = 67,51 \text{ m}$  dan panjang  $a + \Delta a = 33,25$ . Kemudian digambarkan untuk mengetahui aliran garis depresi sesungguhnya, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 28;

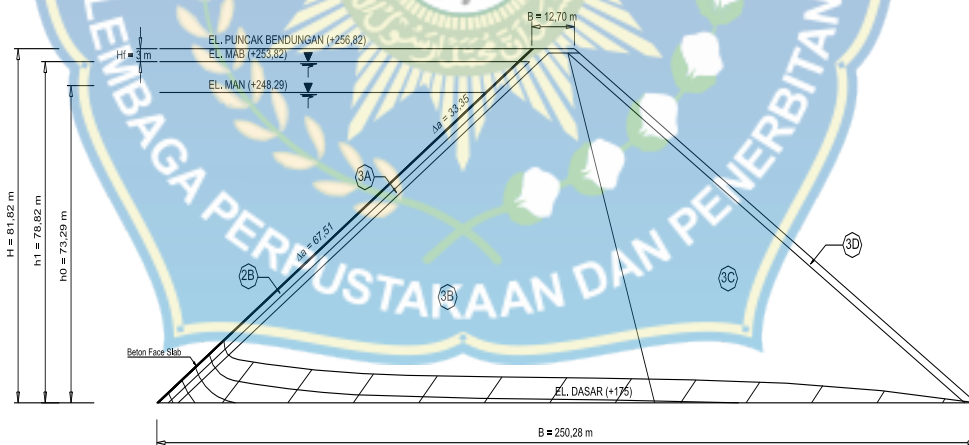


Gambar 28. Formasi Garis Depresi Sesungguhnya

Dari gambar 28, dapat dinyatakan bahwa bentuk dari parabola di atas merupakan garis depresi yang sesungguhnya.

## 2. Stabilitas Bendungan terhadap Rembesan

Memperkirakan kapasitas aliran filtrasi yang mengalir melalui tubuh bendungan didasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi, dapat dilihat pada gambar 29 berikut;



Gambar 29. Jaringan Aliran Trayektori

Dari gambar 29, dapat dinyatakan bahwa jaringan trayektori terjadi pada ketinggian 14,59 m dengan bidang irisan angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi ( $N_f$ ) sebanyak 5, dan bidang irisan angka pembagi dari garis *equi-potensial* ( $N_p$ ) sebanyak 13.



Dengan data di bawah ini, maka kapasitas aliran filtrasi jaringan trayektori dapat diperoleh;

$$N_f = 5$$

$$N_p = 13,$$

$$L = 339,90 \text{ m}$$

$$H = 81,80 \text{ m}$$

$$K = 5 \times 10^{-6} \text{ cm/dtk} = 5 \times 10^{-8} \text{ m/dtk.}$$

Sehingga, kapasitas aliran filtrasi dihitung menggunakan persamaan 40;

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \times K \times H \times L \quad (40)$$

$$Q_f = \frac{5}{13} \times 5 \cdot 10^{-8} \times 81,80 \times 339,90$$

$$Q_f = 6,42 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$Q_f = 6,42^{-4} \times 60 \times 60 \times 24$$

$$Q_f = 55,452 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Dari perhitungan di atas, diperoleh kapasitas rembesan pada tubuh bendungan sebesar  $6,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{dtk}$  dan sebesar  $55,452 \text{ m}^3/\text{hari}$ . Maka, untuk menghitung  $Q_{fijin}$  dapat dihitung dengan cara berikut, dengan  $Q_{inflow}$  diketahui  $1411,69 \text{ m}^3/\text{dtk}$ ;

$$Q_f = 2\% \times 1411,69 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$= 28,23 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

### 3. Stabilitas Lereng Bendungan Terhadap Longsor

Stabilitas lereng bendungan ditinjau dalam dua kondisi, yakni bendungan dalam kondisi kosong dan dalam kondisi muka air banjir dengan

menggunakan 4 titik tinjauan untuk mendapatkan nilai faktor keamanan yang sesuai dengan syarat keamanan stabilitas tubuh bendungan. Perhitungan ini menggunakan Metode Irisan Bidang Luncur Bundar. Adapun kondisi perencanaan teknis material bendungan ini, dapat dilihat pada tabel 24, berikut :

Tabel 24. Kondisi Perencanaan Teknis Material Bendungan

No	Karakteristik Teknis	Berat Jenis (t/m <sup>3</sup> )	Sudut Geser Dalam ( $\phi$ )	Angka Kohesi (C)	e
1	Zona Filter (2B)	1,92	45	2	0,15
2	Zona Transisi (3A)	1,92	45	2	
3	Urugan Batu (3B)	1,98	40	6	
4	Urugan Batu (3C)	1,98	40	6	
5	Proteksi Permukaan Hilir (3D)	1,92	45	2	

Sumber: Data

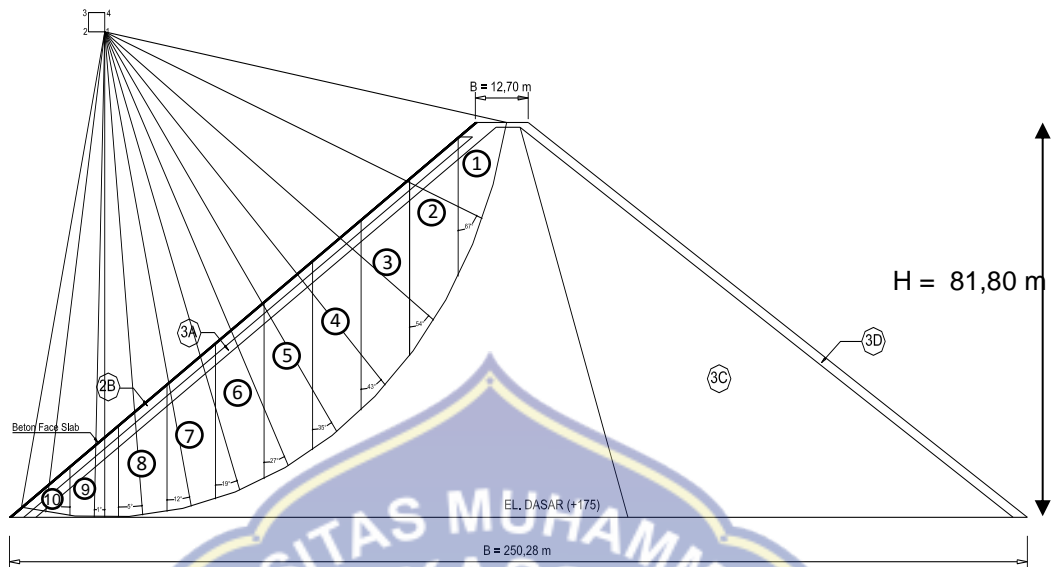
Untuk mengetahui faktor keamanan tubuh bendungan yang kemungkinan terjadinya longsoran pada perencanaan ini dengan syarat faktor keamanan 1,2 dapat diperoleh dengan menggunakan rumus pada persamaan 33 dan 34;

$$F_S = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)} \quad (33)$$

$$= \frac{\sum C.I + \sum\{\gamma A(\cos\alpha - e.\sin\alpha) - V\}\tan\phi}{\sum \gamma A(\sin\alpha + e.\cos\alpha)} \quad (34)$$

a. Stabilitas Lereng Hulu Bendungan dalam kondisi Kosong

Dalam perhitungan stabilitas ini, ditinjau masing-masing sebanyak 4 titik untuk mendapatkan nilai faktor keamanan dari tubuh bendungan yang direncanakan. Adapun gambar dan hasil perhitungan sebagai berikut;



Gambar 30. Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi kosong pada titik 1

Dari gambar 30, dapat dilihat pada titik 1 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 11,93 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 25 sebagai berikut;

Tabel 25. Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi kosong titik 1

Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	Tan $\phi$	T	N	Ne		U	$\frac{(N-Ne-U)}{\tan \phi}$	C	CL	T+Te
											e=0.15	Te					
1	180.41	1.98	357.21	67	0.92	0.39	11.93	0.64	328.82	139.57	49.32	20.94	0.00	58.01	6.00	146.09	349.75
	30.57	1.92	58.69					0.71	54.03	22.93	8.10	3.44	0.00	10.48	2.00	8.00	57.47
	4.34	1.92	8.33					0.71	7.67	3.26	1.15	0.49	0.00	1.49	2.00	1.14	8.16
2	343.1	1.98	679.34	54	0.81	0.59	11.93	0.64	549.60	399.30	82.44	59.90	0.00	203.68	6.00	417.94	609.49
	25.56	1.92	49.08					0.71	39.70	28.85	5.96	4.33	0.00	16.19	2.00	10.06	44.03
	25.56	1.92	49.08					0.71	39.70	28.85	5.96	4.33	0.00	16.19	2.00	10.06	44.03
3	403.53	1.98	798.99	43	0.68	0.73	11.93	0.64	544.91	584.34	81.74	87.65	0.00	323.07	6.00	611.61	632.56
	25.56	1.92	49.08					0.71	33.47	35.89	5.02	5.38	0.00	21.83	2.00	12.52	38.85
	25.56	1.92	49.08					0.71	33.47	35.89	5.02	5.38	0.00	21.83	2.00	12.52	38.85
4	417.44	1.98	826.53	35	0.57	0.82	11.93	0.64	474.08	677.05	71.11	101.56	0.00	389.49	6.00	708.65	575.64
	25.56	1.92	49.08					0.71	28.15	40.20	4.22	6.03	0.00	25.44	2.00	14.03	34.18
	25.56	1.92	49.08					0.71	28.15	40.20	4.22	6.03	0.00	25.44	2.00	14.03	34.18
5	400.27	1.98	792.53	27	0.45	0.89	11.93	0.64	359.80	706.15	53.97	105.92	0.00	419.21	6.00	739.11	465.73
	25.56	1.92	49.08					0.71	22.28	43.73	3.34	6.56	0.00	28.56	2.00	15.26	28.84
	25.56	1.92	49.08					0.71	22.28	43.73	3.34	6.56	0.00	28.56	2.00	15.26	28.84

Lanjutan Tabel 25

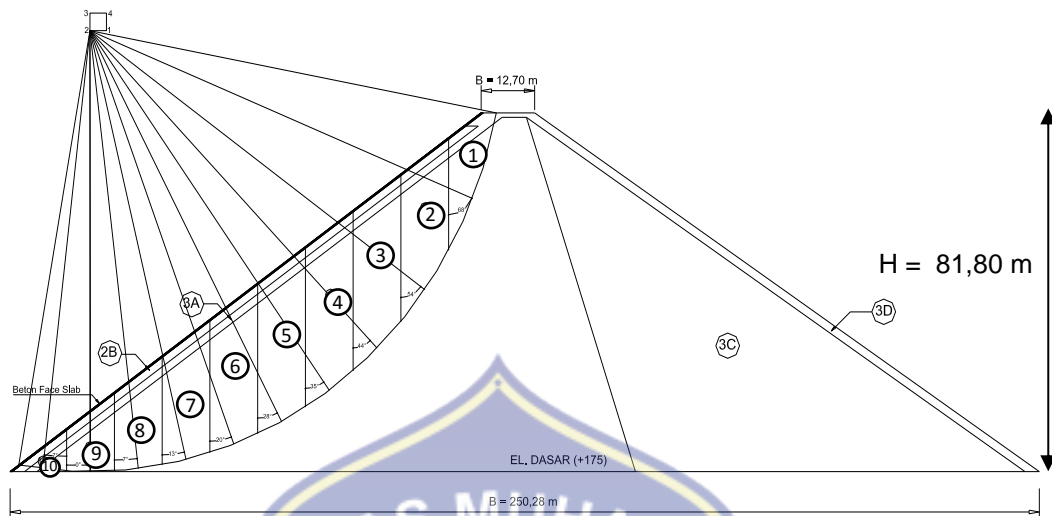
Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	$\tan \phi$	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U)	C	CL	T+Te
											e=0.15			$\tan \phi$			
6	359.09	1.98	711.00	19	0.33	0.95	11.93	0.64	231.48	672.26	34.72	100.84	0.00	409.80	6.00	703.63	332.32
	25.56	1.92	49.08					0.71	15.98	46.40	2.40	6.96	0.00	31.12	2.00	16.19	22.94
	25.56	1.92	49.08					0.71	15.98	46.40	2.40	6.96	0.00	31.12	2.00	16.19	22.94
7	297.64	1.98	589.33	12	0.21	0.98	11.93	0.64	122.53	576.45	18.38	86.47	0.00	358.72	6.00	603.35	209.00
	25.56	1.92	49.08					0.71	10.20	48.00	1.53	7.20	0.00	32.86	2.00	16.75	17.40
	25.56	1.92	49.08					0.71	10.20	48.00	1.53	7.20	0.00	32.86	2.00	16.75	17.40
8	217.99	1.98	431.62	5	0.09	1.00	11.93	0.64	37.62	429.98	5.64	64.50	0.00	272.76	6.00	450.04	102.11
	25.56	1.92	49.08					0.71	4.28	48.89	0.64	7.33	0.00	34.12	2.00	17.06	11.61
	25.56	1.92	49.08					0.71	4.28	48.89	0.64	7.33	0.00	34.12	2.00	17.06	11.61
9	121.14	1.98	239.86	-1	-0.02	1.00	11.93	0.64	-4.19	239.82	-0.63	35.97	0.00	154.56	6.00	251.01	31.79
	25.56	1.92	49.08					0.71	-0.86	49.07	-0.13	7.36	0.00	34.79	2.00	17.12	6.50
	25.56	1.92	49.08					0.71	-0.86	49.07	-0.13	7.36	0.00	34.79	2.00	17.12	6.50
10	19.21	1.98	38.04	-8	-0.14	0.99	11.93	0.64	-5.29	37.67	-0.79	5.65	0.00	24.72	6.00	39.42	0.36
	17.07	1.92	32.77					0.71	-4.56	32.46	-0.68	4.87	0.00	23.43	2.00	11.32	0.31
	22.21	1.92	42.64					0.71	-5.93	42.23	-0.89	6.33	0.00	30.49	2.00	14.73	0.40
TOTAL									2996.95	5245.53	449.54	786.83	0.00	3129.69	4944.01	3783.78	

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.L+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

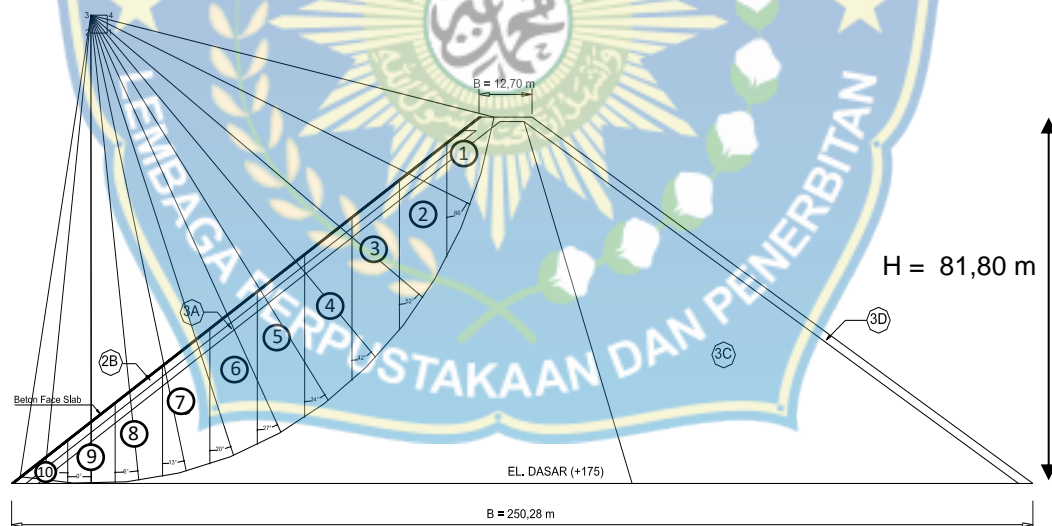
$$F_s = \frac{4944,01+3129,69}{3783,78} = 2,15 > 1,2 \text{ aman}$$

Dari tabel 25, diperoleh hasil perhitungan  $u$  untuk  $\sum(C.L) = 4944,01$ ,  $\sum(N - U - Ne) \tan\phi = 3129,69$ ,  $\sum(T + Te) = 3783,78$  kemudian dihitung dengan menggunakan rumus pada persamaan 33, sehingga diperoleh kontrol keamanan terhadap longsor yaitu 2,15. Karena nilai keamanan yang diperoleh yaitu 2,15 lebih besar dari syarat keamanan yaitu 1,2 maka dapat dinyatakan bahwa kontrol stabilitas lereng hulu bendungan terhadap longsor dalam kondisi kosong pada titik 1 memenuhi syarat dan aman.



Gambar 31. Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi kosong pada titik 2

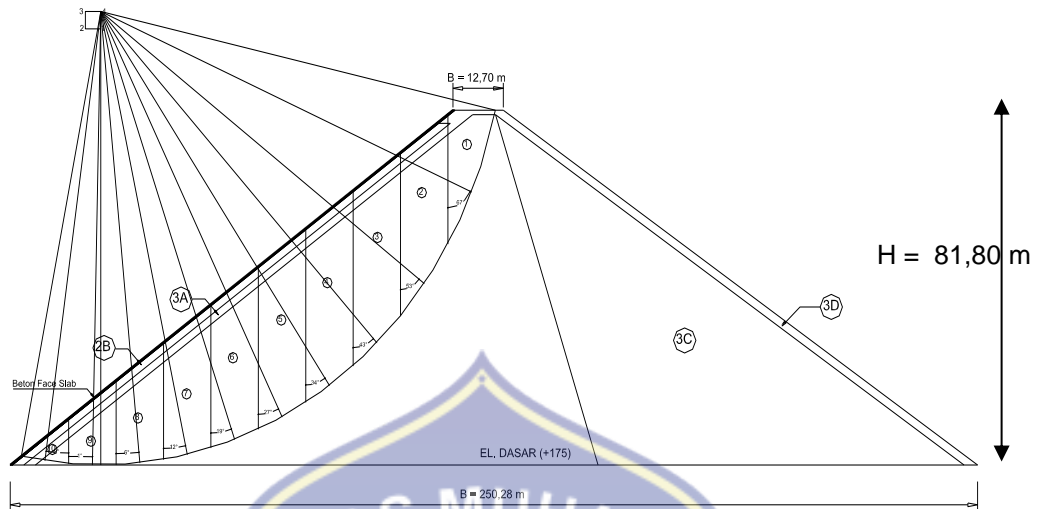
Dari gambar 31, dapat dilihat pada titik 2 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 11,61 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 1.



Gambar 32. Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi kosong pada titik 3

Dari gambar 32, dapat dilihat pada titik 3 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 11,61 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 2.



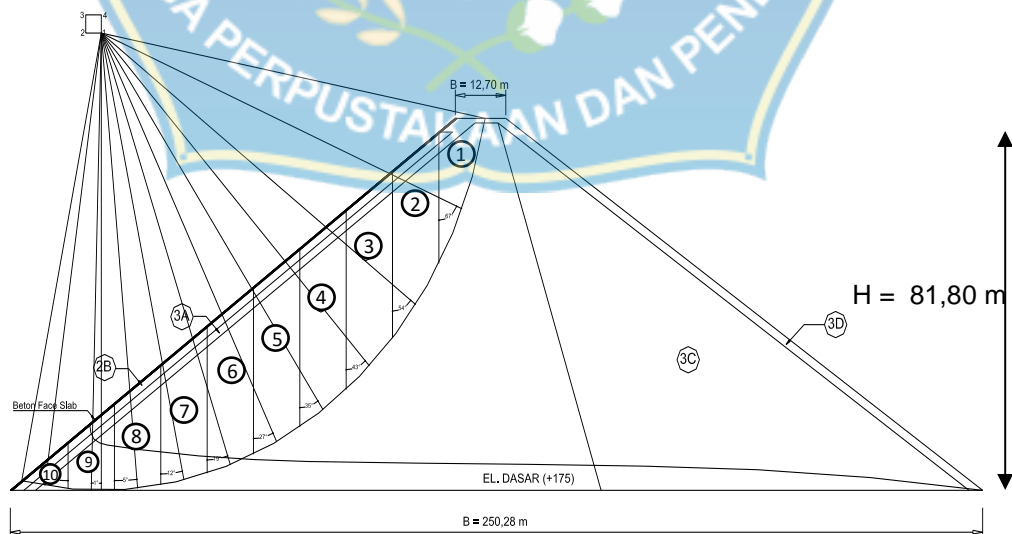


Gambar 33. Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi kosong pada titik 4

Dari gambar 33, dapat dilihat pada titik 4 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,27 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 3.

b. Stabilitas Lereng Hulu Bendungan dalam kondisi Muka Air Banjir

Dalam perhitungan stabilitas ini, ditinjau masing-masing sebanyak 4 titik untuk mendapatkan nilai faktor keamanan dari tubuh bendungan yang direncanakan. Adapun gambar dan hasil perhitungan sebagai berikut;



Gambar 34. Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air Banjir pada titik 1

Dari gambar 34, dapat dilihat pada titik 1 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,27 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 26, berikut.

Tabel 26. Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air Banjir titik 1

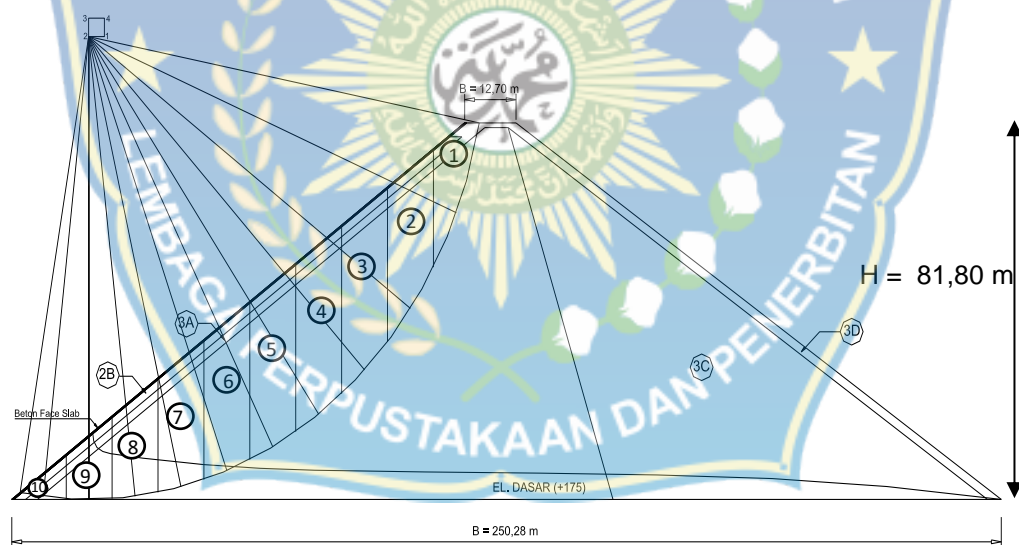
Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	Tan $\phi$	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U) tan $\phi$	C	CL	T+Te
											e = 0.15						
1	180.41	1.98	357.21	67	0.92	0.39	11.93	0.64	328.82	139.57	49.32	20.94	0.00	58.01	6.00	847.31	349.75
	30.57	1.92	58.69					0.71	54.03	22.93	8.10	3.44	0.00	10.48	2.00	46.41	57.47
	4.34	1.92	8.33					0.71	7.67	3.26	1.15	0.49	0.00	1.49	2.00	6.59	8.16
2	343.1	1.98	679.34	54	0.81	0.59	11.93	0.64	549.60	399.30	82.44	59.90	0.00	203.68	6.00	2424.05	609.49
	25.56	1.92	49.08					0.71	39.70	28.85	5.96	4.33	0.00	16.19	2.00	58.37	44.03
	25.56	1.92	49.08					0.71	39.70	28.85	5.96	4.33	0.00	16.19	2.00	58.37	44.03
3	403.53	1.98	798.99	43	0.68	0.73	11.93	0.64	544.91	584.34	81.74	87.65	0.00	323.07	6.00	3547.36	632.56
	25.56	1.92	49.08					0.71	33.47	35.89	5.02	5.38	0.00	21.83	2.00	72.63	38.85
	25.56	1.92	49.08					0.71	33.47	35.89	5.02	5.38	0.00	21.83	2.00	72.63	38.85
4	417.44	1.98	826.53	35	0.57	0.82	11.93	0.64	474.08	677.05	71.11	101.56	0.00	389.49	6.00	4110.17	575.64
	25.56	1.92	49.08					0.71	28.15	40.20	4.22	6.03	0.00	25.44	2.00	81.35	34.18
	25.56	1.92	49.08					0.71	28.15	40.20	4.22	6.03	0.00	25.44	2.00	81.35	34.18
5	400.27	1.98	792.53	27	0.45	0.89	11.93	0.64	359.80	706.15	53.97	105.92	0.00	419.21	6.00	4286.82	465.73
	25.56	1.92	49.08					0.71	22.28	43.73	3.34	6.56	0.00	28.56	2.00	88.48	28.84
	25.56	1.92	49.08					0.71	22.28	43.73	3.34	6.56	0.00	28.56	2.00	88.48	28.84
6	359.09	1.98	711.00	19	0.33	0.95	11.93	0.64	231.48	672.26	34.72	100.84	0.00	409.80	6.00	4081.08	332.32
	25.56	1.92	49.08					0.71	15.98	46.40	2.40	6.96	0.00	31.12	2.00	93.90	22.94
	25.56	1.92	49.08					0.71	15.98	46.40	2.40	6.96	0.00	31.12	2.00	93.90	22.94
7	297.64	1.98	589.33	12	0.21	0.98	11.93	0.64	122.53	576.45	18.38	86.47	0.00	358.72	6.00	3499.43	209.00
	25.56	1.92	49.08					0.71	10.20	48.00	1.53	7.20	0.00	32.86	2.00	97.14	17.40
	25.56	1.92	49.08					0.71	10.20	48.00	1.53	7.20	0.00	32.86	2.00	97.14	17.40
8	217.99	1.98	431.62	5	0.09	1.00	11.93	0.64	37.62	429.98	5.64	64.50	0.00	272.76	6.00	2610.25	102.11
	25.56	1.92	49.08					0.71	4.28	48.89	0.64	7.33	0.00	34.12	2.00	98.93	11.61
	25.56	1.92	49.08					0.71	4.28	48.89	0.64	7.33	0.00	34.12	2.00	98.93	11.61
9	121.14	1.98	239.86	-1	-0.02	1.00	11.93	0.64	-4.19	239.82	-0.63	35.97	0.00	154.56	6.00	1455.87	31.79
	25.56	1.92	49.08					0.71	-0.86	49.07	-0.13	7.36	0.00	34.79	2.00	99.29	6.50
	25.56	1.92	49.08					0.71	-0.86	49.07	-0.13	7.36	0.00	34.79	2.00	99.29	6.50
10	19.21	1.98	38.04	-8	-0.14	0.99	11.93	0.64	-5.29	37.67	-0.79	5.65	0.00	24.72	6.00	228.66	0.36
	17.07	1.92	32.77					0.71	-4.56	32.46	-0.68	4.87	0.00	23.43	2.00	65.68	0.31
	22.21	1.92	42.64					0.71	-5.93	42.23	-0.89	6.33	0.00	30.49	2.00	85.45	0.40
TOTAL									2996.95	5245.53	449.54	786.83	0.00	3129.69		28675.28	3783.78

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.L+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

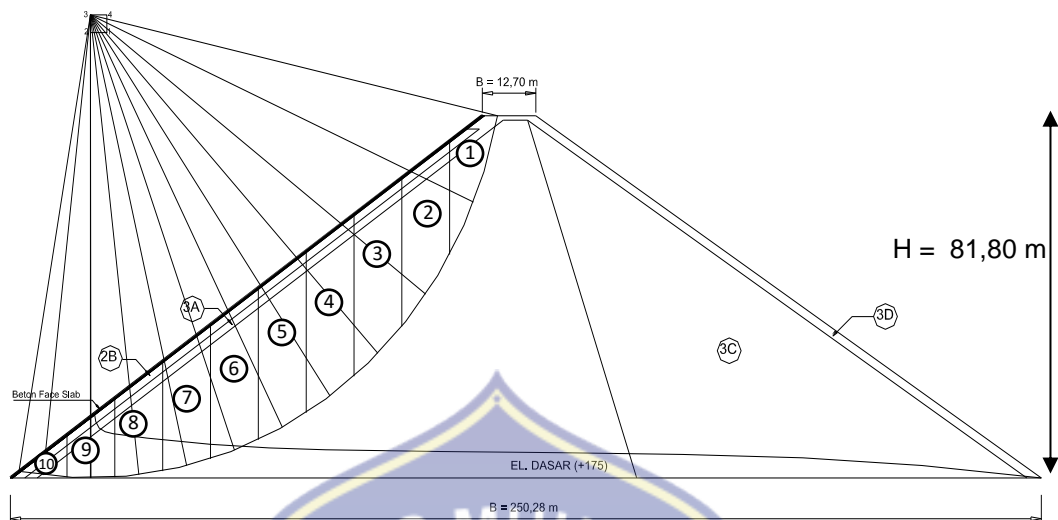
$$F_s = \frac{28675,28+3129,69}{3783,78} = 8,40 > 1,2 \text{ aman}$$

Dari tabel 26, diperoleh hasil perhitungan untuk  $\sum(C.L) = 28675,28$ ,  $\sum(N - U - Ne) \tan\phi = 3129,69$ ,  $\sum(T + Te) = 3783,78$  kemudian dihitung dengan menggunakan rumus pada persamaan 33, sehingga diperoleh kontrol keamanan terhadap longsoron yaitu 8,40. Karena nilai keamanan yang diperoleh yaitu 8,40 lebih besar dari syarat keamanan yaitu 1,2 maka dapat dinyatakan bahwa kontrol stabilitas lereng hulu bendungan terhadap longsoron dalam kondisi muka air banjir pada titik 1 memenuhi syarat dan aman.



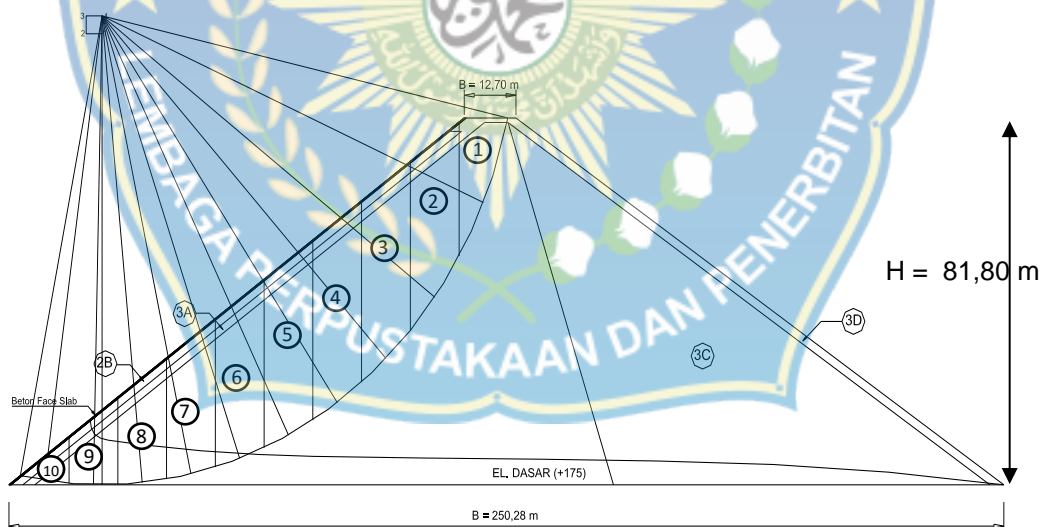
Gambar 35. Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air Banjir pada titik 2

Dari gambar 35, dapat dilihat pada titik 2 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 11,61 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 4.



Gambar 36. Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air Banjir pada titik 3

Dari gambar 36, dapat dilihat pada titik 3 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 11,61 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 5.

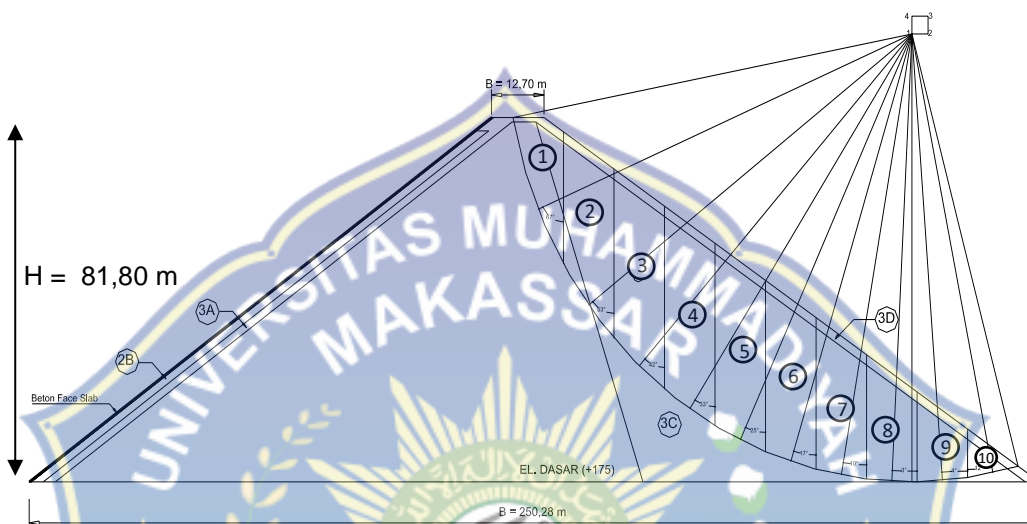


Gambar 37. Stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air Banjir pada titik 4

Dari gambar 37, dapat dilihat pada titik 4 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,27 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 6.

c. Stabilitas Lereng Hilir Bendungan dalam kondisi Kosong

Dalam perhitungan stabilitas ini, ditinjau masing-masing sebanyak 4 titik untuk mendapatkan nilai faktor keamanan dari tubuh bendungan yang direncanakan. Adapun gambar dan hasil perhitungan sebagai berikut;



Gambar 38. Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi kosong pada titik 1

Dari gambar 38, dapat dilihat pada titik 1 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,52 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 27, berikut.

Tabel 27. Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Kosong titik 1

Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	$\tan \phi$	T	N	Ne	Te	U	$(N-Ne-U) \tan \phi$	C	CL	T+Te
											e = 0,15						
1	214.42	1.98	424.55	67	0.92	0.39	12.52	0.64	390.80	165.89	58.62	24.88	0.00	68.95	6.00	138.90	415.68
	20.17	1.92	38.73						0.71	35.65	15.13	5.35	2.27	0.00	6.92	2.00	4.22
2	402.17	1.98	796.30	53	0.80	0.60	12.52	0.64	635.95	479.22	95.39	71.88	0.00	246.72	6.00	401.27	707.83
	29.20	1.92	56.06						0.71	44.77	33.74	6.72	5.06	0.00	19.11	2.00	9.42
3	470.11	1.98	930.82	42	0.67	0.74	12.52	0.64	622.84	691.73	93.43	103.76	0.00	384.58	6.00	579.21	726.60
	29.20	1.92	56.06						0.71	37.51	41.66	5.63	6.25	0.00	25.48	2.00	11.63
4	487.22	1.98	964.70	33	0.54	0.84	12.52	0.64	525.41	809.06	78.81	121.36	0.00	469.40	6.00	677.45	646.77
	29.20	1.92	56.06						0.71	30.53	47.02	4.58	7.05	0.00	30.01	2.00	13.12



Lanjutan Tabel 27

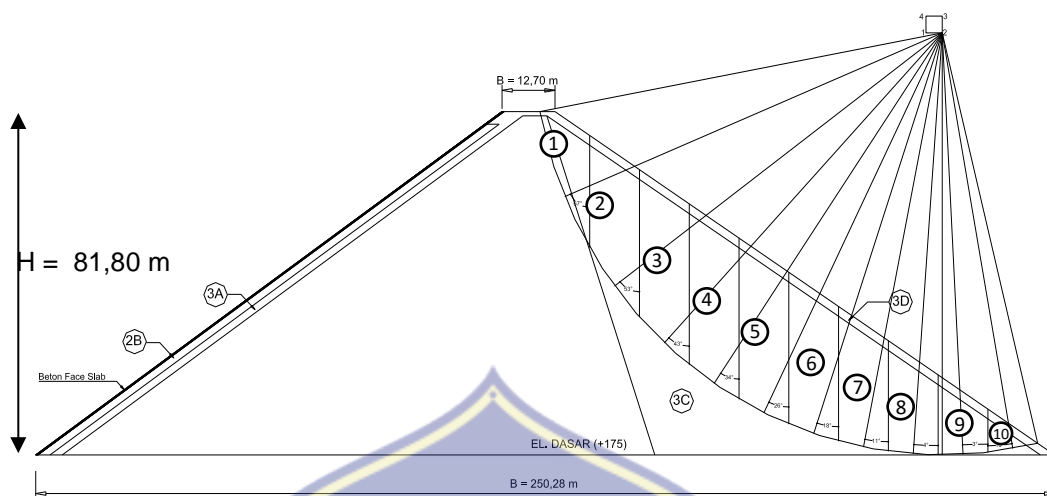
Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	Tan $\phi$	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U) tan $\phi$	C	CL	T + Te
											e = 0.15						
5	470.18	1.98	930.96	25	0.42	0.91	12.52	0.64	393.44	843.73	59.02	126.56	0.00	504.41	6.00	706.49	520.00
	29.20	1.92	56.06					0.71	23.69	50.81	3.55	7.62	0.00	33.42	2.00	14.18	31.32
6	426.56	1.98	844.59	17	0.29	0.96	12.52	0.64	246.93	807.68	37.04	121.15	0.00	495.36	6.00	676.30	368.09
	29.20	1.92	56.06					0.71	16.39	53.61	2.46	8.04	0.00	36.17	2.00	14.96	24.43
7	360.30	1.98	713.39	10	0.17	0.98	12.52	0.64	123.88	702.56	18.58	105.38	0.00	439.65	6.00	588.27	229.26
	29.20	1.92	56.06					0.71	9.74	55.21	1.46	8.28	0.00	38.01	2.00	15.41	18.02
8	273.49	1.98	541.51	3	0.05	1.00	12.52	0.64	28.34	540.77	4.25	81.12	0.00	344.87	6.00	452.80	109.46
	29.20	1.92	56.06					0.71	2.93	55.99	0.44	8.40	0.00	39.28	2.00	15.63	11.33
9	167.00	1.98	330.66	-4	-0.07	1.00	12.52	0.64	-23.07	329.85	-3.46	49.48	0.00	214.25	6.00	276.20	26.41
	29.20	1.92	56.06					0.71	-3.91	55.93	-0.59	8.39	0.00	39.96	2.00	15.61	4.48
10	43.67	1.98	86.47	-12	-0.21	0.98	12.52	0.64	-17.98	84.58	-2.70	12.69	0.00	56.10	6.00	70.82	-5.29
	26.27	1.92	50.44					0.71	-10.49	49.34	-1.57	7.40	0.00	36.00	2.00	13.77	-3.09
TOTAL									3113.38	5913.52	467.01	887.03	0.00	3528.62		4695.67	4000.41

Sumber: Hasil Perhitungan

$$Fs = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

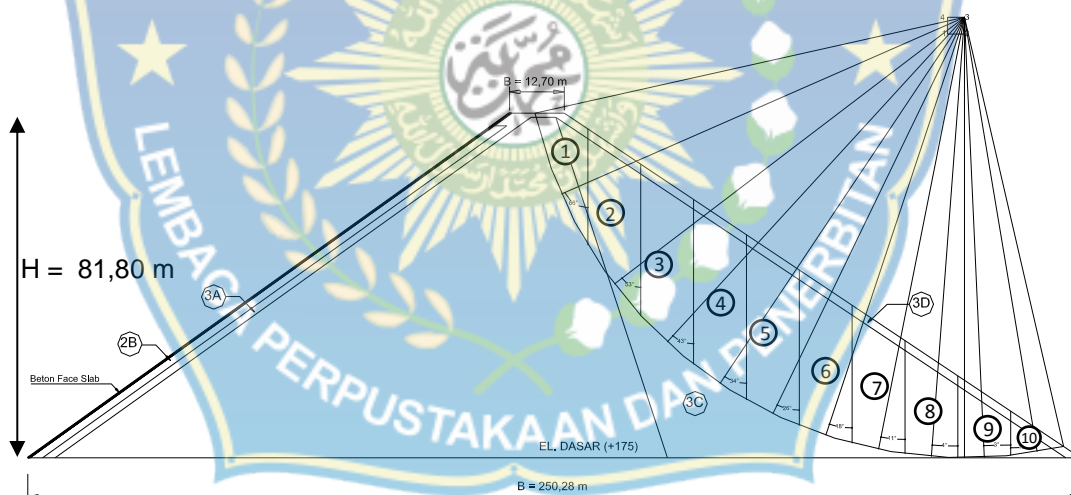
$$Fs = \frac{4695,67+3528,62}{4000,41} = 2,10 > 1,2 \text{ aman}$$

Dari tabel 27, diperoleh hasil perhitungan untuk  $\sum(C.L) = 4695,67$ ,  $\sum(N - U - Ne) \tan\phi = 3528,62$ ,  $\sum(T + Te) = 4000,41$  kemudian dihitung dengan menggunakan rumus pada persamaan 33, sehingga diperoleh kontrol keamanan terhadap longsor yaitu 2,10. Karena nilai keamanan yang diperoleh yaitu 2,10 lebih besar dari syarat keamanan yaitu 1,2 maka dapat dinyatakan bahwa kontrol stabilitas lereng hilir bendungan terhadap longsor dalam kondisi kosong pada titik 1 memenuhi syarat dan aman.



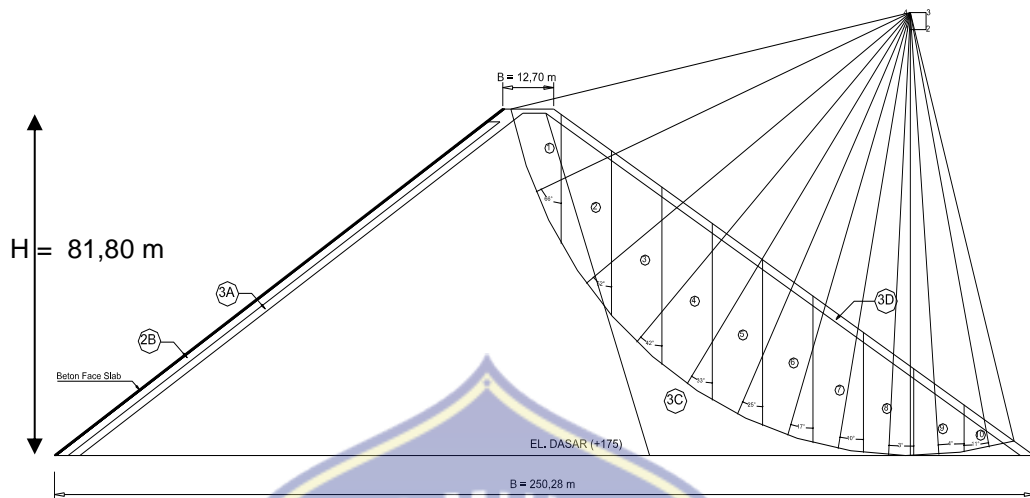
Gambar 39. Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi kosong pada titik 2

Dari gambar 39, dapat dilihat pada titik 2 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,23 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 7.



Gambar 40. Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Kosong pada titik 3

Dari gambar 40, dapat dilihat pada titik 3 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,57 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 8.

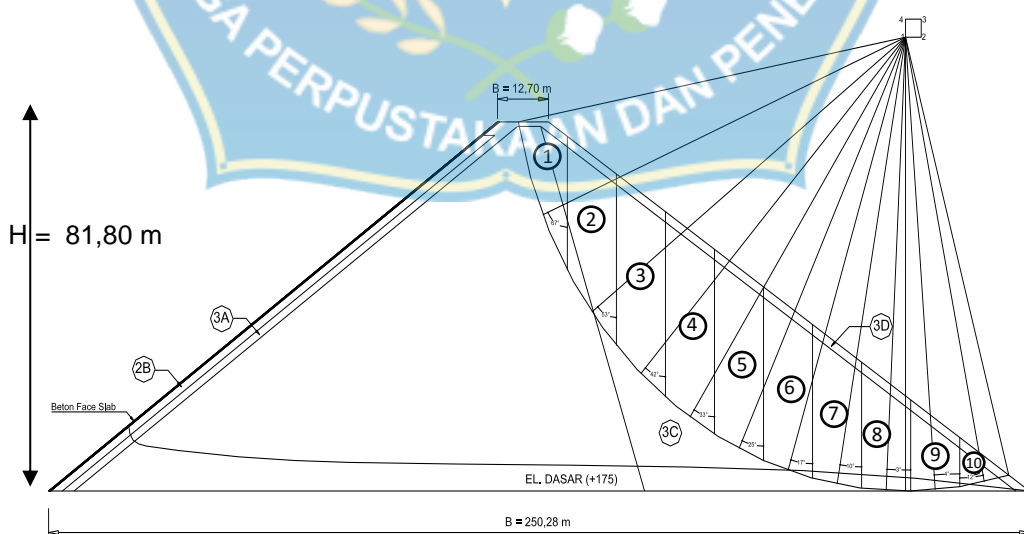


Gambar 41. Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi kosong pada titik 4

Dari gambar 41, dapat dilihat pada titik 4 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,87 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 9.

d. Stabilitas Lereng Hilir Bendungan dalam kondisi Muka Air Banjir

Dalam perhitungan stabilitas ini, ditinjau masing-masing sebanyak 4 titik untuk mendapatkan nilai faktor keamanan dari tubuh bendungan yang direncanakan. Adapun gambar dan hasil perhitungan sebagai berikut;



Gambar 42. Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir pada titik 1

Dari gambar 42, dapat dilihat pada titik 1 irisan bidang luncur dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,52 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 28, berikut;

Tabel 28. Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir titik 1

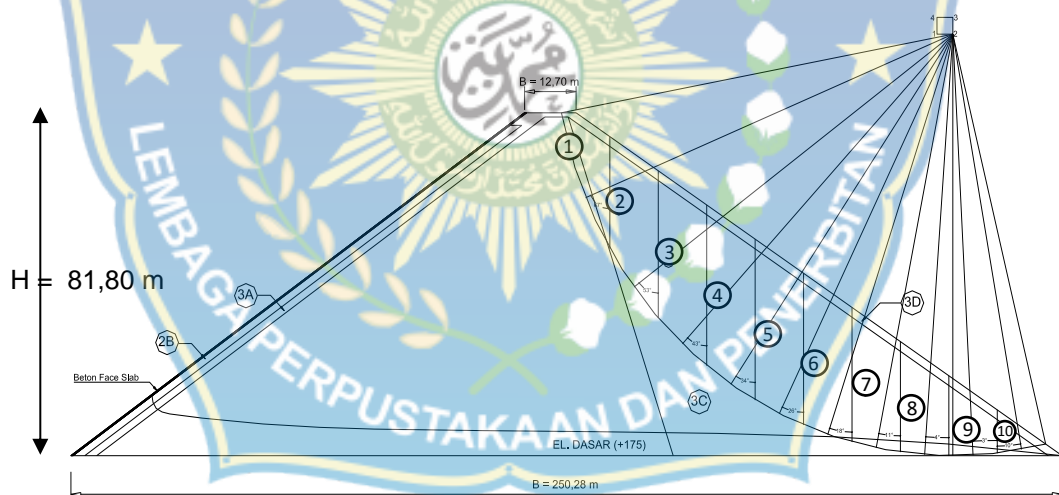
Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	$\tan \phi$	T	N	Ne	Te	U	$(N-Ne-U) \tan \phi$	C	CL	T+Te
											e = 0.15						
1	214.42	1.98	424.55	67	0.92	0.39	12.52	0.64	390.80	165.89	58.62	24.88	0.00	68.95	6.00	1076.49	415.68
	20.17	1.92	38.73					0.71	35.65	15.13	5.35	2.27	0.00	6.92	2.00	32.73	37.92
2	402.17	1.98	796.30	53	0.80	0.60	12.52	0.64	635.95	479.22	95.39	71.88	0.00	246.72	6.00	3109.84	707.83
	29.20	1.92	56.06					0.71	44.77	33.74	6.72	5.06	0.00	19.11	2.00	72.98	49.84
3	470.11	1.98	930.82	42	0.67	0.74	12.52	0.64	622.84	691.73	93.43	103.76	0.00	384.58	6.00	4488.88	726.60
	29.20	1.92	56.06					0.71	37.51	41.66	5.63	6.25	0.00	25.48	2.00	90.12	43.76
4	487.22	1.98	964.70	33	0.54	0.84	12.52	0.64	525.41	809.06	78.81	121.36	0.00	469.40	6.00	5250.27	646.77
	29.20	1.92	56.06					0.71	30.53	47.02	4.58	7.05	0.00	30.01	2.00	101.71	37.59
5	470.18	1.98	930.96	25	0.42	0.91	12.52	0.64	393.44	843.73	59.02	126.56	0.00	504.41	6.00	5475.26	520.00
	29.20	1.92	56.06					0.71	23.69	50.81	3.55	7.62	0.00	33.42	2.00	109.91	31.32
6	426.56	1.98	844.59	17	0.29	0.96	12.52	0.64	246.93	807.68	37.04	121.15	0.00	495.36	6.00	5241.33	368.09
	29.20	1.92	56.06					0.71	16.39	53.61	2.46	8.04	0.00	36.17	2.00	115.97	24.43
7	360.30	1.98	713.39	10	0.17	0.98	12.52	0.64	123.88	702.56	18.58	105.38	0.00	439.65	6.00	0.00	229.26
	29.20	1.92	56.06					0.71	9.74	55.21	1.46	8.28	0.00	38.01	2.00	0.00	18.02
8	273.49	1.98	541.51	3	0.05	1.00	12.52	0.64	28.34	540.77	4.25	81.12	0.00	344.87	6.00	0.00	109.46
	29.20	1.92	56.06					0.71	2.93	55.99	0.44	8.40	0.00	39.28	2.00	0.00	11.33
9	167.00	1.98	330.66	-4	-0.07	1.00	12.52	0.64	-23.07	329.85	-3.46	49.48	0.00	214.25	6.00	0.00	26.41
	29.20	1.92	56.06					0.71	-3.91	55.93	-0.59	8.39	0.00	39.96	2.00	0.00	4.48
10	43.67	1.98	86.47	-12	-0.21	0.98	12.52	0.64	-17.98	84.58	-2.70	12.69	0.00	56.10	6.00	0.00	-5.29
	26.27	1.92	50.44					0.71	-10.49	49.34	-1.57	7.40	0.00	36.00	2.00	0.00	-3.09
TOTAL									3113.38	5913.52	467.01	887.03	0.00	3528.62		25165.51	4000.41

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.l+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{25165,51+3528,62}{4000,41} = 7,20 > 1,2 \text{ aman}$$

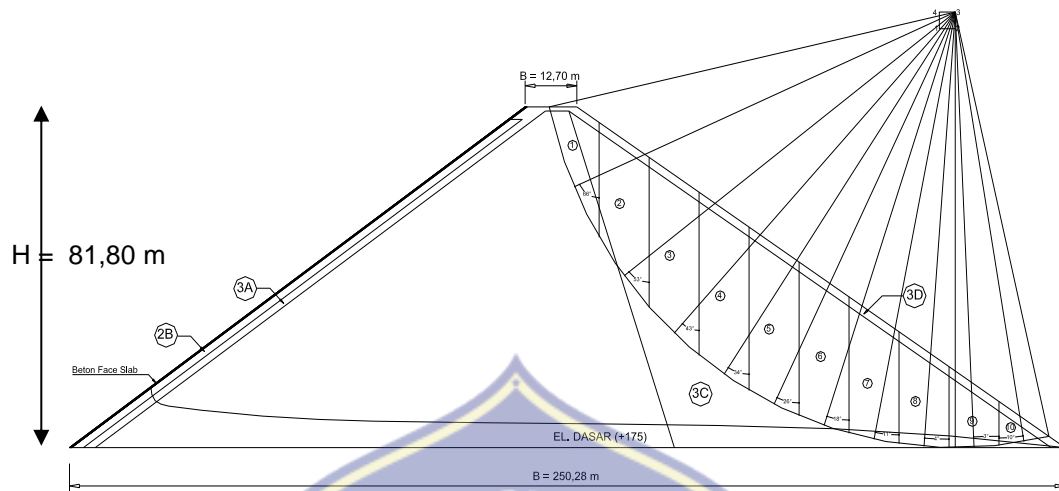
Dari tabel 28, diperoleh hasil perhitungan untuk  $\sum(C.L) = 25165,51$ ,  $\sum(N - U - Ne) \tan\phi = 3528,62$ ,  $\sum(T + Te) = 4000,41$  kemudian dihitung dengan menggunakan rumus pada persamaan 33, sehingga diperoleh kontrol keamanan terhadap longsoron yaitu 7,20. Karena nilai keamanan yang diperoleh yaitu 7,20 lebih besar dari syarat keamanan yaitu 1,2 maka dapat dinyatakan bahwa kontrol stabilitas lereng hilir bendungan terhadap longsoron dalam kondisi muka air banjir pada titik 1 memenuhi syarat dan aman.



Gambar 43. Stabilitas Lereng Hilir dalam keadaan Muka Air Banjir pada titik 2

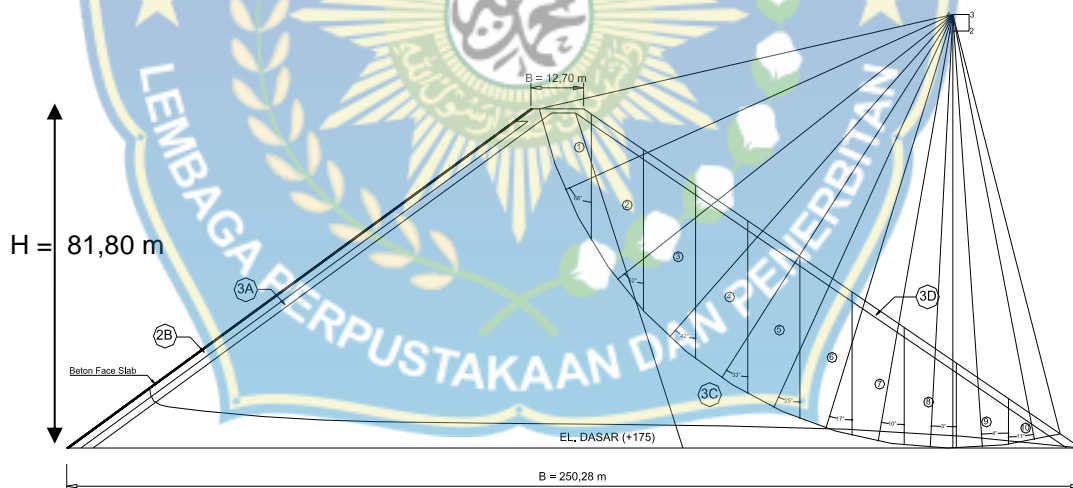
Dari gambar 43, dapat dilihat pada titik 2 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,23 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 10.





Gambar 44. Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir pada titik 3

Dari gambar 44, dapat dilihat pada titik 3 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,57 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 11.



Gambar 45. Stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir pada titik 4

Dari gambar 45, dapat dilihat pada titik 4 irisan dibagi sebanyak 10 dengan memiliki lebar yang sama pada masing-masing irisan yaitu 12,87 m. Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3, tabel 12.

Adapun rekapitulasi hasil perhitungan stabilitas lereng bendungan terhadap longsoran dalam kondisi kosong dan dalam kondisi muka air banjir yang ditinjau dalam 4 titik, dapat dilihat pada tabel 29 sebagai berikut;

Tabel 29. Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas Lereng Bendungan

Stabilitas Lereng Bendungan								
NO	Keadaan Kosong		Fs	Ket.	Keadaan Muka Air Banjir		Fs	Ket.
	Hulu	Hilir			Hulu	Hilir		
1	2,15	2,10	1,2	Aman	8,40	7,20	1,2	Aman
2	2,10	2,30	1,2	Aman	8,25	7,00	1,2	Aman
3	2,20	2,50	1,2	Aman	8,10	6,85	1,2	Aman
4	2,40	2,20	1,2	Aman	8,35	7,00	1,2	Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 29, hasil perhitungan stabilitas lereng bendungan menggunakan metode Irisan Bidang Luncur Bundar dalam kondisi kosong dan dalam kondisi muka air banjir yang ditinjau dari empat titik masing-masing diperoleh nilai keamanan lebih besar dari nilai syarat keamanan yaitu 1,2. Maka dapat dinyatakan bahwa stabilitas bendungan yang direncanakan terhadap longsoran memenuhi syarat dan aman.

## F. Pembahasan

Dari hasil perhitungan dan uraian yang telah dilakukan mengenai Studi Perencanaan Bendungan Karalloe Kab. Gowa. Maka, dapat dinyatakan bahwa terdapat perbedaan antara hasil studi perencanaan yang

baru dengan perencanaan yang ada. Adapun hasil yang diperoleh sebagai berikut;

1. Dari hasil perhitungan hidrologi diketahui pada tabel berikut;

Tabel 30. Rekapitulasi Analisis Hidrologi Perencanaan Yang Ada dan Studi Perencanaan Baru

Kala Ulang	Perencanaan Yang Ada (PT. Widya Graha Asana)		Studi Perencanaan Baru	
	CH Rancangan	Q Banjir Rancangan	CH Rancangan	Q Banjir Rancangan
	mm	m <sup>3</sup> /det	mm	m <sup>3</sup> /det
2	48,41	137,25	57,60	316,67
5	74,78	249,48	88,69	487,58
10	92,92	330,45	110,28	606,31
25	116,36	435,83	138,42	760,97
50	134,02	515,23	159,79	878,50
100	151,75	594,98	181,40	997,30
<b>1000</b>	212,64	869,29	256,78	1411,69
<b>PMF</b>	482,62	2086,61	601,67	3307,83

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 30 di atas, dapat dinyatakan bahwa terjadi perbedaan analisis hidrologi yang signifikan antara studi perencanaan baru dengan perencanaan yang ada, karena jumlah data curah hujan pada studi perencanaan baru sebanyak 41 tahun sedangkan data curah hujan perencanaan yang ada sebanyak 35 tahun. Semakin banyak jumlah data curah hujan, maka semakin besar pula hasil yang diperoleh.

2. Dari hasil perencanaan dimensi tubuh bendungan diketahui pada tabel berikut;

Tabel 31. Rekapitulasi Perencanaan Tubuh Bendungan Yang Ada dan Studi Perencanaan Tubuh Bendungan Baru

No	Parameter	Perencanaan Yang Ada (PT. Widya Graha Asana)	Studi Perencanaan Baru
1	Tipe Bendungan	Urugan Batu Dengan Lapis Permukaan Beton (CFRD)	Urugan Batu Dengan Lapis Permukaan Beton (CFRD)
2	Lebar Puncak Bendungan (B)	8,00 m	12,70 m
3	Panjang Bendungan (L)	332,00 m	339,90 m
4	Tinggi bendungan (H)	81,00 m	81,80 m
5	Kemiringan Hulu	1,4 H : 1,0 V	
6	Kemiringan Hilir	1,5 H : 1,0 V	
7	Elevasi Puncak Bendungan	+253,00 m	+256,80 m
8	Volume Tampungan Efektif	29,50 Juta m <sup>3</sup>	30,70 Juta m <sup>3</sup>
9	Elevasi Muka Air Normal	+248,50 m	+248,30 m
10	Tinggi Jagaan (Hf)	3,00 m	
11	Elevasi Muka Air Banjir	+252,46 m	+253,80 m
12	Area Genangan	164,00 Ha	154,05 Ha
13	Volume Tampungan Mati	11,05 Juta m <sup>3</sup>	
14	Volume Tampungan Total	40,50 Juta m <sup>3</sup>	41,75 Juta m <sup>3</sup>

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 31 di atas, dapat dinyatakan bahwa terjadi perbedaan dimensi bendungan yang signifikan antara studi perencanaan baru dan perencanaan yang ada, karena debit banjir yang ada pada studi perencanaan baru lebih besar dibandingkan dengan debit banjir perbedaan yang ada. Terjadi pergeseran as bendungan yang mengakibatkan perubahan volume tampungan yang lebih besar, sehingga diperoleh elevasi muka air normal dan area genangan yang lebih rendah pada studi perencanaan baru dibandingkan dengan perencanaan yang ada.

3. Hasil perhitungan keamanan tubuh bendungan terhadap rembesan diperoleh hasil  $Q_f = 6,42 \times 10^{-4}$  sedangkan  $Q_{f_{ijin}} = 28,23 \text{ m}^3/\text{dtk}$ . Sehingga, perencanaan bendungan ini aman terhadap rembesan karena  $Q_{f_{hitung}} = 6,42 \times 10^{-4}$  lebih kecil ( $<$ ) dari  $Q_{f_{ijin}} = 28,23 \text{ m}^3/\text{dtk}$ .
4. Pada tabel 29, dapat dinyatakan bahwa hasil rekapitulasi perhitungan stabilitas lereng bendungan dalam kondisi kosong dan dalam kondisi muka air banjir yang ditinjau dari 4 titik menggunakan metode Irisan Bidang Luncur Bundar, masing-masing diperoleh nilai angka keamanan lebih besar dari nilai syarat keamanan yaitu 1,2. Maka, dapat dinyatakan bahwa stabilitas bendungan yang direncanakan terhadap longsor memenuhi syarat dan aman.
5. Pada tabel 29, dapat dinyatakan bahwa angka keamanan stabilitas lereng bendungan dalam kondisi muka air banjir yang lebih besar daripada angka keamanan stabilitas lereng dalam kondisi kosong.



Karena dalam kondisi kosong tingkat kepadatan tubuh bendungan rendah sehingga rembesan air yang masuk kecil, begitu pula sebaliknya dalam kondisi muka air banjir tingkat kepadatan tubuh bendungan besar sehingga rembesan air yang masuk sangat banyak.



## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **A. Kesimpulan**

Dari hasil perhitungan dan uraian yang telah dilakukan mengenai Studi Perencanaan Teknis Bendungan Karalloe Kab. Gowa. Maka, dapat diambil beberapa kesimpulan, antara lain :

1. Perencanaan tubuh bendungan ini menggunakan tipe Bendungan Urugan Batu Dengan Lapis Permukaan Beton (CFRD). Namun, terjadi perbedaan dimensi bendungan yang signifikan antara studi perencanaan baru dengan perencanaan yang ada.
2. Analisis stabilitas tubuh bendungan dinyatakan bahwa;
  - a. Stabilitas bendungan terhadap rembesan dan stabilitas lereng terhadap longsor dinyatakan aman dan memenuhi syarat.
  - b. Stabilitas lereng hulu dan hilir bendungan memiliki angka keamanan dalam kondisi muka air banjir yang lebih besar daripada angka keamanan dalam kondisi kosong.

#### **B. Saran**

Dalam merencanakan bangunan air khususnya bendungan, sangat diperlukan jumlah data curah hujan yang banyak untuk melakukan perencanaan tubuh bendungan. Dari hasil studi perencanaan tubuh bendungan ini diharapkan agar dapat dilanjutkan pada perencanaan bangunan *spillway* untuk lebih menyempurnakan tulisan ini.

## DAFTAR PUSTAKA

- Adhyaksa, B. Mutiara, Suprijanto, H. & Sisingsih, D. 2011. *Studi Perencanaan Kontruksi Tubuh Bendungan Pada Waduk Suplesi Konto Wiyu Di Kecamatan Pujon Kabupaten Malang Provinsi Jawa Timur*. Jurnal Mahasiswa Teknik Pengairan Brawijaya. <http://pengairan.ub.ac.id/en/pendidikan-2/pendidikan/jurnal-mahasiswa/wp-content/uploads/2014/02/Studi-Perencanaan-Konstruksi-Tubuh-Bendungan-Pada-Waduk-Suplesi-Konto-Wiyu-di-Kecamatan-Pujon-Kabupaten-Malang-Provinsi-Jawa-Timur-Brigitta-Mutiara-A.-105060401111002.pdf>. 1-5. (Diakses pada 15 April 2018 Pukul 16:15 Wita)
- Alexander & Harahab, Syarifuddin. 2009. *Perencanaan Embung Tambaboyo Ka. Sleman D.I.Y. Semarang* : Laporan Tugas Akhir Teknik Sipil Umum, Universitas Diponegoro.
- Anonim, 2004. *Undang-Undang Republik Indonesia Nomor 7 Tahun 2004 Tentang Sumber Daya Air*. Jakarta : PT. Mediatama Saptakarya.
- Asdak, Chow, dkk., 1995. *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada
- Dinas Sumber Daya Air, Cipta Karya dan Tata Ruang
- Jagatpratista, E. & Imron, M. 2008. *Perencanaan Embung Panohan Kec, Gunem Kabupaten Rembang Jawa Tengah*. Semarang : Laporan Tugas Akhir Teknik Sipil Umum, Universitas Diponegoro.
- Linsley, Ray K., 1989. *Hidrologi Untuk Insinyur*. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Loebis, Joesron. 1984. *Banjir Rencana Untuk Bangunan Air*. Jakarta : Departemen Pekerjaan Umum, Badan Penerbit Umum.
- Megantoro, Trias. 2014. *Perencanaan Bendungan Tipe Urugan di Perkebunan Cinta Manis, PT. Perkebunan Nusantara VII. Palembang* : Laporan Tugas Akhir Teknik Sipil Umum, Universitas Diponegoro.
- Peraturan Pemerintah Nomor 37 Pasal 1 Tahun 2015

Pondaag, Ricky & Yasser. 2016. *Perencanaan Bendung Tonggauna Kabupaten Kolaka Timur, Sulawesi Tenggara*. Semarang : Laporan Tugas Akhir Teknik Sipil Umum, Universitas Diponegoro.

PT. Widya Graha Asana

Sabir, M. Basri & S, Ariani. 2008. *Tinjauan Perencanaan Bendung Senre Kabupaten Gowa*. Makassar : Skripsi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Makassar.

Soediby, 2003. *Teknik Bendungan*. Jakarta : PT. Pradnya Paramita.

Soediby, 1993. *Teknik Bendungan*. Jakarta : PT. Pradnya Paramita.

Soemarto, CD. 1999. *Hidrologi Teknik*. Surabaya : Usaha Nasional.

Soewarno, 1995. *Hidrologi, Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data*. Bandung : Penerbit Nova. Jilid 2.

Sosrodarsono, Suyono & Takeda, Kensaku. 2002. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta : PT. Pradnya Paramita

Sosrodarsono, Suyono & Takeda, Kensaku. 2003. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta : PT. Pradnya Paramita.

Triatmodjo, Bambang. 2013. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta : Penerbit Beta Offset Yogyakarta.

WikiSDA, 2013. *Bendungan Karalloe*.  
 ([http://sda.pu.go.id/wiki/index.php/Bendungan\\_Karalloe](http://sda.pu.go.id/wiki/index.php/Bendungan_Karalloe)). Diakses  
 Pada 15 April 2018. (23 January 2013, at 11:19).







UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR

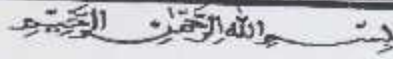
FAKULTAS TEKNIK

GEDUNG MENARA IQRA LT. 3

Jl. Sultan Alauddin No. 259 Telp. (0411) 866 972 Fax (0411) 865 588 Makassar 90221

Website : www.unismuh.ac.id, e-mail : unismuh@gmail.com

Website : http://teknik.unismuh.makassar.ac.id



Nomor : 209/C.4-II/IV/39/2018

Lamp. : -

Hal : Permintaan Data Penyelesaian Tugas Akhir

Makassar, 08 Sya'ban 1439 H

24 April 2018 M

Kepada Yang Terhormat,  
Kepala Dinas Sumber Daya Air Cipta Karya dan Tata Ruang  
Provinsi Sulawesi – Selatan

Di -  
Makassar

Assalamu Alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Dengan rahmat Allah SWT, bersama ini kami sampaikan bahwa

No.	Stambuk	Nama
1.	105 81 1890 13	SIRAJUDDIN A

Kiranya dapat diberikan data yang di perlukan dalam rangka penyelesaian Tugas Sarjana /Tugas Akhir pada Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Makassar dengan judul :

“ *STUDI PERENCANAAN TEKNIS KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN KARALLOE KAB. GOWA* “

Adapun data yang dimaksud adalah sebagai berikut :

- Data Curah Hujan Malino
- Data Hidro Klimatologi

Jazakumullahu Khaeran Katsiran.  
Wassalau Alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh.

Dekan,  
  
 Dr. Hamzah Al Imran, ST., MT.  
 NBM. 855 500

Tembusan: Kepada Yang Terhormat,

1. Rektor Unismuh Makassar
2. Ketua Jurusan Sipil
3. Arsip : C:\Dokumen\baru usaha\mahasiswa\permintaan data



Tabel 1. Data Curah Hujan Harian Maksimum pada Tanggal, Bulan, dan Tahun kejadian yang sama

NO	Kejadian		Stasiun Curah Hujan			Rata-Rata Poligon Thiessen (mm)	Hujan Harian Max (mm)
			St. Malino	St. Malakaji	St. Kelara		
	Tahun	Tanggal	0.069	0.882	0.049		
1	1977	19-Mei	118			8.19	114.24
		18-Jun	5	125	75	114.24	
		15-Feb		106	100	98.35	
2	1978	10-Jan	168			11.66	106.60
		09-Mar	11	120		106.60	
		03-Mei		73	87	68.62	
3	1979	27-Feb	131	9	8	17.42	63.59
		17-Des	14	71		63.59	
		18-Apr		15	95	17.85	
4	1980	18-Jan	138			9.58	92.14
		29-Apr	6	104		92.14	
		13-Feb	96		74	10.26	
5	1981	10-Des	135		15	10.10	66.23
		09-Nov		73	38	66.23	
		16-Apr	9		93	5.15	
6	1982	13-Feb	135		20	10.34	72.83
		30-Mar	18	81	3	72.83	
		23-Des	1		93	4.59	
7	1983	24-Nov	130	23		29.31	96.69
		20-Apr	49	105	14	96.69	
		17-Jul	9		110	5.98	
8	1984	02-Mei	190	30	23	40.76	73.01
		25-Jan	10	82		73.01	
		10-Mei	20		148	8.59	
9	1985	03-Jul	105	13		18.75	100.74
		25-Nov	10	113	8	100.74	
		21-Mei	36		145	9.55	

Lanjutan Tabel 1

NO	Kejadian		Stasiun Curah Hujan			Rata-Rata Poligon Thiessen (mm)	Hujan Harian Max (mm)
			St. Malino	St. Malakaji	St. Kelara		
	Tahun	Tanggal	0.069	0.882	0.049		
10	1986	28-Des	122	1		9.35	114.44
		26-Jan	48	123	54	114.44	
		19-Mar	5		90	4.73	
11	1987	09-Feb	115			7.98	89.80
		18-Jan	33	99	4	89.80	
		29-Nov	28	24	100	27.98	
12	1988	11-Feb	210			14.57	75.30
		12-Feb	82	77	35	75.30	
		05-Jun	4		111	5.68	
13	1989	05-Mar	155	13		22.22	109.43
		13-Jun	1	124		109.43	
		30-Des	9	16	82	18.73	
14	1990	08-Jan	126	11	2	18.54	51.22
		18-Mei	1	58		51.22	
		29-Des			102	4.96	
15	1991	04-Feb	123	8		15.59	48.27
		06-Jan	22	53		48.27	
		25-Mar		13	80	15.36	
16	1992	20-Apr	50	17	3	18.61	80.14
		18-Apr	11	90		80.14	
		10-Apr	3	9	12	8.73	
17	1993	23-Jan	328	143		148.88	148.88
		23-Jan	328	143		148.88	
		02-Apr	27		61	4.84	
18	1994	10-Mei	98			6.80	80.14
		30-Jan	11	90		80.14	
		10-Feb	8		89	4.89	



Lanjutan Tabel 1

NO	Kejadian		Stasiun Curah Hujan			Rata-Rata Poligon Thiessen (mm)	Hujan Harian Max (mm)
			St. Malino	St. Malakaji	St. Kelara		
	Tahun	Tanggal	0.069	0.882	0.049		
19	1995	06-Apr	177			12.28	44.90
		03-Mar	66	45	13	44.90	
		29-Mar	11	24	90	26.31	
20	1996	27-Dec	123	17	1	23.58	47.60
		05-Nov	25	52		47.60	
		19-Apr	76		97	9.99	
21	1997	28-Feb	187	27	29	38.20	38.20
		26-Feb	78	31	19	33.68	
		03-Jan	40	26	73	29.26	
22	1998	30-Dec	101	10	39	17.73	31.75
		29-Mar		36		31.75	
		19-Mei			73	3.55	
23	1999	01-Jan	185		25	14.05	91.91
		27-Jan	79	98		91.91	
		06-Feb	60		74	7.76	
24	2000	04-Feb	118		82	12.18	105.84
		26-Okt		120		105.84	
		31-Jul	3		158	7.90	
25	2001					0.00	84.67
		07-Jan		96		84.67	
		10-Nov			370	18.00	
26	2002	14-Jan	125	30	1	35.18	86.43
		29-Mei		98		86.43	
		02-Jan	4		146	7.38	
27	2003	23-Dec	163	21		29.83	29.83
		21-Nov	21	31		28.80	
		06-Mar		3	72	6.15	



Lanjutan Tabel 1

NO	Kejadian		Stasiun Curah Hujan			Rata-Rata Poligon Thiessen (mm)	Hujan Harian Max (mm)
			St. Malino	St. Malakaji	St. Kelara		
	Tahun	Tanggal	0.069	0.882	0.049		
28	2004	10-Feb	137		17	10.33	28.38
		25-Nov	18	30		27.71	
		08-Des	33	18	210	28.38	
29	2005	03-Mar	82	35	9	37.00	50.91
		30-Mar	3	56	27	50.91	
		01-Apr		10	46	11.06	
30	2006	25-Jan	220	48	28	58.96	58.96
		25-Jan	220	48	28	58.96	
		08-Mei	3		192	9.55	
31	2007	01-Feb	135	31	35	38.41	38.41
		10-Apr		37		32.63	
		02-Feb	49	32	70	35.03	
32	2008	05-Apr	75			5.20	32.63
		12-Mar		37		32.63	
						0.00	
33	2009	29-Jan	93	22		25.86	37.17
		26-Jan	16	40	16	37.17	
		03-Mar	2		98	4.91	
34	2010	13-Jan	96	15		19.89	38.98
		08-Jan	66	39		38.98	
						0.00	
35	2011	12-Jan	133	18		25.10	26.62
		25-Apr	15	29		26.62	
		03-Feb	14	10	150	17.09	
36	2012	28-Mar	17			1.18	26.62
		13-Apr	1	29	20	26.62	
		24-Mar	2	17	30	16.59	

Lanjutan Tabel 1

NO	Kejadian		Stasiun Curah Hujan			Rata-Rata Poligon Thiessen (mm)	Hujan Harian Max (mm)
			St. Malino	St. Malakaji	St. Kelara		
	Tahun	Tanggal	0.069	0.882	0.049		
37	2013	05-Jan	275	25		41.13	41.13
		09-Jun	3	31		27.55	
		07-Des	74	18	131	27.38	
38	2014	18-Mar	343	23	61	47.05	49.24
		16-Jan	125	46		49.24	
		17-Jan	40	21	95	25.92	
39	2015	03-Mar	119	21		26.78	29.06
		28-Jan	44	28		27.75	
		29-Jan	16	27	85	29.06	
40	2016	16-Mar	87			6.04	24.09
		22-Jan	4	27		24.09	
		09-Mar	17	21	87	23.93	
41	2017					0.00	20.65
		25-Feb		23		20.29	
		20-Jun		19	80	20.65	
<b>JUMLAH</b>							<b>2647.68</b>
<b>RATA-RATA</b>							<b>64.58</b>

Sumber: Hasil Perhitungan



LAMPIRAN 2

ANALISIS DEBIT BANJIR RENCANA PERIODE ULANG 2, 5, 10, 25, 50,  
100, 1000, dan PMF Tahun

Tabel 1. Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu dengan Periode ulang 2 tahun

Jam ke	Qt (m <sup>3</sup> /dt)	Akibat Hujan jam-jaman					Qbanjir (m <sup>3</sup> /dt)
		25,263	6,567	4,606	3,667	3,097	
0,000	0,000	0,000					0,000
1,000	0,305	7,714	0,000				7,714
2,000	1,612	40,713	2,005	0,000			42,718
3,000	4,264	107,735	10,582	1,406	0,000		119,723
4,000	8,506	214,886	28,003	7,423	1,120	0,000	251,432
4,147	9,275	234,316	55,853	19,643	5,910	0,946	316,668
5,000	7,287	184,107	60,904	39,180	15,638	4,990	304,819
6,000	5,493	138,773	47,853	42,723	31,191	13,206	273,745
7,000	4,140	104,601	36,070	33,568	34,011	26,340	234,590
8,000	3,121	78,844	27,188	25,302	26,723	28,721	186,780
8,406	2,782	70,295	20,493	19,072	20,143	22,567	152,570
9,000	2,488	62,851	18,271	14,376	15,183	17,010	127,691
10,000	2,061	52,056	16,336	12,817	11,444	12,822	105,474
11,000	1,707	43,114	13,530	11,460	10,203	9,664	87,972
12,000	1,413	35,709	11,206	9,491	9,123	8,616	74,146
13,000	1,171	29,576	9,282	7,861	7,556	7,704	61,978
14,000	0,970	24,496	7,687	6,511	6,258	6,381	51,333
14,795	0,835	21,088	6,367	5,392	5,183	5,285	43,316
15,000	0,811	20,485	5,481	4,466	4,293	4,377	39,103
16,000	0,704	17,785	5,325	3,845	3,556	3,625	34,136
17,000	0,611	15,441	4,623	3,735	3,061	3,003	29,863
18,000	0,531	13,406	4,013	3,243	2,973	2,585	26,221
19,000	0,461	11,639	3,484	2,815	2,582	2,511	23,031
20,000	0,400	10,105	3,025	2,444	2,241	2,180	19,996
21,000	0,347	8,773	2,626	2,122	1,946	1,893	17,360
22,000	0,301	7,617	2,280	1,842	1,689	1,643	15,072
23,000	0,262	6,613	1,980	1,600	1,467	1,427	13,085
24,000	0,227	5,741	1,719	1,389	1,273	1,239	11,361

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 2. Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu dengan Periode ulang 5 tahun

Jam	Qt (m <sup>3</sup> /dt)	Akibat Hujan jam-jaman					Qbanjir (m <sup>3</sup> /dt)
		38.899	10.111	7.092	5.646	4.768	
0.000	0.000						0.000
1.000	0.305	11.877					11.877
2.000	1.612	62.687	3.087				65.774
3.000	4.264	165.881	16.294	2.166			184.340
4.000	8.506	330.864	43.116	11.430	1.724		387.133
4.147	9.275	360.780	85.998	30.245	9.099	1.456	487.579
5.000	7.287	283.473	93.774	60.326	24.078	7.684	469.335
6.000	5.493	213.671	73.681	65.781	48.025	20.333	421.490
7.000	4.140	161.057	55.537	51.685	52.368	40.556	361.203
8.000	3.121	121.398	41.862	38.958	41.146	44.223	287.587
8.406	2.782	108.234	31.554	29.365	31.015	34.747	234.915
9.000	2.488	96.772	28.132	22.134	23.378	26.191	196.607
10.000	2.061	80.151	25.153	19.734	17.621	19.741	162.401
11.000	1.707	66.384	20.833	17.644	15.710	14.880	135.452
12.000	1.413	54.982	17.255	14.614	14.047	13.267	114.164
13.000	1.171	45.538	14.291	12.104	11.634	11.862	95.429
14.000	0.970	37.716	11.836	10.025	9.636	9.824	79.038
14.795	0.835	32.470	9.803	8.303	7.981	8.137	66.694
15.000	0.811	31.542	8.440	6.877	6.610	6.739	60.208
16.000	0.704	27.384	8.198	5.920	5.475	5.582	52.559
17.000	0.611	23.775	7.118	5.751	4.713	4.623	45.980
18.000	0.531	20.641	6.180	4.993	4.578	3.980	40.372
19.000	0.461	17.921	5.365	4.335	3.975	3.866	35.462
20.000	0.400	15.559	4.658	3.763	3.451	3.357	30.788
21.000	0.347	13.508	4.044	3.267	2.996	2.914	26.730
22.000	0.301	11.727	3.511	2.837	2.601	2.530	23.206
23.000	0.262	10.182	3.048	2.463	2.258	2.197	20.148
24.000	0.227	8.840	2.646	2.138	1.961	1.907	17.492

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 3. Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu dengan Periode ulang 10 tahun

Jam	Qt (m <sup>3</sup> /dt)	Akibat Hujan jam-jaman					Qbanjir (m <sup>3</sup> /dt)
		48.371	12.573	8.819	7.021	5.929	
0.000	0.000						0.000
1.000	0.305	14.769					14.769
2.000	1.612	77.952	3.839				81.791
3.000	4.264	206.275	20.261	2.693			229.229
4.000	8.506	411.433	53.615	14.213	2.144		481.405
4.147	9.275	448.634	106.940	37.610	11.315	1.810	606.309
5.000	7.287	352.502	116.610	75.016	29.941	9.555	583.623
6.000	5.493	265.702	91.623	81.799	59.720	25.284	524.127
7.000	4.140	200.276	69.061	64.271	65.120	50.431	449.159
8.000	3.121	150.960	52.056	48.445	51.166	54.991	357.618
8.406	2.782	134.590	39.238	36.516	38.567	43.208	292.119
9.000	2.488	120.338	34.983	27.524	29.070	32.568	244.483
10.000	2.061	99.668	31.278	24.540	21.912	24.549	201.947
11.000	1.707	82.549	25.906	21.941	19.536	18.504	168.436
12.000	1.413	68.370	21.456	18.172	17.467	16.497	141.964
13.000	1.171	56.627	17.771	15.051	14.467	14.750	118.666
14.000	0.970	46.901	14.719	12.466	11.982	12.217	98.284
14.795	0.835	40.377	12.190	10.325	9.924	10.118	82.935
15.000	0.811	39.223	10.495	8.551	8.220	8.380	74.869
16.000	0.704	34.053	10.195	7.362	6.808	6.941	65.358
17.000	0.611	29.564	8.851	7.151	5.861	5.749	57.176
18.000	0.531	25.668	7.684	6.209	5.693	4.949	50.203
19.000	0.461	22.284	6.672	5.390	4.943	4.808	44.097
20.000	0.400	19.347	5.792	4.680	4.291	4.174	38.285
21.000	0.347	16.797	5.029	4.063	3.726	3.624	33.239
22.000	0.301	14.583	4.366	3.528	3.235	3.146	28.858
23.000	0.262	12.661	3.790	3.063	2.808	2.732	25.054
24.000	0.227	10.992	3.291	2.659	2.438	2.371	21.752

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4. Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu dengan Periode ulang 25 tahun

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman					Qbanjir
		(m <sup>3</sup> /dt)	60.710	15.780	11.069	8.812	
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	0.305	18.537	0.000	0.000	0.000	0.000	18.537
2.000	1.612	97.837	4.818	0.000	0.000	0.000	102.655
3.000	4.264	258.893	25.430	3.380	0.000	0.000	287.703
4.000	8.506	516.385	67.292	17.838	2.691	0.000	604.206
4.147	9.275	563.076	134.219	47.204	14.201	2.272	760.973
5.000	7.287	442.421	146.355	94.152	37.579	11.992	732.499
6.000	5.493	333.480	114.995	102.665	74.954	31.734	657.827
7.000	4.140	251.364	86.678	80.666	81.731	63.296	563.735
8.000	3.121	189.468	65.335	60.803	64.218	69.019	448.843
8.406	2.782	168.923	49.247	45.831	48.405	54.230	366.635
9.000	2.488	151.034	43.907	34.545	36.486	40.876	306.849
10.000	2.061	125.093	39.257	30.799	27.502	30.811	253.462
11.000	1.707	103.607	32.514	27.538	24.519	23.224	211.402
12.000	1.413	85.811	26.930	22.808	21.923	20.706	178.177
13.000	1.171	71.072	22.304	18.890	18.157	18.513	148.937
14.000	0.970	58.865	18.473	15.646	15.039	15.333	123.355
14.795	0.835	50.677	15.300	12.958	12.456	12.700	104.091
15.000	0.811	49.228	13.172	10.733	10.316	10.518	93.967
16.000	0.704	42.739	12.795	9.240	8.544	8.712	82.030
17.000	0.611	37.106	11.109	8.976	7.356	7.215	71.762
18.000	0.531	32.215	9.645	7.793	7.145	6.212	63.010
19.000	0.461	27.969	8.373	6.765	6.204	6.034	55.346
20.000	0.400	24.283	7.270	5.874	5.386	5.239	48.051
21.000	0.347	21.082	6.312	5.100	4.676	4.548	41.717
22.000	0.301	18.303	5.480	4.427	4.060	3.949	36.219
23.000	0.262	15.891	4.757	3.844	3.525	3.428	31.445
24.000	0.227	13.796	4.130	3.337	3.060	2.976	27.300

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 5. Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu dengan Periode ulang 50 tahun

Jam ke	Qt (m <sup>3</sup> /dt)	Akibat Hujan jam-jaman					Qbanjir (m <sup>3</sup> /dt)
		70.086	18.217	12.779	10.173	8.591	
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	0.305	21.400	0.000	0.000	0.000	0.000	21.400
2.000	1.612	112.947	5.562	0.000	0.000	0.000	118.509
3.000	4.264	298.878	29.357	3.902	0.000	0.000	332.138
4.000	8.506	596.139	77.685	20.594	3.106	0.000	697.524
4.147	9.275	650.042	154.949	54.494	16.394	2.623	878.502
5.000	7.287	510.751	168.960	108.693	43.383	13.844	845.631
6.000	5.493	384.984	132.755	118.521	86.530	36.635	759.426
7.000	4.140	290.186	100.066	93.125	94.355	73.072	650.802
8.000	3.121	218.731	75.425	70.194	74.136	79.679	518.165
8.406	2.782	195.013	56.853	52.909	55.881	62.605	423.261
9.000	2.488	174.361	50.688	39.881	42.121	47.189	354.240
10.000	2.061	144.413	45.320	35.556	31.749	35.570	292.608
11.000	1.707	119.608	37.536	31.791	28.306	26.811	244.053
12.000	1.413	99.064	31.089	26.331	25.309	23.904	205.696
13.000	1.171	82.049	25.749	21.808	20.962	21.372	171.940
14.000	0.970	67.956	21.326	18.062	17.361	17.701	142.407
14.795	0.835	58.504	17.663	14.960	14.379	14.661	120.167
15.000	0.811	56.831	15.206	12.390	11.910	12.143	108.480
16.000	0.704	49.340	14.772	10.667	9.864	10.057	94.700
17.000	0.611	42.837	12.825	10.362	8.492	8.330	82.845
18.000	0.531	37.191	11.134	8.996	8.249	7.171	72.741
19.000	0.461	32.289	9.667	7.810	7.162	6.966	63.894
20.000	0.400	28.033	8.393	6.781	6.218	6.048	55.472
21.000	0.347	24.338	7.286	5.887	5.398	5.251	48.160
22.000	0.301	21.130	6.326	5.111	4.687	4.559	41.813
23.000	0.262	18.345	5.492	4.438	4.069	3.958	36.301
24.000	0.227	15.927	4.768	3.853	3.533	3.436	31.517

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 6. Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu dengan Periode ulang 100 tahun

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman					Qbanjir
ke	(m <sup>3</sup> /dt)	79.563	20.680	14.507	11.549	9.752	(m <sup>3</sup> /dt)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	0.305	24.293	0.000	0.000	0.000	0.000	24.293
2.000	1.612	128.220	6.314	0.000	0.000	0.000	134.535
3.000	4.264	339.294	33.327	4.429	0.000	0.000	377.050
4.000	8.506	676.751	88.190	23.378	3.526	0.000	791.845
4.147	9.275	737.943	175.902	61.863	18.611	2.978	997.296
5.000	7.287	579.817	191.807	123.391	49.249	15.717	959.980
6.000	5.493	437.043	150.707	134.548	98.231	41.589	862.118
7.000	4.140	329.426	113.597	105.717	107.113	82.953	738.806
8.000	3.121	248.308	85.625	79.685	84.161	90.453	588.233
8.406	2.782	221.383	64.541	60.064	63.437	71.071	480.496
9.000	2.488	197.939	57.542	45.274	47.817	53.571	402.142
10.000	2.061	163.941	51.449	40.364	36.042	40.379	332.175
11.000	1.707	135.782	42.612	36.090	32.134	30.436	277.054
12.000	1.413	112.460	35.293	29.891	28.731	27.136	233.511
13.000	1.171	93.144	29.231	24.757	23.796	24.262	195.190
14.000	0.970	77.145	24.210	20.505	19.709	20.095	161.664
14.795	0.835	66.415	20.052	16.983	16.324	16.643	136.417
15.000	0.811	64.516	17.263	14.066	13.520	13.785	123.149
16.000	0.704	56.012	16.769	12.109	11.198	11.417	107.505
17.000	0.611	48.629	14.559	11.763	9.640	9.456	94.047
18.000	0.531	42.220	12.640	10.213	9.365	8.141	82.577
19.000	0.461	36.655	10.974	8.867	8.130	7.908	72.534
20.000	0.400	31.824	9.527	7.698	7.059	6.866	62.973
21.000	0.347	27.629	8.272	6.683	6.128	5.961	54.673
22.000	0.301	23.987	7.181	5.802	5.321	5.175	47.467
23.000	0.262	20.826	6.235	5.038	4.619	4.493	41.210
24.000	0.227	18.081	5.413	4.374	4.010	3.901	35.779

Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 7. Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu dengan Periode ulang 1000 tahun

Jam ke	Qt (m <sup>3</sup> /dt)	Akibat Hujan jam-jaman					Qbanjir (m <sup>3</sup> /dt)
		112.623	29.273	20.534	16.347	13.805	
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	0.305	34.387	0.000	0.000	0.000	0.000	34.387
2.000	1.612	181.498	8.938	0.000	0.000	0.000	190.436
3.000	4.264	480.275	47.175	6.270	0.000	0.000	533.720
4.000	8.506	957.950	124.834	33.092	4.991	0.000	1120.868
4.147	9.275	1044.568	248.991	87.568	26.345	4.215	1411.687
5.000	7.287	820.739	271.505	174.662	69.713	22.247	1358.865
6.000	5.493	618.641	213.327	190.454	139.048	58.870	1220.340
7.000	4.140	466.307	160.798	149.644	151.621	117.421	1045.790
8.000	3.121	351.484	121.203	112.796	119.131	128.038	832.652
8.406	2.782	313.370	91.358	85.021	89.797	100.602	680.148
9.000	2.488	280.185	81.452	64.086	67.685	75.830	569.237
10.000	2.061	232.060	72.826	57.136	51.018	57.158	470.199
11.000	1.707	192.201	60.317	51.086	45.486	43.083	392.174
12.000	1.413	159.189	49.957	42.311	40.669	38.411	330.538
13.000	1.171	131.846	41.377	35.044	33.684	34.344	276.294
14.000	0.970	109.200	34.270	29.025	27.898	28.445	228.838
14.795	0.835	94.011	28.383	24.039	23.106	23.559	193.099
15.000	0.811	91.323	24.435	19.910	19.138	19.513	174.319
16.000	0.704	79.286	23.737	17.141	15.851	16.161	152.175
17.000	0.611	68.836	20.608	16.651	13.646	13.385	133.125
18.000	0.531	59.763	17.892	14.456	13.256	11.523	116.890
19.000	0.461	51.886	15.534	12.551	11.508	11.194	102.672
20.000	0.400	45.047	13.486	10.896	9.992	9.718	89.139
21.000	0.347	39.109	11.709	9.460	8.675	8.438	77.390
22.000	0.301	33.954	10.165	8.213	7.531	7.325	67.190
23.000	0.262	29.479	8.825	7.131	6.539	6.360	58.334
24.000	0.227	25.594	7.662	6.191	5.677	5.522	50.645

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 8. Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu dengan Periode ulang PMF

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman					Qbanjir
		263.895	68.592	48.116	38.305	32.347	
ke	(m <sup>3</sup> /dt)						(m <sup>3</sup> /dt)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	0.305	80.576	0.000	0.000	0.000	0.000	80.576
2.000	1.612	425.280	20.943	0.000	0.000	0.000	446.224
3.000	4.264	1125.368	110.539	14.691	0.000	0.000	1250.598
4.000	8.506	2244.643	292.507	77.541	11.696	0.000	2626.387
4.147	9.275	2447.603	583.430	205.187	61.730	9.877	3307.826
5.000	7.287	1923.133	636.183	409.263	163.349	52.129	3184.057
6.000	5.493	1449.582	499.863	446.268	325.813	137.942	2859.468
7.000	4.140	1092.638	376.777	350.642	355.273	275.137	2450.467
8.000	3.121	823.588	284.000	264.300	279.146	300.015	1951.048
8.406	2.782	734.281	214.068	199.219	210.409	235.728	1593.705
9.000	2.488	656.523	190.855	150.164	158.598	177.682	1333.822
10.000	2.061	543.758	170.644	133.880	119.545	133.930	1101.757
11.000	1.707	450.361	141.334	119.703	106.582	100.951	918.931
12.000	1.413	373.007	117.058	99.143	95.295	90.004	774.507
13.000	1.171	308.939	96.952	82.114	78.927	80.473	647.405
14.000	0.970	255.875	80.300	68.010	65.371	66.651	536.206
14.795	0.835	220.284	66.507	56.328	54.142	55.203	452.465
15.000	0.811	213.985	57.257	46.653	44.843	45.721	408.459
16.000	0.704	185.781	55.619	40.164	37.141	37.868	356.573
17.000	0.611	161.294	48.288	39.016	31.975	31.364	311.936
18.000	0.531	140.034	41.924	33.873	31.060	27.001	273.892
19.000	0.461	121.577	36.398	29.408	26.966	26.229	240.579
20.000	0.400	105.552	31.600	25.532	23.412	22.772	208.869
21.000	0.347	91.640	27.435	22.167	20.326	19.771	181.339
22.000	0.301	79.561	23.819	19.245	17.647	17.165	157.437
23.000	0.262	69.075	20.680	16.709	15.321	14.902	136.686
24.000	0.227	59.970	17.954	14.506	13.302	12.938	118.670

Sumber: Hasil Perhitungan



LAMPIRAN 3

ANALISIS STABILITAS LERENG TUBUH BENDUNGAN DALAM  
KONDISI KOSONG DAN DALAM KONDISI MUKA AIR BANJIR

a. Stabilitas Lereng Hulu Bendungan dalam kondisi Kosong

Tabel 1. Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi kosong titik 2

Irisan	A	y	W	α	sin α	cos α	b	Tan φ	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U)tan φ	C	CL	T+Te
											e=0.15						
1	142.31	1.98	281.77	68	0.93	0.37	11.61	0.64	261.26	110.10	38.91	16.51	0.00	45.76	6.00	115.24	277.77
	33.40	1.92	64.13					0.71	59.46	25.06	8.85	3.76	0.00	11.46	2.00	8.74	63.22
	12.23	1.92	23.48					0.71	21.77	9.17	3.24	1.38	0.00	4.19	2.00	3.20	23.15
2	297.16	1.98	588.38	54	0.81	0.59	11.61	0.64	476.01	345.84	71.40	51.88	0.00	176.41	6.00	361.98	527.89
	24.87	1.92	47.75					0.71	38.63	28.07	5.79	4.21	0.00	15.75	2.00	9.79	42.84
	24.87	1.92	47.75					0.71	38.63	28.07	5.79	4.21	0.00	15.75	2.00	9.79	42.84
3	357.36	1.98	707.57	44	0.69	0.72	11.61	0.64	491.52	517.49	72.38	77.62	0.00	286.11	6.00	541.64	569.14
	24.87	1.92	47.75					0.71	33.17	34.92	4.88	5.24	0.00	21.24	2.00	12.18	38.41
	24.87	1.92	47.75					0.71	33.17	34.92	4.88	5.24	0.00	21.24	2.00	12.18	38.41
4	373.30	1.98	739.13	35	0.57	0.82	11.61	0.64	423.95	605.46	63.59	90.82	0.00	348.31	6.00	633.72	514.77
	24.87	1.92	47.75					0.71	27.39	39.11	4.11	5.87	0.00	24.75	2.00	13.65	33.26
	24.87	1.92	47.75					0.71	27.39	39.11	4.11	5.87	0.00	24.75	2.00	13.65	33.26
5	359.77	1.98	712.34	28	0.47	0.88	11.61	0.64	334.43	634.70	48.51	95.21	0.00	376.80	6.00	664.32	429.63
	24.87	1.92	47.75					0.71	22.42	42.55	3.25	6.38	0.00	27.78	2.00	14.84	28.80
	24.87	1.92	47.75					0.71	22.42	42.55	3.25	6.38	0.00	27.78	2.00	14.84	28.80
6	323.55	1.98	640.63	20	0.34	0.94	11.61	0.64	219.11	605.73	31.29	90.86	0.00	369.24	6.00	633.99	309.97
	24.87	1.92	47.75					0.71	16.33	45.15	2.33	6.77	0.00	30.28	2.00	15.75	23.10
	24.87	1.92	47.75					0.71	16.33	45.15	2.33	6.77	0.00	30.28	2.00	15.75	23.10
7	268.27	1.98	531.17	13	0.22	0.97	11.61	0.64	119.49	519.57	16.57	77.94	0.00	323.32	6.00	543.81	197.42
	24.87	1.92	47.75					0.71	10.74	46.71	1.49	7.01	0.00	31.97	2.00	16.30	17.75
	24.87	1.92	47.75					0.71	10.74	46.71	1.49	7.01	0.00	31.97	2.00	16.30	17.75
8	195.96	1.98	388.00	7	0.12	0.99	11.61	0.64	47.29	386.52	5.07	57.98	0.00	245.19	6.00	404.56	105.26
	24.87	1.92	47.75					0.71	5.82	47.57	0.62	7.14	0.00	33.19	2.00	16.60	12.95
	24.87	1.92	47.75					0.71	5.82	47.57	0.62	7.14	0.00	33.19	2.00	16.60	12.95
9	107.79	1.98	213.42	0	0.00	1.00	11.61	0.64	0.00	213.39	-0.56	32.01	0.00	137.52	6.00	223.35	32.01
	24.87	1.92	47.75					0.71	0.00	47.74	-0.13	7.16	0.00	33.85	2.00	16.66	7.16
	24.87	1.92	47.75					0.71	0.00	47.74	-0.13	7.16	0.00	33.85	2.00	16.66	7.16
10	15.95	1.98	31.58	-7	-0.12	0.99	11.61	0.64	-3.85	31.27	-0.66	4.69	0.00	20.53	6.00	32.73	0.84
	16.15	1.92	31.01					0.71	-3.78	30.71	-0.65	4.61	0.00	22.17	2.00	10.71	0.83
	21.49	1.92	41.26					0.71	-5.03	40.86	-0.86	6.13	0.00	29.50	2.00	14.26	1.10
TOTAL									2750.62	4739.51	401.81	710.93	0.00	2834.14		4423.79	3461.55

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{4423,79+2834,14}{3461,55} = 2,10 > 1,2 \text{ aman}$$

Tabel 2. Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi kosong titik 3

Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	Tan $\phi$	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U)	C	CL	T+Te
											e=0.15			tan $\phi$			
1	142.31	1.98	281.77	66	0.91	0.41	11.61	0.64	257.41	110.10	38.91	16.51	0.00	45.76	6.00	121.00	273.93
	33.40	1.92	64.13					0.71	58.58	25.06	8.85	3.76	0.00	11.46	2.00	9.18	62.34
	12.23	1.92	23.48					0.71	21.45	9.17	3.24	1.38	0.00	4.19	2.00	3.36	22.83
2	297.16	1.98	588.38	52	0.79	0.62	11.61	0.64	463.65	345.84	71.40	51.88	0.00	176.40	6.00	380.08	515.52
	24.87	1.92	47.75					0.71	37.63	28.07	5.79	4.21	0.00	15.75	2.00	10.28	41.84
	24.87	1.92	47.75					0.71	37.63	28.07	5.79	4.21	0.00	15.75	2.00	10.28	41.84
3	357.39	1.98	707.63	42	0.67	0.74	11.61	0.64	473.50	517.53	72.39	77.63	0.00	286.13	6.00	568.76	551.13
	24.87	1.92	47.75					0.71	31.95	34.92	4.88	5.24	0.00	21.24	2.00	12.79	37.19
	24.87	1.92	47.75					0.71	31.95	34.92	4.88	5.24	0.00	21.24	2.00	12.79	37.19
4	373.30	1.98	739.13	34	0.56	0.83	11.61	0.64	413.32	605.46	63.59	90.82	0.00	348.31	6.00	665.40	504.14
	24.87	1.92	47.75					0.71	26.70	39.11	4.11	5.87	0.00	24.75	2.00	14.33	32.57
	24.87	1.92	47.75					0.71	26.70	39.11	4.11	5.87	0.00	24.75	2.00	14.33	32.57
5	359.77	1.98	712.34	27	0.45	0.89	11.61	0.64	323.40	634.70	48.51	95.21	0.00	376.80	6.00	697.54	418.60
	24.87	1.92	47.75					0.71	21.68	42.55	3.25	6.38	0.00	27.78	2.00	15.59	28.06
	24.87	1.92	47.75					0.71	21.68	42.55	3.25	6.38	0.00	27.78	2.00	15.59	28.06
6	323.55	1.98	640.63	20	0.34	0.94	11.61	0.64	219.11	605.73	31.29	90.86	0.00	369.24	6.00	665.69	309.97
	24.87	1.92	47.75					0.71	16.33	45.15	2.33	6.77	0.00	30.28	2.00	16.54	23.10
	24.87	1.92	47.75					0.71	16.33	45.15	2.33	6.77	0.00	30.28	2.00	16.54	23.10
7	268.70	1.98	532.03	13	0.22	0.97	11.61	0.64	119.68	520.40	16.59	78.06	0.00	323.84	6.00	571.92	197.74
	24.87	1.92	47.75					0.71	10.74	46.71	1.49	7.01	0.00	31.97	2.00	17.11	17.75
	24.87	1.92	47.75					0.71	10.74	46.71	1.49	7.01	0.00	31.97	2.00	17.11	17.75
8	195.96	1.98	388.00	6	0.10	0.99	11.61	0.64	40.56	386.52	5.07	57.98	0.00	245.19	6.00	424.79	98.54
	24.87	1.92	47.75					0.71	4.99	47.57	0.62	7.14	0.00	33.19	2.00	17.43	12.13
	24.87	1.92	47.75					0.71	4.99	47.57	0.62	7.14	0.00	33.19	2.00	17.43	12.13
9	107.69	1.98	213.23	0	0.00	1.00	11.61	0.64	0.00	213.19	-0.56	31.98	0.00	137.40	6.00	234.30	31.98
	24.87	1.92	47.75					0.71	0.00	47.74	-0.13	7.16	0.00	33.85	2.00	17.49	7.16
	24.87	1.92	47.75					0.71	0.00	47.74	-0.13	7.16	0.00	33.85	2.00	17.49	7.16
10	15.95	1.98	31.58	-6	-0.10	0.99	11.61	0.64	-3.30	31.27	-0.66	4.69	0.00	20.53	6.00	34.37	1.39
	16.15	1.92	1.30					0.71	-0.14	1.29	-0.03	0.19	0.00	0.93	2.00	0.47	0.06
	21.49	1.92	41.26					0.71	-4.31	40.86	-0.86	6.13	0.00	29.50	2.00	14.97	1.82
TOTAL									2682.95	4710.77	402.46	706.61	0.00	2813.31	4634.95	3389.57	

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{4634,95+2813,31}{3389,57} = 2,20 > 1,2 \text{ aman}$$

Tabel 3. Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi kosong titik 4

Irisan	A	y	W	$\alpha$	sin $\alpha$	cos $\alpha$	b	Tan $\phi$	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U)	C	CL	T+Te
											e=0.15			tan $\phi$			
1	191.5	1.98	379.17	67	0.92	0.39	12.27	0.64	349.03	148.15	52.35	22.22	0.00	61.58	6.00	186.08	371.25
	25.50	1.92	48.96					0.71	45.07	19.13	6.76	2.87	0.00	8.75	2.00	8.01	47.94
2	364.63	1.98	721.97	53	0.80	0.60	12.27	0.64	576.59	424.36	87.61	63.65	0.00	216.46	6.00	533.00	640.24
	26.28	1.92	50.46					0.71	40.30	29.66	6.12	4.45	0.00	16.64	2.00	12.42	44.75
	26.28	1.92	50.46					0.71	40.30	29.66	6.12	4.45	0.00	16.64	2.00	12.42	44.75
3	426.42	1.98	844.31	43	0.68	0.73	12.27	0.64	575.82	617.49	86.37	92.62	0.00	341.40	6.00	775.57	668.44
	26.28	1.92	50.46					0.71	34.41	36.90	5.16	5.54	0.00	22.44	2.00	15.45	39.95
	26.28	1.92	50.46					0.71	34.41	36.90	5.16	5.54	0.00	22.44	2.00	15.45	39.95
4	440.30	1.98	871.79	34	0.56	0.83	12.27	0.64	487.50	714.13	75.01	107.12	0.00	410.82	6.00	896.95	594.62
	26.28	1.92	50.46					0.71	28.22	41.33	4.34	6.20	0.00	26.16	2.00	17.30	34.42
	26.28	1.92	50.46					0.71	28.22	41.33	4.34	6.20	0.00	26.16	2.00	17.30	34.42
5	421.89	1.98	835.34	27	0.45	0.89	12.27	0.64	379.24	744.30	56.89	111.64	0.00	441.86	6.00	934.83	490.88
	26.28	1.92	50.46					0.71	22.91	44.96	3.44	6.74	0.00	29.36	2.00	18.82	29.65
	26.28	1.92	50.46					0.71	22.91	44.96	3.44	6.74	0.00	29.36	2.00	18.82	29.65
6	378.40	1.98	749.23	19	0.33	0.95	12.27	0.64	243.93	708.41	36.59	106.26	0.00	431.84	6.00	889.77	350.19
	26.28	1.92	50.46					0.71	16.43	47.71	2.46	7.16	0.00	31.99	2.00	19.97	23.58
	26.28	1.92	50.46					0.71	16.43	47.71	2.46	7.16	0.00	31.99	2.00	19.97	23.58
7	313.71	1.98	621.15	12	0.21	0.98	12.27	0.64	129.14	607.57	19.37	91.14	0.00	378.09	6.00	763.11	220.28
	26.28	1.92	50.46					0.71	10.49	49.35	1.57	7.40	0.00	33.79	2.00	20.66	17.89
	26.28	1.92	50.46					0.71	10.49	49.35	1.57	7.40	0.00	33.79	2.00	20.66	17.89
8	229.98	1.98	455.36	6	0.10	0.99	12.27	0.64	47.60	453.63	5.95	68.04	0.00	287.76	6.00	569.76	115.64
	26.28	1.92	50.46					0.71	5.27	50.27	0.66	7.54	0.00	35.08	2.00	21.04	12.81
	26.28	1.92	50.46					0.71	5.27	50.27	0.66	7.54	0.00	35.08	2.00	21.04	12.81
9	128.25	1.98	253.94	-1	-0.02	1.00	12.27	0.64	-4.43	253.90	-0.66	38.08	0.00	163.63	6.00	318.89	33.65
	26.28	1.92	50.46					0.71	-0.88	50.45	-0.13	7.57	0.00	35.77	2.00	21.12	6.69
	26.28	1.92	50.46					0.71	-0.88	50.45	-0.13	7.57	0.00	35.77	2.00	21.12	6.69
10	20.80	1.98	41.18	-8	-0.14	0.99	12.27	0.64	-5.73	40.78	-0.86	6.12	0.00	26.77	6.00	51.22	0.39
	17.72	1.92	34.02					0.71	-4.74	33.69	-0.71	5.05	0.00	24.33	2.00	14.11	0.32
	22.90	1.92	43.97					0.71	-6.12	43.54	-0.92	6.53	0.00	31.44	2.00	18.23	0.41
TOTAL									3127.18	5510.35	471.01	826.55	0.00	3287.14		6253.12	3953.73

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{6253,12+3287,14}{3953,73} = 2,41 > 1,2 \text{ aman}$$



b. Stabilitas Lereng Hulu Bendungan Dalam Kondisi Muka Air Banjir

Tabel 4. Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air Banjir titik 2

Irisan	A	y	W	α	sin α	cos α	b	Tan φ	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U) tan φ	C	CL	T+Te
											e=0.15						
1	142.31	1.98	281.77	68	0.93	0.37	11.61	0.64	261.26	110.10	38.91	16.51	0.00	45.76	6.00	668.37	277.77
	33.40	1.92	64.13					0.71	59.46	25.06	8.85	3.76	0.00	11.46	2.00	50.70	63.22
	12.23	1.92	23.48					0.71	21.77	9.17	3.24	1.38	0.00	4.19	2.00	18.57	23.15
2	297.16	1.98	588.38	54	0.81	0.59	11.61	0.64	476.01	345.84	71.40	51.88	0.00	176.41	6.00	2099.50	527.89
	24.87	1.92	47.75					0.71	38.63	28.07	5.79	4.21	0.00	15.75	2.00	56.80	42.84
	24.87	1.92	47.75					0.71	38.63	28.07	5.79	4.21	0.00	15.75	2.00	56.80	42.84
3	357.36	1.98	707.57	44	0.69	0.72	11.61	0.64	491.52	517.49	72.38	77.62	0.00	286.11	6.00	3141.48	569.14
	24.87	1.92	47.75					0.71	33.17	34.92	4.88	5.24	0.00	21.24	2.00	70.67	38.41
	24.87	1.92	47.75					0.71	33.17	34.92	4.88	5.24	0.00	21.24	2.00	70.67	38.41
4	373.30	1.98	739.13	35	0.57	0.82	11.61	0.64	423.95	605.46	63.59	90.82	0.00	348.31	6.00	3675.56	514.77
	24.87	1.92	47.75					0.71	27.39	39.11	4.11	5.87	0.00	24.75	2.00	79.15	33.26
	24.87	1.92	47.75					0.71	27.39	39.11	4.11	5.87	0.00	24.75	2.00	79.15	33.26
5	359.77	1.98	712.34	28	0.47	0.88	11.61	0.64	334.43	634.70	48.51	95.21	0.00	376.80	6.00	3853.07	429.63
	24.87	1.92	47.75					0.71	22.42	42.55	3.25	6.38	0.00	27.78	2.00	86.09	28.80
	24.87	1.92	47.75					0.71	22.42	42.55	3.25	6.38	0.00	27.78	2.00	86.09	28.80
6	323.55	1.98	640.63	20	0.34	0.94	11.61	0.64	219.11	605.73	31.29	90.86	0.00	369.24	6.00	3677.16	309.97
	24.87	1.92	47.75					0.71	16.33	45.15	2.33	6.77	0.00	30.28	2.00	91.36	23.10
	24.87	1.92	47.75					0.71	16.33	45.15	2.33	6.77	0.00	30.28	2.00	91.36	23.10
7	268.27	1.98	531.17	13	0.22	0.97	11.61	0.64	119.49	519.57	16.57	77.94	0.00	323.32	6.00	3154.12	197.42
	24.87	1.92	47.75					0.71	10.74	46.71	1.49	7.01	0.00	31.97	2.00	94.51	17.75
	24.87	1.92	47.75					0.71	10.74	46.71	1.49	7.01	0.00	31.97	2.00	94.51	17.75
8	195.96	1.98	388.00	7	0.12	0.99	11.61	0.64	47.29	386.52	5.07	57.98	0.00	245.19	6.00	2346.46	105.26
	24.87	1.92	47.75					0.71	5.82	47.57	0.62	7.14	0.00	33.19	2.00	96.26	12.95
	24.87	1.92	47.75					0.71	5.82	47.57	0.62	7.14	0.00	33.19	2.00	96.26	12.95
9	107.79	1.98	213.42	0	0.00	1.00	11.61	0.64	0.00	213.39	-0.56	32.01	0.00	137.52	6.00	1295.43	32.01
	24.87	1.92	47.75					0.71	0.00	47.74	-0.13	7.16	0.00	33.85	2.00	96.61	7.16
	24.87	1.92	47.75					0.71	0.00	47.74	-0.13	7.16	0.00	33.85	2.00	96.61	7.16
10	15.95	1.98	31.58	-7	-0.12	0.99	11.61	0.64	-3.85	31.27	-0.66	4.69	0.00	20.53	6.00	189.85	0.84
	16.15	1.92	31.01					0.71	-3.78	30.71	-0.65	4.61	0.00	22.17	2.00	62.14	0.83
	21.49	1.92	41.26					0.71	-5.03	40.86	-0.86	6.13	0.00	29.50	2.00	82.68	1.10
TOTAL									2750.62	4739.51	401.81	710.93	0.00	2834.14		25658.01	3461.55

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{25668,01+2834,14}{3461,55} = 8,23 > 1,2 \text{ aman}$$

Tabel 5. Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air Banjir titik 3

Irisan	A	y	W	$\alpha$	sin $\alpha$	cos $\alpha$	b	Tan $\phi$	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U) tan $\phi$	C	CL	T+Te
											e = 0.15						
1	142.31	1.98	281.77	66	0.91	0.41	12.00	0.64	257.41	110.10	38.91	16.51	0.00	45.76	6.00	645.32	273.93
	33.40	1.92	64.13					0.71	58.58	25.06	8.85	3.76	0.00	11.46	2.00	48.96	62.34
	12.23	1.92	23.48					0.71	21.45	9.17	3.24	1.38	0.00	4.19	2.00	17.93	22.83
2	297.16	1.98	588.38	52	0.79	0.62	12.00	0.64	463.65	345.84	71.40	51.88	0.00	176.40	6.00	2027.08	515.52
	24.87	1.92	47.75					0.71	37.63	28.07	5.79	4.21	0.00	15.75	2.00	54.84	41.84
	24.87	1.92	47.75					0.71	37.63	28.07	5.79	4.21	0.00	15.75	2.00	54.84	41.84
3	357.39	1.98	707.63	42	0.67	0.74	12.00	0.64	473.50	517.53	72.39	77.63	0.00	286.13	6.00	3033.41	551.13
	24.87	1.92	47.75					0.71	31.95	34.92	4.88	5.24	0.00	21.24	2.00	68.23	37.19
	24.87	1.92	47.75					0.71	31.95	34.92	4.88	5.24	0.00	21.24	2.00	68.23	37.19
4	373.30	1.98	739.13	34	0.56	0.83	12.00	0.64	413.32	605.46	63.59	90.82	0.00	348.31	6.00	3548.82	504.14
	24.87	1.92	47.75					0.71	26.70	39.11	4.11	5.87	0.00	24.75	2.00	76.42	32.57
	24.87	1.92	47.75					0.71	26.70	39.11	4.11	5.87	0.00	24.75	2.00	76.42	32.57
5	359.77	1.98	712.34	27	0.45	0.89	12.00	0.64	323.40	634.70	48.51	95.21	0.00	376.80	6.00	3720.21	418.60
	24.87	1.92	47.75					0.71	21.68	42.55	3.25	6.38	0.00	27.78	2.00	83.13	28.06
	24.87	1.92	47.75					0.71	21.68	42.55	3.25	6.38	0.00	27.78	2.00	83.13	28.06
6	323.55	1.98	640.63	20	0.34	0.94	12.00	0.64	219.11	605.73	31.29	90.86	0.00	369.24	6.00	3550.37	309.97
	24.87	1.92	47.75					0.71	16.33	45.15	2.33	6.77	0.00	30.28	2.00	88.21	23.10
	24.87	1.92	47.75					0.71	16.33	45.15	2.33	6.77	0.00	30.28	2.00	88.21	23.10
7	268.70	1.98	532.03	13	0.22	0.97	12.00	0.64	119.68	520.40	16.59	78.06	0.00	323.84	6.00	3050.24	197.74
	24.87	1.92	47.75					0.71	10.74	46.71	1.49	7.01	0.00	31.97	2.00	91.25	17.75
	24.87	1.92	47.75					0.71	10.74	46.71	1.49	7.01	0.00	31.97	2.00	91.25	17.75
8	195.96	1.98	388.00	6	0.10	0.99	12.00	0.64	40.56	386.52	5.07	57.98	0.00	245.19	6.00	2265.55	98.54
	24.87	1.92	47.75					0.71	4.99	47.57	0.62	7.14	0.00	33.19	2.00	92.94	12.13
	24.87	1.92	47.75					0.71	4.99	47.57	0.62	7.14	0.00	33.19	2.00	92.94	12.13
9	107.69	1.98	213.23	0	0.00	1.00	12.00	0.64	0.00	213.19	-0.56	31.98	0.00	137.40	6.00	1249.60	31.98
	24.87	1.92	47.75					0.71	0.00	47.74	-0.13	7.16	0.00	33.85	2.00	93.28	7.16
	24.87	1.92	47.75					0.71	0.00	47.74	-0.13	7.16	0.00	33.85	2.00	93.28	7.16
10	15.95	1.98	31.58	-6	-0.10	0.99	12.00	0.64	-3.30	31.27	-0.66	4.69	0.00	20.53	6.00	183.31	1.39
	16.15	1.92	1.30					0.71	-0.14	1.29	-0.03	0.19	0.00	0.93	2.00	2.52	0.06
	21.49	1.92	41.26					0.71	-4.31	40.86	-0.86	6.13	0.00	29.50	2.00	79.83	1.82
TOTAL									2682.95	4710.77	402.46	706.61	0.00	2813.31		24719.72	3389.57

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{24719,72+2813,31}{3389,57} = 8,12 > 1,2 \text{ aman}$$

Tabel 6. Perhitungan stabilitas Lereng Hulu dalam kondisi Muka Air Banjir titik 4

Irisan	A	y	W	α	sin α	cos α	b	Tan φ	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U) tan φ	C	CL	T + Te
											e = 0.15						
1	191.50	1.98	379.17	67	0.92	0.39	12.39	0.64	349.03	148.15	52.35	22.22	0.00	61.58	6.00	883.88	371.25
	25.50	1.92	48.96					0.71	45.07	19.13	6.76	2.87	0.00	8.75	2.00	38.04	47.94
2	364.63	1.98	721.97	53	0.80	0.60	12.39	0.64	576.59	424.36	87.61	63.65	0.00	216.46	6.00	2531.74	640.24
	26.28	1.92	50.46					0.71	40.30	29.66	6.12	4.45	0.00	16.64	2.00	58.98	44.75
	26.28	1.92	50.46					0.71	40.30	29.66	6.12	4.45	0.00	16.64	2.00	58.98	44.75
3	426.42	1.98	844.31	43	0.68	0.73	12.39	0.64	575.82	617.49	86.37	92.62	0.00	341.40	6.00	3683.95	668.44
	26.28	1.92	50.46					0.71	34.41	36.90	5.16	5.54	0.00	22.44	2.00	73.39	39.95
	26.28	1.92	50.46					0.71	34.41	36.90	5.16	5.54	0.00	22.44	2.00	73.39	39.95
4	440.30	1.98	871.79	34	0.56	0.83	12.39	0.64	487.50	714.13	75.01	107.12	0.00	410.82	6.00	4260.51	594.62
	26.28	1.92	50.46					0.71	28.22	41.33	4.34	6.20	0.00	26.16	2.00	82.20	34.42
	26.28	1.92	50.46					0.71	28.22	41.33	4.34	6.20	0.00	26.16	2.00	82.20	34.42
5	421.89	1.98	835.34	27	0.45	0.89	12.39	0.64	379.24	744.30	56.89	111.64	0.00	441.86	6.00	4440.47	490.88
	26.28	1.92	50.46					0.71	22.91	44.96	3.44	6.74	0.00	29.36	2.00	89.41	29.65
	26.28	1.92	50.46					0.71	22.91	44.96	3.44	6.74	0.00	29.36	2.00	89.41	29.65
6	378.40	1.98	749.23	19	0.33	0.95	12.39	0.64	243.93	708.41	36.59	106.26	0.00	431.84	6.00	4226.39	350.19
	26.28	1.92	50.46					0.71	16.43	47.71	2.46	7.16	0.00	31.99	2.00	94.88	23.58
	26.28	1.92	50.46					0.71	16.43	47.71	2.46	7.16	0.00	31.99	2.00	94.88	23.58
7	313.71	1.98	621.15	12	0.21	0.98	12.39	0.64	129.14	607.57	19.37	91.14	0.00	378.09	6.00	3624.78	220.28
	26.28	1.92	50.46					0.71	10.49	49.35	1.57	7.40	0.00	33.79	2.00	98.15	17.89
	26.28	1.92	50.46					0.71	10.49	49.35	1.57	7.40	0.00	33.79	2.00	98.15	17.89
8	229.98	1.98	455.36	6	0.10	0.99	12.39	0.64	47.60	453.63	5.95	68.04	0.00	287.76	6.00	2706.34	115.64
	26.28	1.92	50.46					0.71	5.27	50.27	0.66	7.54	0.00	35.08	2.00	99.96	12.81
	26.28	1.92	50.46					0.71	5.27	50.27	0.66	7.54	0.00	35.08	2.00	99.96	12.81
9	128.25	1.98	253.94	-1	-0.02	1.00	12.39	0.64	-4.43	253.90	-0.66	38.08	0.00	163.63	6.00	1514.75	33.65
	26.28	1.92	50.46					0.71	-0.88	50.45	-0.13	7.57	0.00	35.77	2.00	100.33	6.69
	26.28	1.92	50.46					0.71	-0.88	50.45	-0.13	7.57	0.00	35.77	2.00	100.33	6.69
10	20.80	1.98	41.18	-8	-0.14	0.99	12.39	0.64	-5.73	40.78	-0.86	6.12	0.00	26.77	6.00	243.31	0.39
	17.72	1.92	34.02					0.71	-4.74	33.69	-0.71	5.05	0.00	24.33	2.00	67.00	0.32
	22.90	1.92	43.97					0.71	-6.12	43.54	-0.92	6.53	0.00	31.44	2.00	86.59	0.41
TOTAL									3127.18	5510.35	471.01	826.55	0.00	3287.14		29702.32	3953.73

Sumber: Hasil Perhitungan

$$FS = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$FS = \frac{29702,32+3287,14}{3953,73} = 8,34 > 1,2 \text{ aman}$$

c. Stabilitas Lereng Hilir Bendungan dalam kondisi Kosong

Tabel 7. Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi kosong titik 2

Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	$\tan \phi$	T	N	Ne	Te	U	$(N-U) \tan \phi$	C	CL	T+Te
											e = 0.15						
1	183.82	1.98	363.96	67	0.92	0.39	12.23	0.64	335.03	142.21	50.25	21.33	0.00	59.11	6.00	148.85	356.36
	24.83	1.92	47.67					0.71	43.88	18.63	6.58	2.79	0.00	8.52	2.00	6.50	46.68
2	356.85	1.98	706.56	53	0.80	0.60	12.23	0.64	564.29	425.22	84.64	63.78	0.00	218.92	6.00	445.06	628.07
	28.53	1.92	54.78					0.71	43.75	32.97	6.56	4.94	0.00	18.67	2.00	11.50	48.69
3	424.49	1.98	840.49	43	0.68	0.73	12.23	0.64	573.21	624.61	84.36	93.69	0.00	347.26	6.00	653.75	666.90
	28.53	1.92	54.78					0.71	37.36	40.71	5.50	6.11	0.00	24.90	2.00	14.20	43.46
4	443.44	1.98	878.01	34	0.56	0.83	12.23	0.64	490.98	736.36	71.73	110.45	0.00	427.22	6.00	770.73	601.43
	28.53	1.92	54.78					0.71	30.63	45.94	4.48	6.89	0.00	29.32	2.00	16.03	37.52
5	429.79	1.98	850.98	26	0.44	0.90	12.23	0.64	373.05	771.25	53.95	115.69	0.00	461.08	6.00	807.25	488.73
	28.53	1.92	54.78					0.71	24.01	49.65	3.47	7.45	0.00	32.65	2.00	17.32	31.46
6	390.84	1.98	773.86	18	0.31	0.95	12.23	0.64	239.14	740.05	33.94	111.01	0.00	453.88	6.00	774.58	350.14
	28.53	1.92	54.78					0.71	16.93	52.38	2.40	7.86	0.00	35.34	2.00	18.28	24.78
7	330.44	1.98	654.27	11	0.19	0.98	12.23	0.64	124.84	644.33	17.04	96.65	0.00	403.21	6.00	674.40	221.49
	28.53	1.92	54.78					0.71	10.45	53.95	1.43	8.09	0.00	37.14	2.00	18.82	18.54
8	250.69	1.98	496.37	4	0.07	1.00	12.23	0.64	34.62	495.69	3.90	74.35	0.00	316.12	6.00	518.82	108.98
	28.53	1.92	54.78					0.71	3.82	54.70	0.43	8.21	0.00	38.38	2.00	19.09	12.03
9	152.51	1.98	301.97	-3	-0.05	1.00	12.23	0.64	-15.80	301.23	-3.16	45.19	0.00	195.66	6.00	315.29	29.38
	28.53	1.92	54.78					0.71	-2.87	54.64	-0.57	8.20	0.00	39.04	2.00	19.06	5.33
10	39.03	1.98	77.28	-10	-0.17	0.98	12.23	0.64	-13.42	75.59	-2.41	11.34	0.00	50.14	6.00	79.12	-2.08
	25.49	1.92	48.94					0.71	-8.50	47.87	-1.53	7.18	0.00	34.93	2.00	16.70	-1.32
TOTAL									2905.40	5407.98	422.99	811.20	0.00	3231.47		5345.35	3716.60

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{5345,35+3231,47}{3716,60} = 2,31 > 1,2 \text{ aman}$$



Tabel 8. Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Kosong titik 3

Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	Tan $\phi$	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U) tan $\phi$	C	CL	T+Te
											e = 0.15						
1	190.95	1.98	378.08	66	0.91	0.41	12.57	0.64	345.39	147.73	52.20	22.16	0.00	61.40	6.00	170.08	367.55
	21.25	1.92	40.80					0.71	37.27	15.94	5.63	2.39	0.00	7.29	2.00	6.12	39.66
2	377.17	1.98	746.80	53	0.80	0.60	12.57	0.64	596.42	449.43	89.46	67.42	0.00	231.38	6.00	517.45	663.83
	29.31	1.92	56.28					0.71	44.94	33.87	6.74	5.08	0.00	19.18	2.00	13.00	50.02
3	446.57	1.98	884.21	43	0.68	0.73	12.57	0.64	603.03	657.10	88.75	98.56	0.00	365.33	6.00	756.54	701.59
	29.31	1.92	56.28					0.71	38.38	41.82	5.65	6.27	0.00	25.58	2.00	16.05	44.65
4	465.83	1.98	922.34	34	0.56	0.83	12.57	0.64	515.77	773.54	75.35	116.03	0.00	448.79	6.00	890.60	631.80
	29.31	1.92	56.28					0.71	31.47	47.20	4.60	7.08	0.00	30.12	2.00	18.11	38.55
5	451.21	1.98	893.40	26	0.44	0.90	12.57	0.64	391.64	809.69	56.63	121.45	0.00	484.06	6.00	932.22	513.09
	29.31	1.92	56.28					0.71	24.67	51.00	3.57	7.65	0.00	33.54	2.00	19.57	32.32
6	410.20	1.98	812.20	18	0.31	0.95	12.57	0.64	250.98	776.71	35.62	116.51	0.00	476.36	6.00	894.25	367.49
	29.31	1.92	56.28					0.71	17.39	53.82	2.47	8.07	0.00	36.31	2.00	20.65	25.46
7	346.79	1.98	686.64	11	0.19	0.98	12.57	0.64	131.02	676.21	17.89	101.43	0.00	423.16	6.00	778.55	232.45
	29.31	1.92	56.28					0.71	10.74	55.42	1.47	8.31	0.00	38.15	2.00	21.27	19.05
8	263.13	1.98	521.00	4	0.07	1.00	12.57	0.64	36.34	520.28	4.09	78.04	0.00	331.80	6.00	599.02	114.39
	29.31	1.92	56.28					0.71	3.93	56.20	0.44	8.43	0.00	39.43	2.00	21.57	12.36
9	160.24	1.98	317.28	-3	-0.05	1.00	12.57	0.64	-16.60	316.50	-3.32	47.48	0.00	205.58	6.00	364.40	30.87
	29.31	1.92	56.28					0.71	-2.95	56.14	-0.59	8.42	0.00	40.11	2.00	21.54	5.48
10	41.27	1.98	81.71	-10	-0.17	0.98	12.57	0.64	-14.19	79.93	-2.55	11.99	0.00	53.02	6.00	92.02	-2.20
	26.25	1.92	50.40					0.71	-8.75	49.30	-1.57	7.39	0.00	35.97	2.00	18.92	-1.36
TOTAL									3036.89	5667.82	442.53	850.17	0.00	3386.55		6171.94	3887.06

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{6171,94+3386,55}{3887,06} = 2,46 > 1,2 \text{ aman}$$



Tabel 9. Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Kosong titik 4

Irisan	A	y	W	α	sin α	cos α	b	Tan φ	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U) tan φ	C	CL	T+Te
											e = 0.15						
1	219.33	1.98	434.27	66	0.91	0.41	12.87	0.64	396.73	169.68	59.96	25.45	0.00	70.53	6.00	159.84	422.18
	16.63	1.92	31.93					0.71	29.17	12.48	4.41	1.87	0.00	5.70	2.00	3.92	31.04
2	424.2	1.98	839.92	52	0.79	0.62	12.87	0.64	661.86	505.47	100.62	75.82	0.00	260.24	6.00	476.16	737.68
	30.02	1.92	57.64					0.71	45.42	34.69	6.90	5.20	0.00	19.64	2.00	10.89	50.62
3	493.91	1.98	977.94	42	0.67	0.74	12.87	0.64	654.37	726.75	98.16	109.01	0.00	404.05	6.00	684.60	763.38
	30.02	1.92	57.64					0.71	38.57	42.83	5.79	6.43	0.00	26.20	2.00	13.45	44.99
4	511.21	1.98	1012.20	33	0.54	0.84	12.87	0.64	551.28	848.90	82.69	127.33	0.00	492.51	6.00	799.66	678.62
	30.02	1.92	57.64					0.71	31.39	48.34	4.71	7.25	0.00	30.85	2.00	15.18	38.64
5	492.99	1.98	976.12	25	0.42	0.91	12.87	0.64	412.53	884.67	61.88	132.70	0.00	528.88	6.00	833.35	545.23
	30.02	1.92	57.64					0.71	24.36	52.24	3.65	7.84	0.00	34.35	2.00	16.40	32.19
6	447.00	1.98	885.06	17	0.29	0.96	12.87	0.64	258.77	846.39	38.81	126.96	0.00	519.10	6.00	797.30	385.72
	30.02	1.92	57.64					0.71	16.85	55.12	2.53	8.27	0.00	37.19	2.00	17.31	25.12
7	377.34	1.98	747.13	10	0.17	0.98	12.87	0.64	129.74	735.78	19.46	110.37	0.00	460.44	6.00	693.11	240.11
	30.02	1.92	57.64					0.71	10.01	56.76	1.50	8.51	0.00	39.08	2.00	17.82	18.52
8	286.18	1.98	566.64	3	0.05	1.00	12.87	0.64	29.66	565.86	4.45	84.88	0.00	360.87	6.00	533.04	114.53
	30.02	1.92	57.64					0.71	3.02	57.56	0.45	8.63	0.00	40.38	2.00	18.07	11.65
9	174.44	1.98	345.39	-4	-0.07	1.00	12.87	0.64	-24.09	344.55	-3.61	51.68	0.00	223.79	6.00	324.57	27.59
	30.02	1.92	57.64					0.71	-4.02	57.50	-0.60	8.62	0.00	41.08	2.00	18.05	4.60
10	45.26	1.98	89.61	-11	-0.19	0.98	12.87	0.64	-17.10	87.66	-2.79	13.15	0.00	58.14	6.00	82.57	-3.95
	26.83	1.92	51.51					0.71	-9.83	50.39	-1.61	7.56	0.00	36.77	2.00	15.82	-2.27
TOTAL									3238.67	6183.61	487.36	927.54	0.00	3689.78		5531.12	4166.21

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{5531,12+3689,78}{4166,21} = 2,21 > 1,2 \text{ aman}$$

d. Stabilitas Lereng Hilir Bendungan dalam kondisi Muka Air Banjir

Tabel 10. Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir titik 2

Irisan	A	y	W	α	sin α	cos α	b	Tan φ	T	N	Ne	Te	U	(N-Ne-U) tan φ	C	CL	T+Te
											e = 0.15						
1	183.82	1.98	363.96	67	0.92	0.39	12.23	0.64	335.03	142.21	50.25	21.33	0.00	59.11	6.00	922.86	356.36
	24.83	1.92	47.67					0.71	43.88	18.63	6.58	2.79	0.00	8.52	2.00	40.29	46.68
2	356.85	1.98	706.56	53	0.80	0.60	12.23	0.64	564.29	425.22	84.64	63.78	0.00	218.92	6.00	2759.40	628.07
	28.53	1.92	54.78					0.71	43.75	32.97	6.56	4.94	0.00	18.67	2.00	71.31	48.69
3	424.49	1.98	840.49	43	0.68	0.73	12.23	0.64	573.21	624.61	84.36	93.69	0.00	347.26	6.00	4053.28	666.90
	28.53	1.92	54.78					0.71	37.36	40.71	5.50	6.11	0.00	24.90	2.00	88.06	43.46
4	443.44	1.98	878.01	34	0.56	0.83	12.23	0.64	490.98	736.36	71.73	110.45	0.00	427.22	6.00	4778.50	601.43
	28.53	1.92	54.78					0.71	30.63	45.94	4.48	6.89	0.00	29.32	2.00	99.37	37.52
5	429.79	1.98	850.98	26	0.44	0.90	12.23	0.64	373.05	771.25	53.95	115.69	0.00	461.08	6.00	5004.92	488.73
	28.53	1.92	54.78					0.71	24.01	49.65	3.47	7.45	0.00	32.65	2.00	107.39	31.46
6	390.84	1.98	773.86	18	0.31	0.95	12.23	0.64	239.14	740.05	33.94	111.01	0.00	453.88	6.00	4802.43	350.14
	28.53	1.92	54.78					0.71	16.93	52.38	2.40	7.86	0.00	35.34	2.00	113.31	24.78
7	330.44	1.98	654.27	11	0.19	0.98	12.23	0.64	124.84	644.33	17.04	96.65	0.00	403.21	6.00	0.00	221.49
	28.53	1.92	54.78					0.71	10.45	53.95	1.43	8.09	0.00	37.14	2.00	0.00	18.54
8	250.69	1.98	496.37	4	0.07	1.00	12.23	0.64	34.62	495.69	3.90	74.35	0.00	316.12	6.00	0.00	108.98
	28.53	1.92	54.78					0.71	3.82	54.70	0.43	8.21	0.00	38.38	2.00	0.00	12.03
9	152.51	1.98	301.97	-3	-0.05	1.00	12.23	0.64	-15.80	301.23	-3.16	45.19	0.00	195.66	6.00	0.00	29.38
	28.53	1.92	54.78					0.71	-2.87	54.64	-0.57	8.20	0.00	39.04	2.00	0.00	5.33
10	39.03	1.98	77.28	-10	-0.17	0.98	12.23	0.64	-13.42	75.59	-2.41	11.34	0.00	50.14	6.00	0.00	-2.08
	25.49	1.92	48.94					0.71	-8.50	47.87	-1.53	7.18	0.00	34.93	2.00	0.00	-1.32
TOTAL									2905.40	5407.98	422.99	811.20	0.00	3231.47		22841.11	3716.60

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{22841,11+3231,47}{3716,60} = 7,02 > 1,2 \text{ aman}$$

Tabel 11. Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir titik 3

Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	$\tan \phi$	T	N	Ne	Te	U	$(N-Ne-U)$	C	CL	T+Te
											e=0.15			$\tan \phi$			
1	190.95	1.98	378.08	66	0.91	0.41	12.57	0.64	345.39	147.73	52.20	22.16	0.00	61.40	6.00	927.73	367.55
	21.25	1.92	40.80					0.71	37.27	15.94	5.63	2.39	0.00	7.29	2.00	33.37	39.66
2	377.17	1.98	746.80	53	0.80	0.60	12.57	0.64	596.42	449.43	89.46	67.42	0.00	231.38	6.00	2822.44	663.83
	29.31	1.92	56.28					0.71	44.94	33.87	6.74	5.08	0.00	19.18	2.00	70.90	50.02
3	446.57	1.98	884.21	43	0.68	0.73	12.57	0.64	603.03	657.10	88.75	98.56	0.00	365.33	6.00	4126.56	701.59
	29.31	1.92	56.28					0.71	38.38	41.82	5.65	6.27	0.00	25.58	2.00	87.54	44.65
4	465.83	1.98	922.34	34	0.56	0.83	12.57	0.64	515.77	773.54	75.35	116.03	0.00	448.79	6.00	4857.85	631.80
	29.31	1.92	56.28					0.71	31.47	47.20	4.60	7.08	0.00	30.12	2.00	98.80	38.55
5	451.21	1.98	893.40	26	0.44	0.90	12.57	0.64	391.64	809.69	56.63	121.45	0.00	484.06	6.00	5084.86	513.09
	29.31	1.92	56.28					0.71	24.67	51.00	3.57	7.65	0.00	33.54	2.00	106.77	32.32
6	410.20	1.98	812.20	18	0.31	0.95	12.57	0.64	250.98	776.71	35.62	116.51	0.00	476.36	6.00	4877.72	367.49
	29.31	1.92	56.28					0.71	17.39	53.82	2.47	8.07	0.00	36.31	2.00	112.66	25.46
7	346.79	1.98	686.64	11	0.19	0.98	12.57	0.64	131.02	676.21	17.89	101.43	0.00	423.16	6.00	0.00	232.45
	29.31	1.92	56.28					0.71	10.74	55.42	1.47	8.31	0.00	38.15	2.00	0.00	19.05
8	263.13	1.98	521.00	4	0.07	1.00	12.57	0.64	36.34	520.28	4.09	78.04	0.00	331.80	6.00	0.00	114.39
	29.31	1.92	56.28					0.71	3.93	56.20	0.44	8.43	0.00	39.43	2.00	0.00	12.36
9	160.24	1.98	317.28	-3	-0.05	1.00	12.57	0.64	-16.60	316.50	-3.32	47.48	0.00	205.58	6.00	0.00	30.87
	29.31	1.92	56.28					0.71	-2.95	56.14	-0.59	8.42	0.00	40.11	2.00	0.00	5.48
10	41.27	1.98	81.71	-10	-0.17	0.98	12.57	0.64	-14.19	79.93	-2.55	11.99	0.00	53.02	6.00	0.00	-2.20
	26.25	1.92	50.40					0.71	-8.75	49.30	-1.57	7.39	0.00	35.97	2.00	0.00	-1.36
TOTAL									3036.89	5667.82	442.53	850.17	0.00	3386.55		23207.19	3887.06

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{23207,19+3386,55}{3887,06} = 6,84 > 1,2 \text{ aman}$$

Tabel 12. Perhitungan stabilitas Lereng Hilir dalam kondisi Muka Air Banjir titik 4

Irisan	A	y	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b	$\tan \phi$	T	N	Ne	Te	U	$(N-Ne-U) \tan \phi$	C	CL	T+Te
											e=0.15						
1	219.33	1.98	434.27	66	0.91	0.41	12.87	0.64	396.73	169.68	59.96	25.45	0.00	70.53	6.00	1065.62	422.18
	16.63	1.92	31.93					0.71	29.17	12.48	4.41	1.87	0.00	5.70	2.00	26.12	31.04
2	424.2	1.98	839.92	52	0.79	0.62	12.87	0.64	661.86	505.47	100.62	75.82	0.00	260.24	6.00	3174.38	737.68
	30.02	1.92	57.64					0.71	45.42	34.69	6.90	5.20	0.00	19.64	2.00	72.61	50.62
3	493.91	1.98	977.94	42	0.67	0.74	12.87	0.64	654.37	726.75	98.16	109.01	0.00	404.05	6.00	4564.00	763.38
	30.02	1.92	57.64					0.71	38.57	42.83	5.79	6.43	0.00	26.20	2.00	89.67	44.99
4	511.21	1.98	1012.20	33	0.54	0.84	12.87	0.64	551.28	848.90	82.69	127.33	0.00	492.51	6.00	5331.08	678.62
	30.02	1.92	57.64					0.71	31.39	48.34	4.71	7.25	0.00	30.85	2.00	101.19	38.64
5	492.99	1.98	976.12	25	0.42	0.91	12.87	0.64	412.53	884.67	61.88	132.70	0.00	528.88	6.00	5555.70	545.23
	30.02	1.92	57.64					0.71	24.36	52.24	3.65	7.84	0.00	34.35	2.00	109.35	32.19
6	447.00	1.98	885.06	17	0.29	0.96	12.87	0.64	258.77	846.39	38.81	126.96	0.00	519.10	6.00	5315.31	385.72
	30.02	1.92	57.64					0.71	16.85	55.12	2.53	8.27	0.00	37.19	2.00	115.38	25.12
7	377.34	1.98	747.13	10	0.17	0.98	12.87	0.64	129.74	735.78	19.46	110.37	0.00	460.44	6.00	0.00	240.11
	30.02	1.92	57.64					0.71	10.01	56.76	1.50	8.51	0.00	39.08	2.00	0.00	18.52
8	286.18	1.98	566.64	3	0.05	1.00	12.87	0.64	29.66	565.86	4.45	84.88	0.00	360.87	6.00	0.00	114.53
	30.02	1.92	57.64					0.71	3.02	57.56	0.45	8.63	0.00	40.38	2.00	0.00	11.65
9	174.44	1.98	345.39	-4	-0.07	1.00	12.87	0.64	-24.09	344.55	-3.61	51.68	0.00	223.79	6.00	0.00	27.59
	30.02	1.92	57.64					0.71	-4.02	57.50	-0.60	8.62	0.00	41.08	2.00	0.00	4.60
10	45.26	1.98	89.61	-11	-0.19	0.98	12.87	0.64	-17.10	87.66	-2.79	13.15	0.00	58.14	6.00	0.00	-3.95
	26.83	1.92	51.51					0.71	-9.83	50.39	-1.61	7.56	0.00	36.77	2.00	0.00	-2.27
TOTAL									3238.67	6183.61	487.36	927.54	0.00	3689.78		25520.41	4166.21

Sumber: Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{\sum\{C.I+(N-U-Ne)\tan\phi\}}{\sum(T+Te)}$$

$$F_s = \frac{25520,41+3689,78}{4166,21} = 7,01 > 1,2 \text{ aman}$$



LAMPIRAN 4  
GAMBAR PERENCANAAN



Y = 9.393.500,00

Y = 9.392.500,00

Y = 9.391.500,00

Y = 9.390.500,00

Y = 9.389.500,00

Y = 9.388.500,00

X = 808.000,00

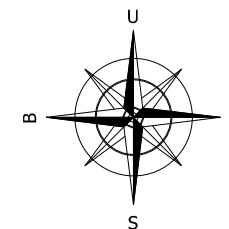
X = 809.000,00

X = 810.000,00

X = 811.000,00

X = 812.000,00

X = 813.000,00



PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
 FAKULTAS TEKNIK  
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
 Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
 KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
 KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
 105 81 1890 13

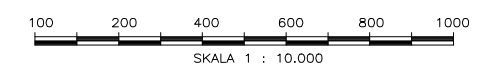
NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

PETA TOPOGRAFI

SKALA GAMBAR :



KETERANGAN :

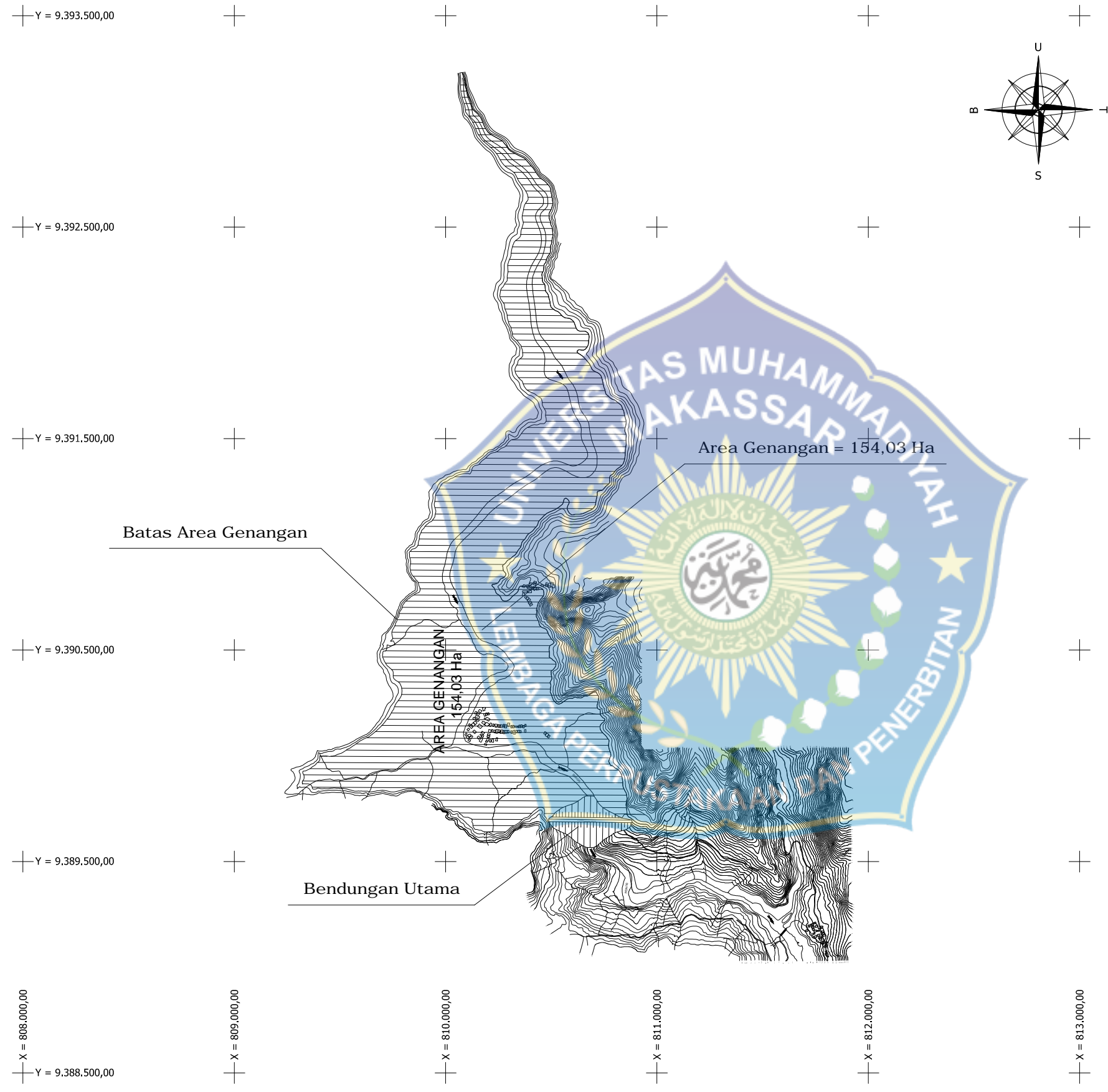
	Sungai		Jalan
	Desa		Kontur

SUMBER :

PT. WIDYA GRAHA ASANA

NO. GAMBAR :

01



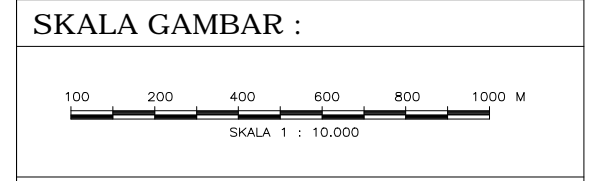
PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
 FAKULTAS TEKNIK  
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
 Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :  
**STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
 KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
 KARALLOE KAB. GOWA**

NAMA MAHASISWA :  
**SIRAJUDDIN A  
 105 81 1890 13**

NAMA PEMBIMBING :  
 1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.  
 2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :  
**PETA SITUASI BENDUNGAN**

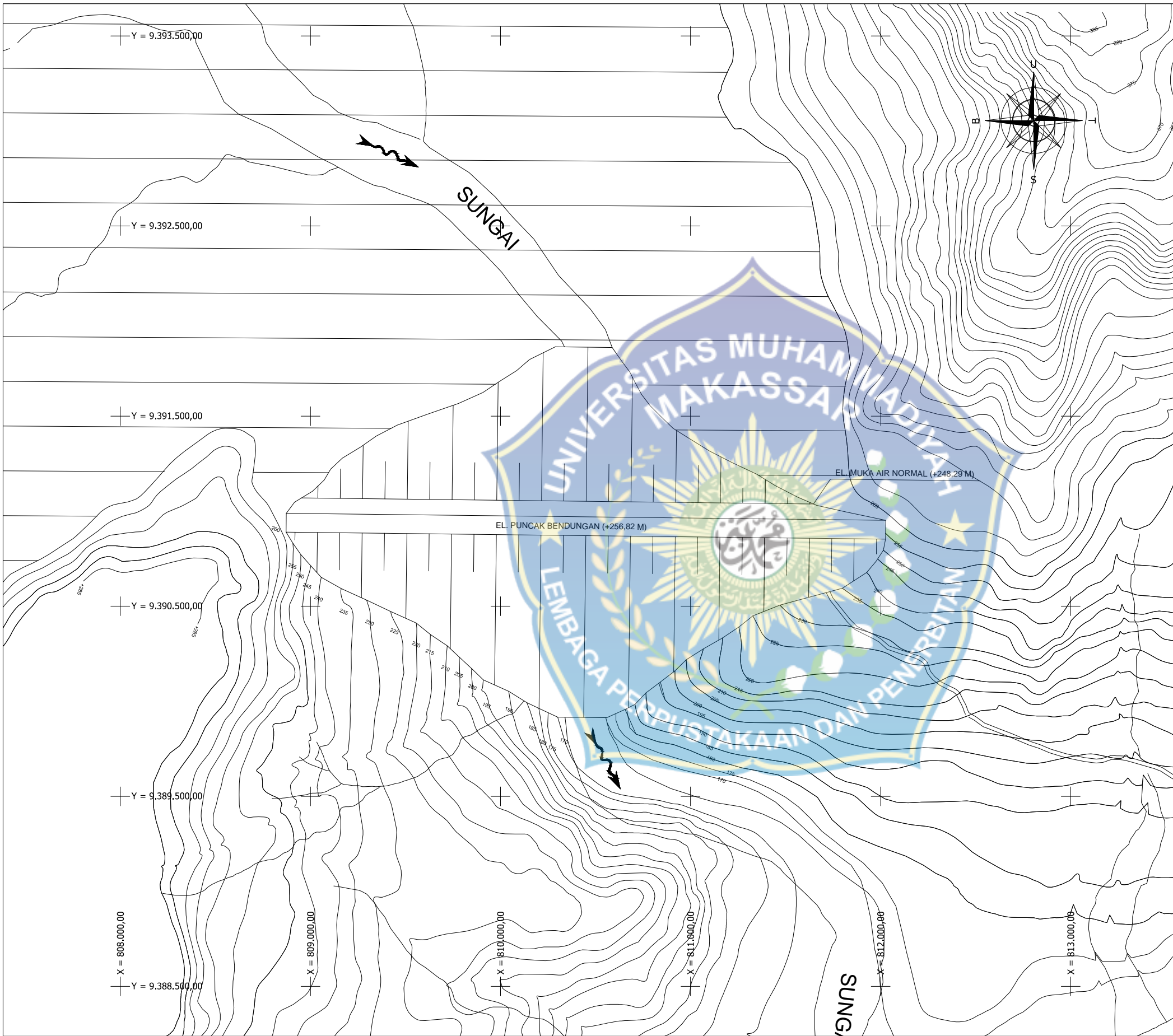


KETERANGAN :

	Sungai		Area Genangan
	Tubuh Bendungan		Kontur
	Jalan		

NO. GAMBAR :  
**02**





PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
 FAKULTAS TEKNIK  
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
 Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
 KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
 KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
 105 81 1890 13

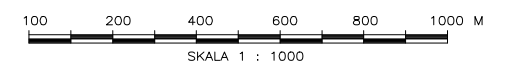
NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

DENAH BENDUNGAN UTAMA

SKALA GAMBAR :



KETERANGAN :

	Sungai		Area Genangan
	Tubuh Bendungan		Kontur
	Jalan		

NO. GAMBAR :

03



PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.  
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

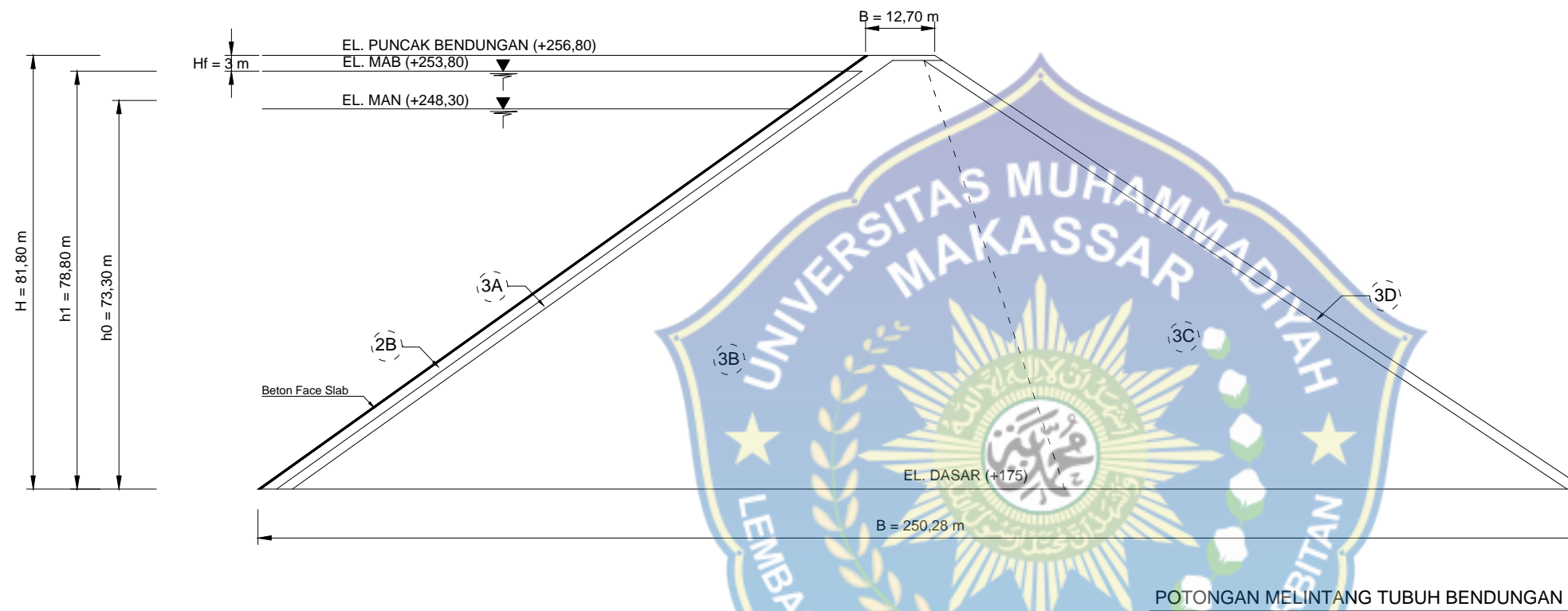
POTONGAN MELINTANG  
TUBUH BENDUNGAN

SKALA GAMBAR :

1 : 10

NO. GAMBAR :

04



KETERANGAN :

1. Zona 2B Filter Kasar
2. Zona 3A Zona Transisi
3. Zona 3B Urugan Batu
4. Zona 3C Urugan Batu
5. Zona 3D Proteksi Permukaan Hilir



PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
 FAKULTAS TEKNIK  
 UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
 Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
 KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
 KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
 105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

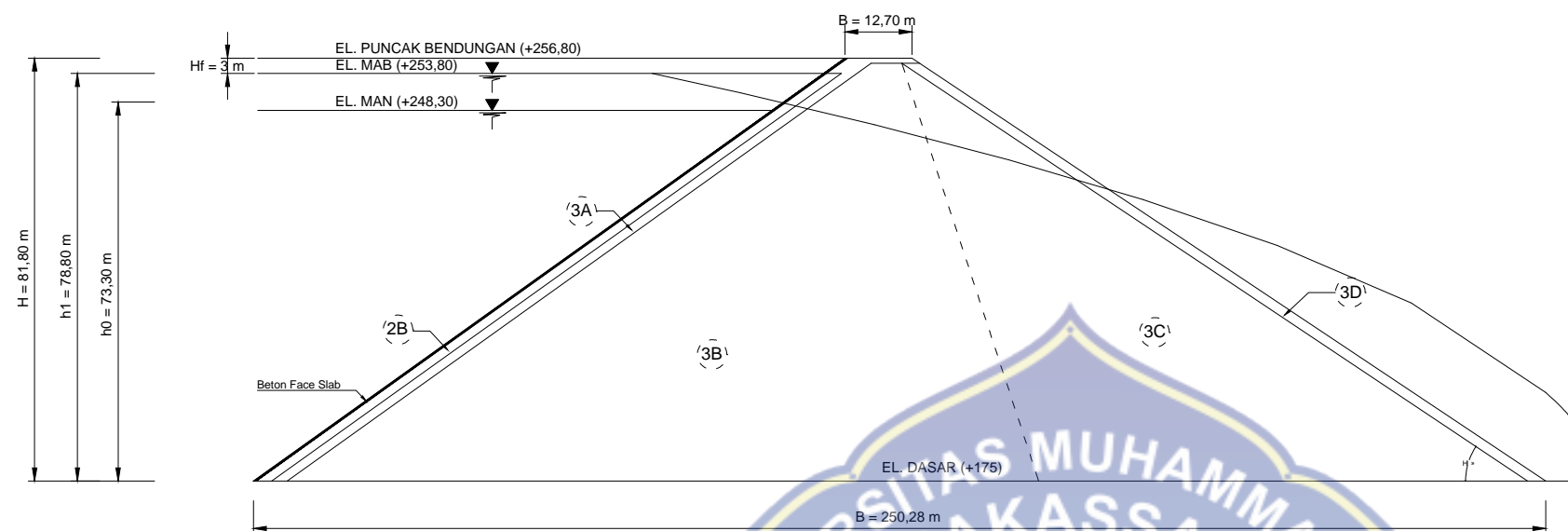
FORMASI GARIS  
 DEPRESI

SKALA GAMBAR :

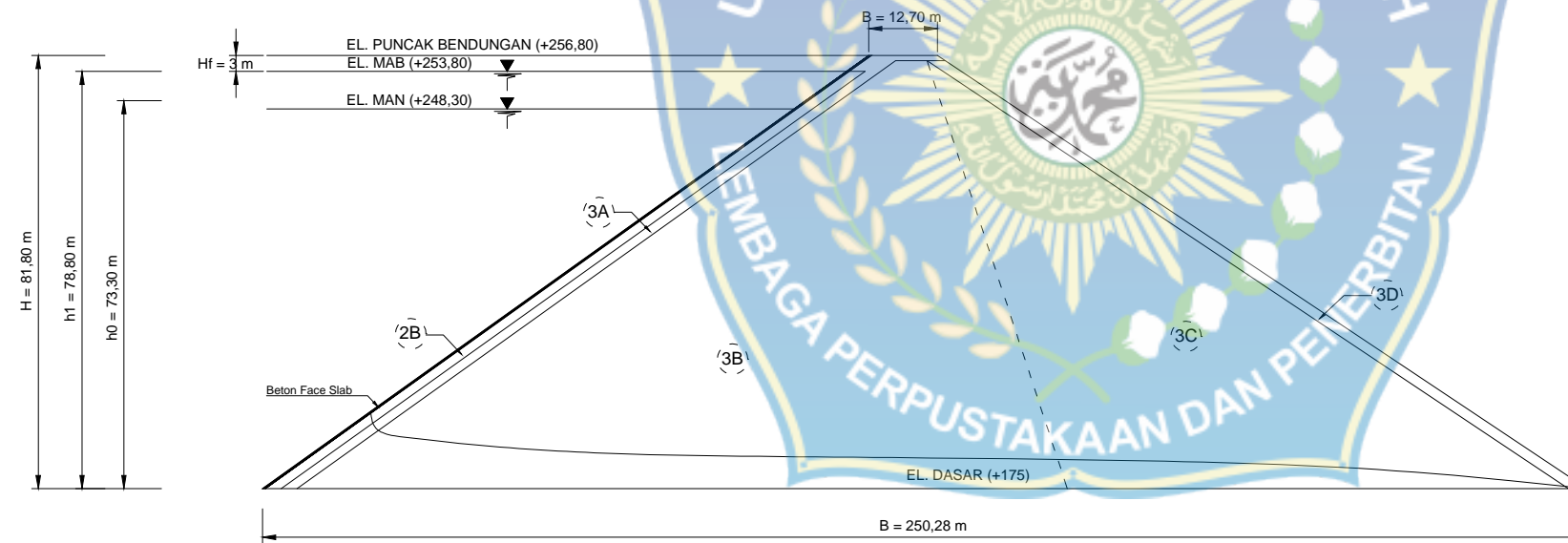
1 : 12

NO. GAMBAR :

05



FORMASI GARIS DEPRESI SESUAI PARABOLA



FORMASI GARIS DEPRESI SESUNGGUHNYA

**KETERANGAN :**

1. Zona 2B Filter Kasar
2. Zona 3A Zona Transisi
3. Zona 3B Urugan Batu
4. Zona 3C Urugan Batu
5. Zona 3D Proteksi Permukaan Hilir





PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

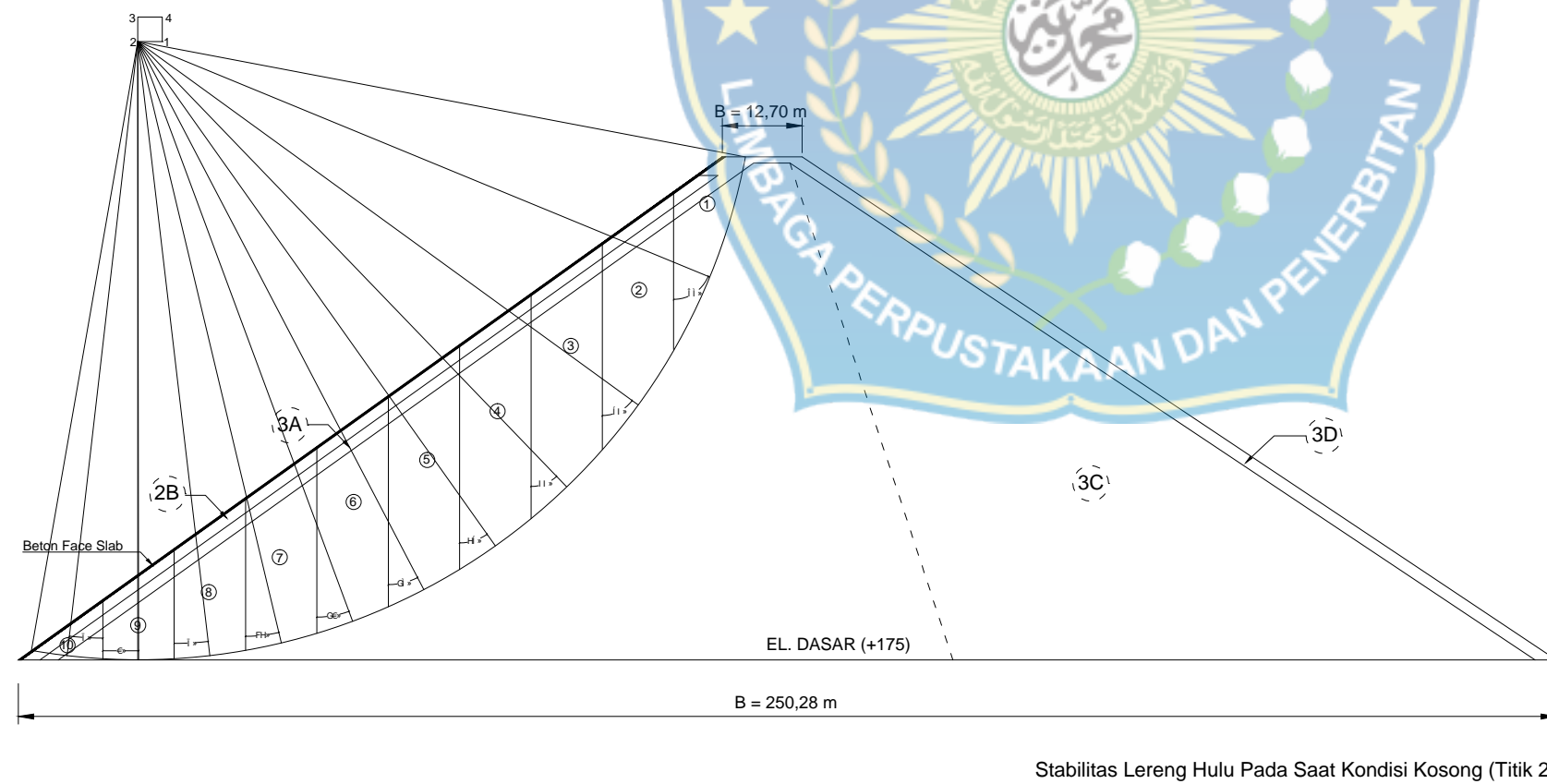
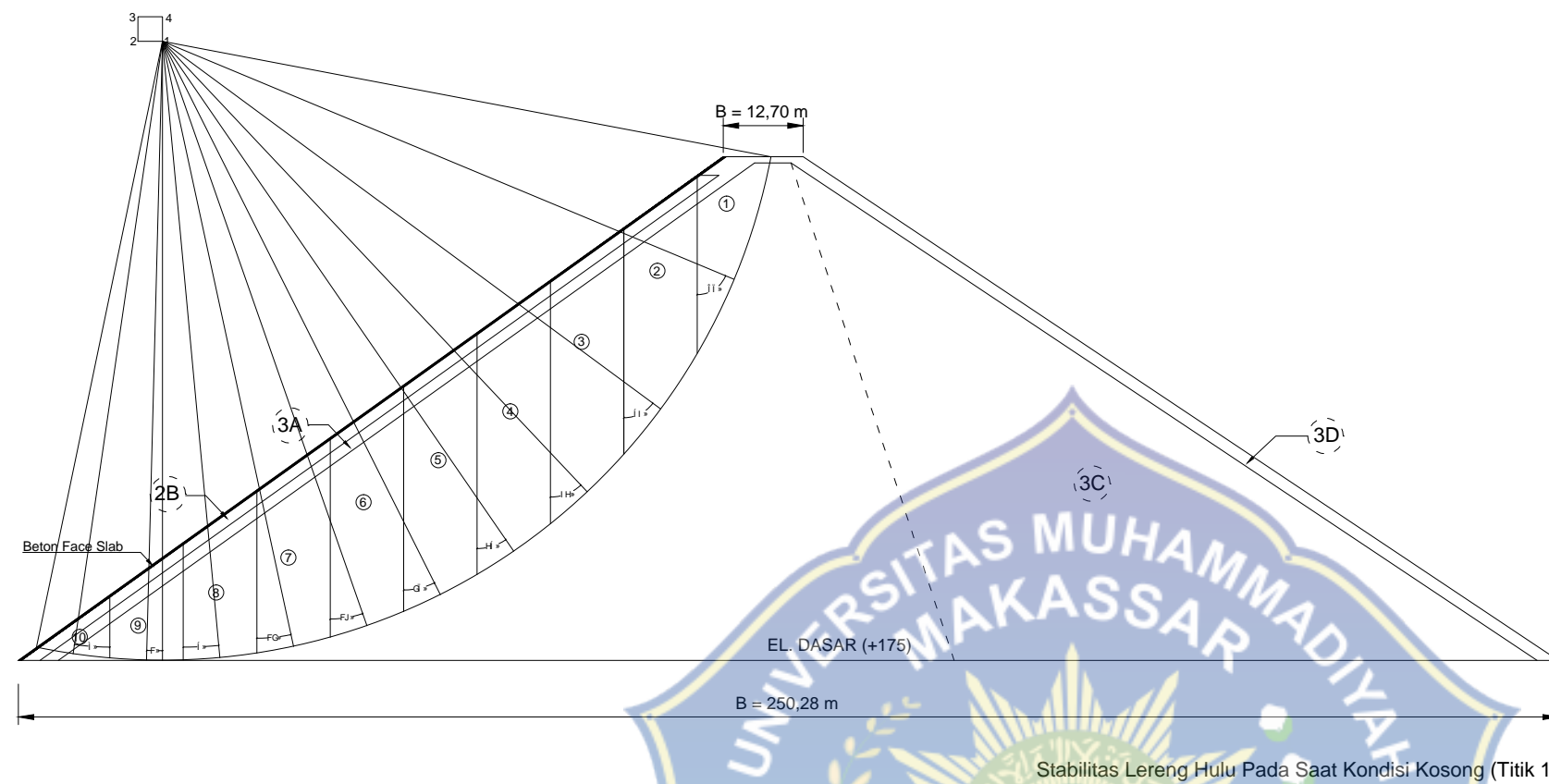
STABILITAS LERENG HULU  
BENDUNGAN DALAM KONDISI KOSONG

SKALA GAMBAR :

1 : 10

NO. GAMBAR :

06





PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

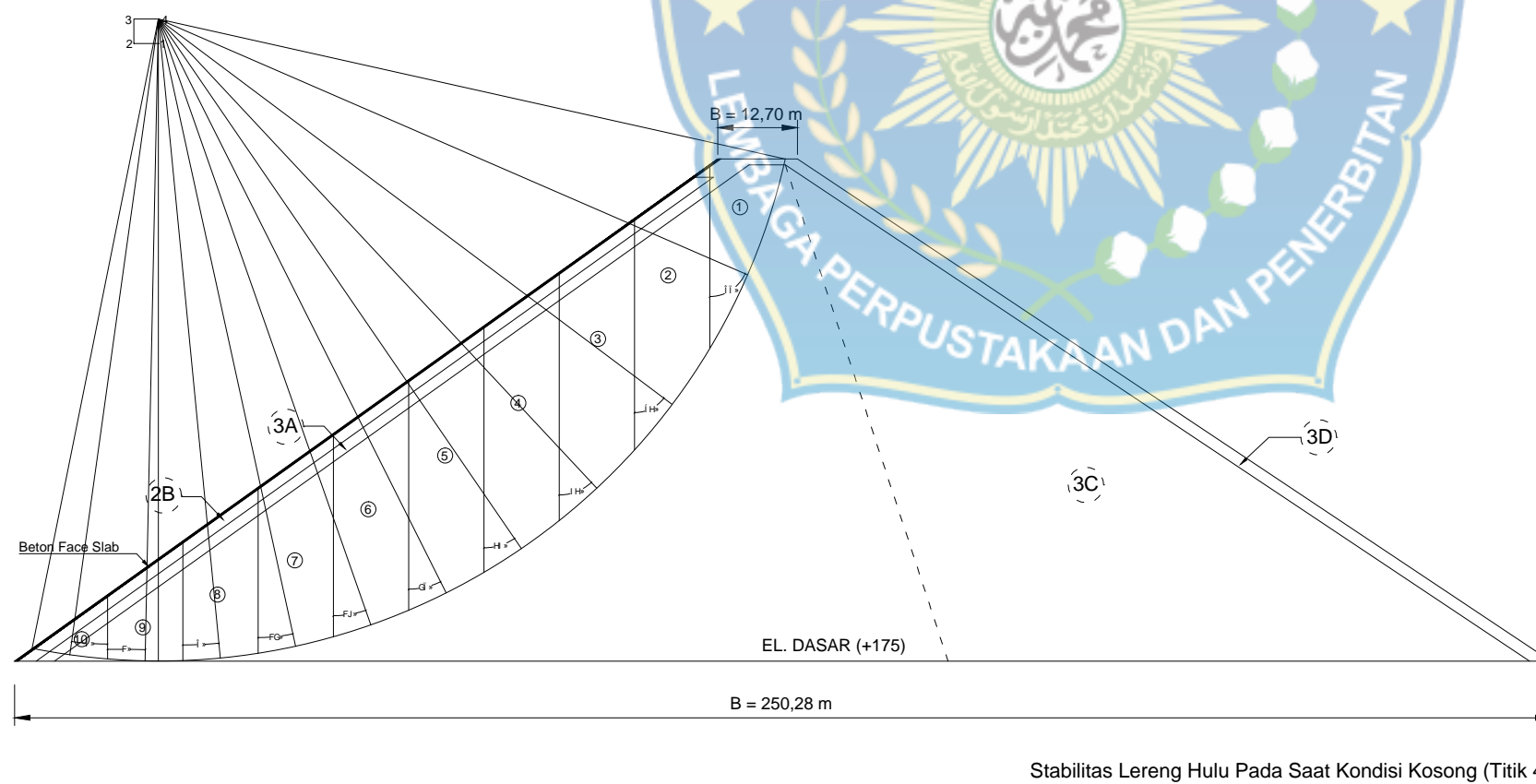
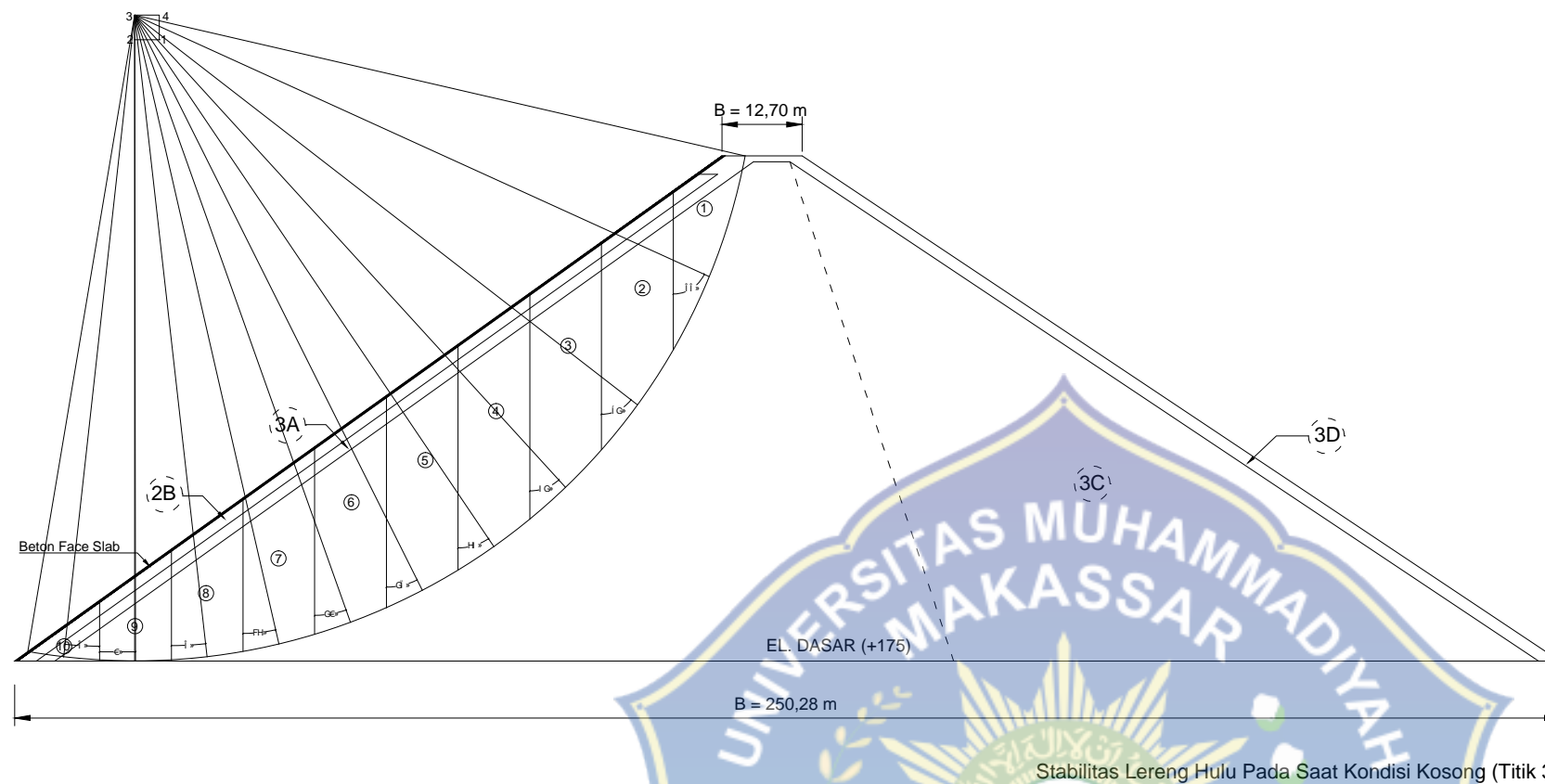
STABILITAS LERENG HULU  
BENDUNGAN DALAM KONDISI KOSONG

SKALA GAMBAR :

1 : 10

NO. GAMBAR :

07





PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

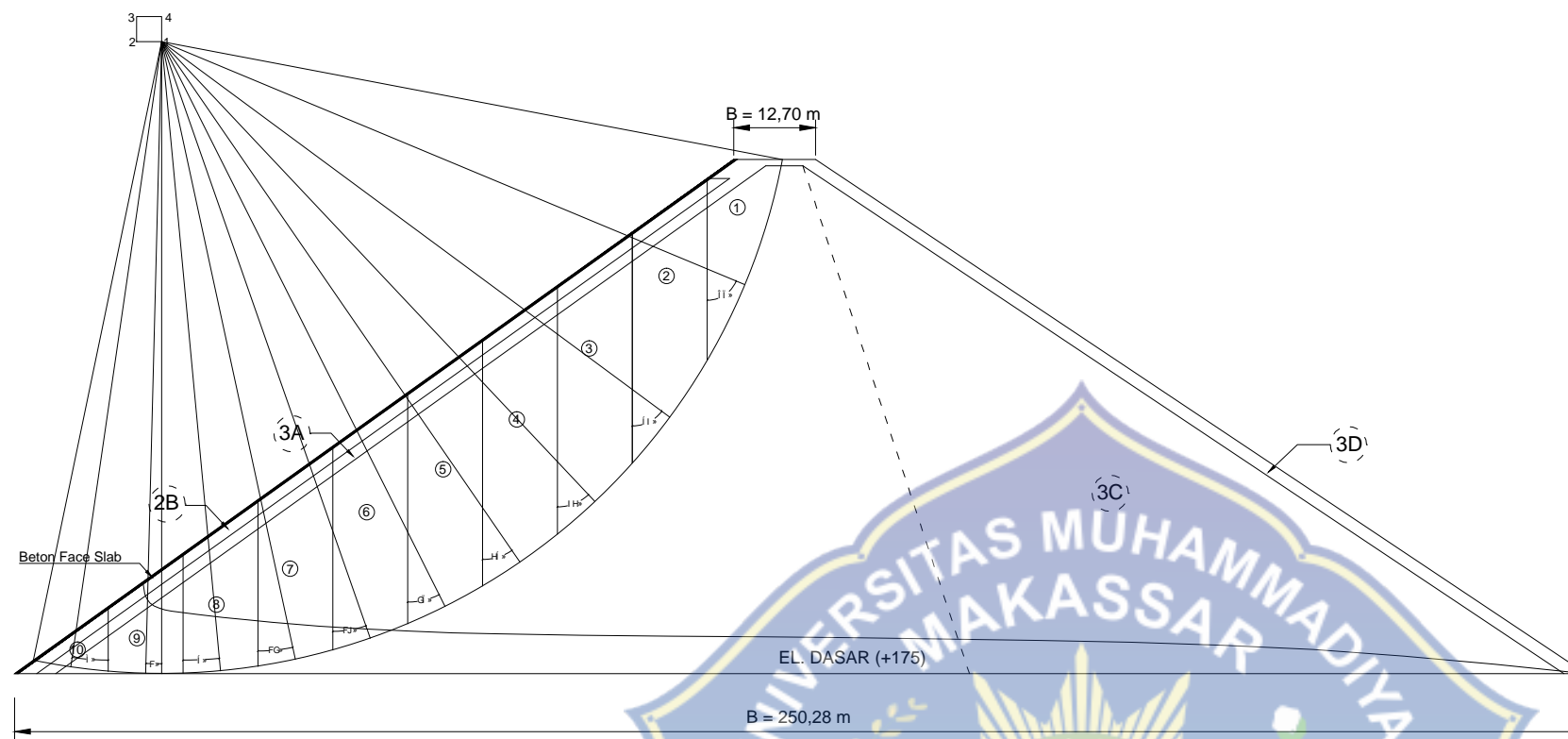
STABILITAS LERENG HULU  
BENDUNGAN DALAM KONDISI BANJIR

SKALA GAMBAR :

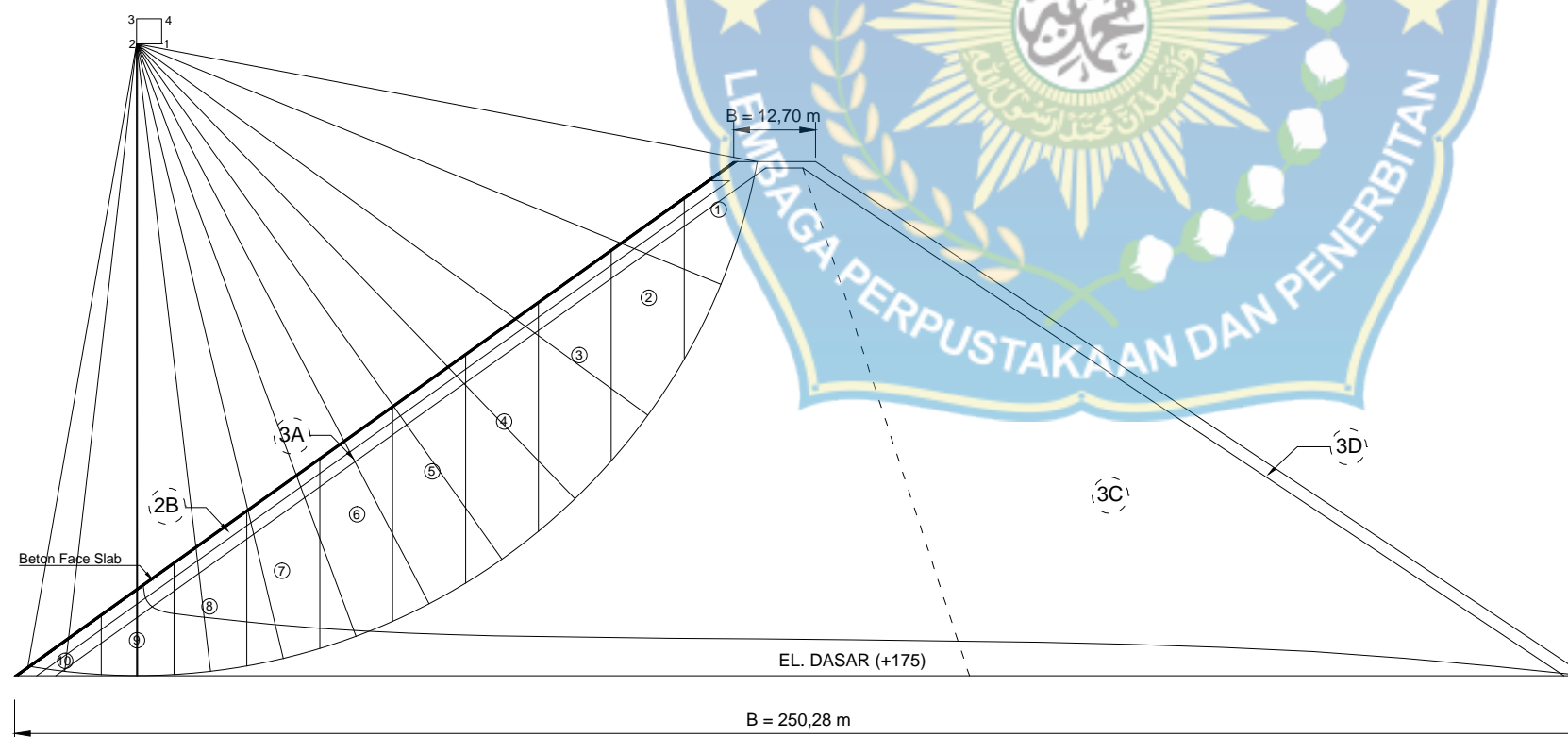
1 : 10

NO. GAMBAR :

08



Stabilitas Lereng Hulu Pada Saat Kondisi MAB (Titik 1)



Stabilitas Lereng Hulu Pada Saat Kondisi MAB (Titik 2)





PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

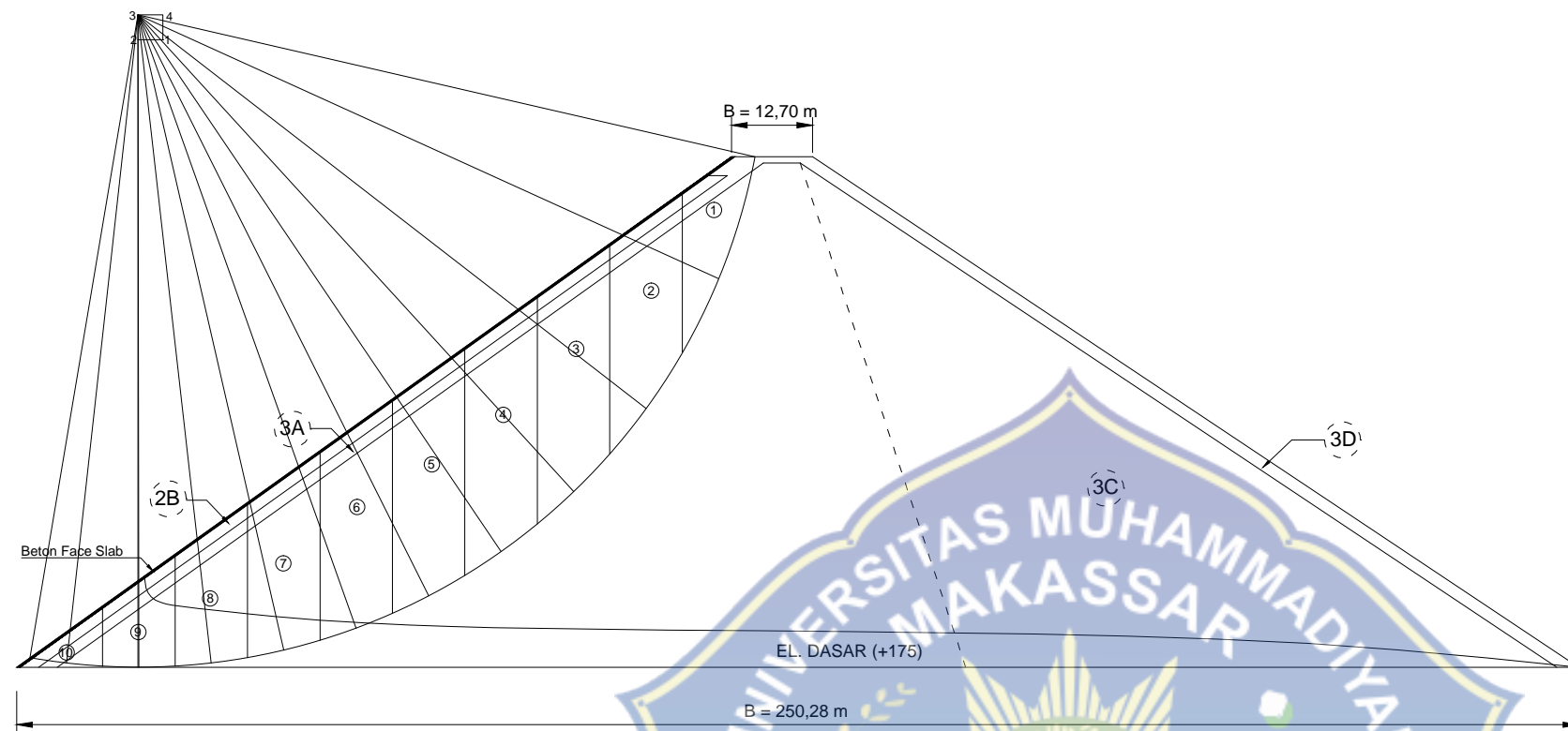
STABILITAS LERENG HULU  
BENDUNGAN DALAM KONDISI BANJIR

SKALA GAMBAR :

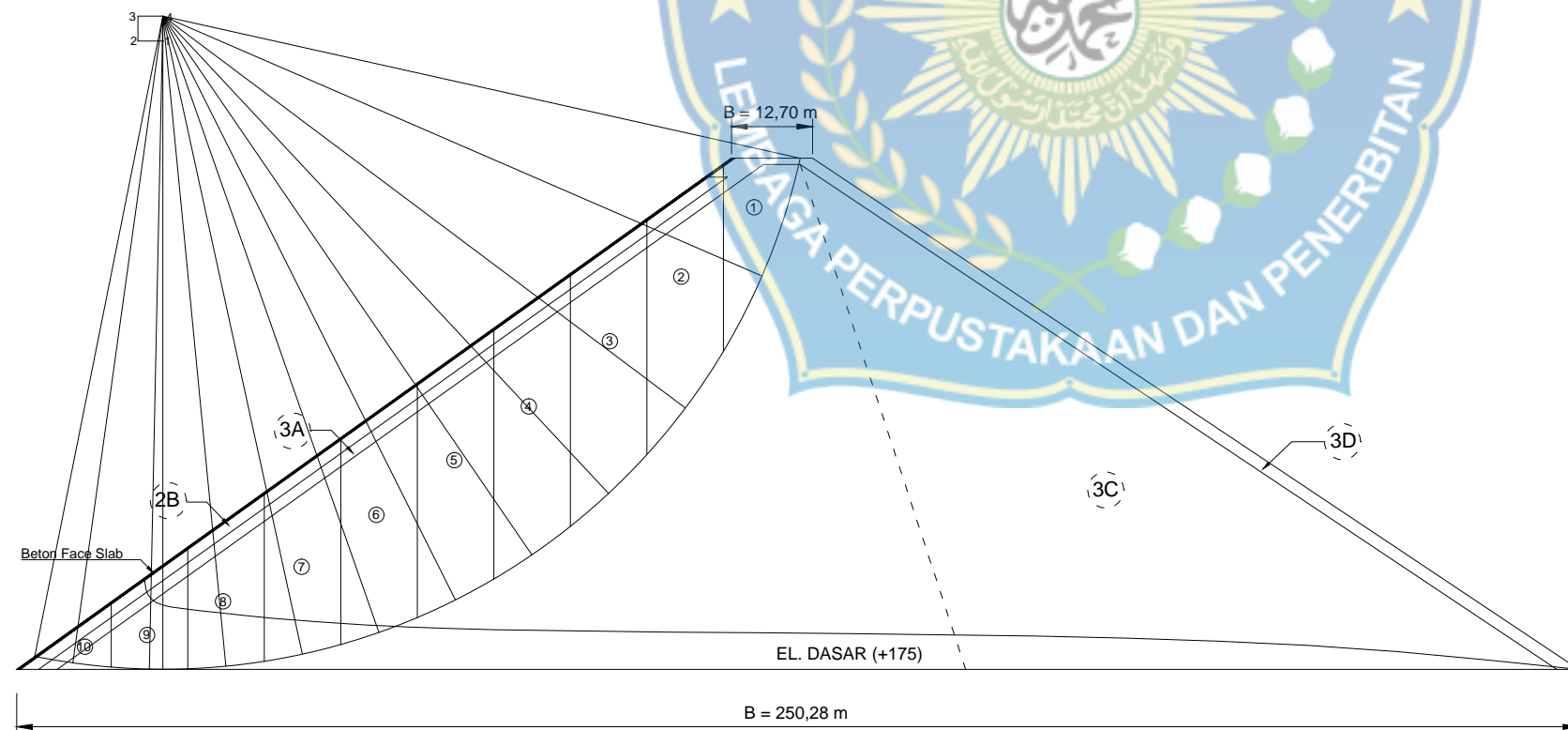
1 : 10

NO. GAMBAR :

09



Stabilitas Lereng Hulu Pada Saat Kondisi MAB (Titik 3)



Stabilitas Lereng Hulu Pada Saat Kondisi MAB (Titik 4)



PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

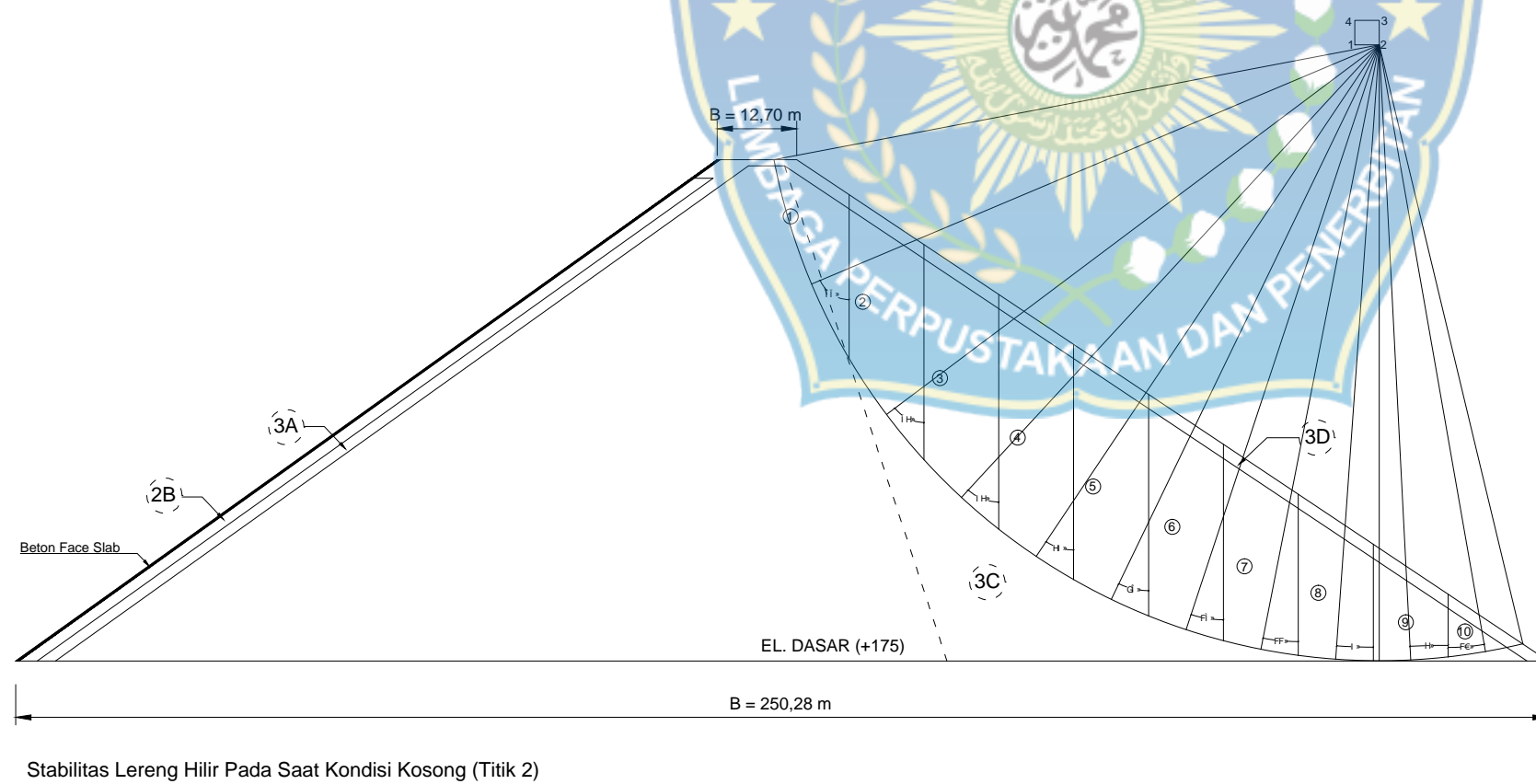
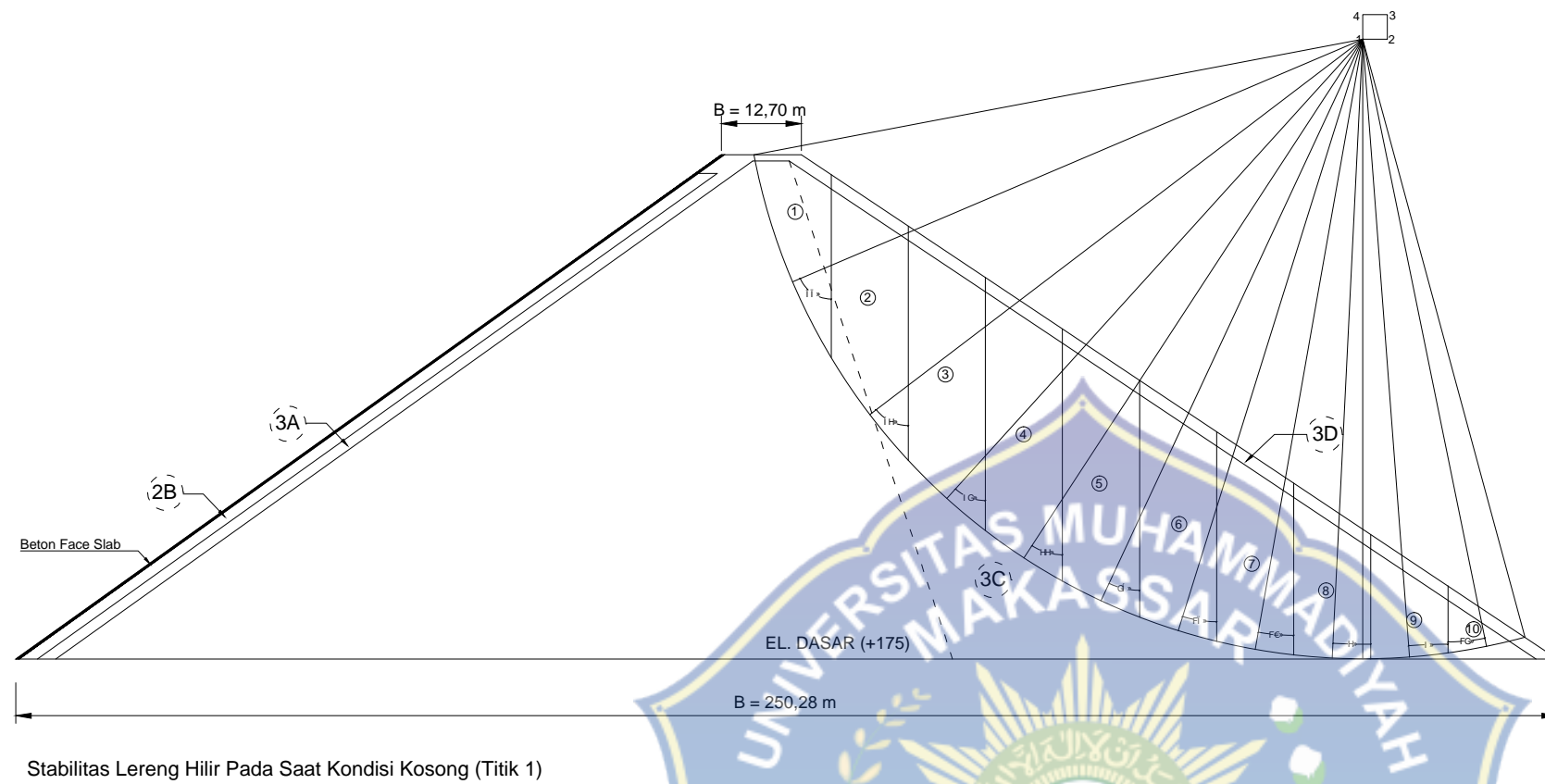
STABILITAS LERENG HILIR  
BENDUNGAN DALAM KONDISI KOSONG

SKALA GAMBAR :

1 : 10

NO. GAMBAR :

10







PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

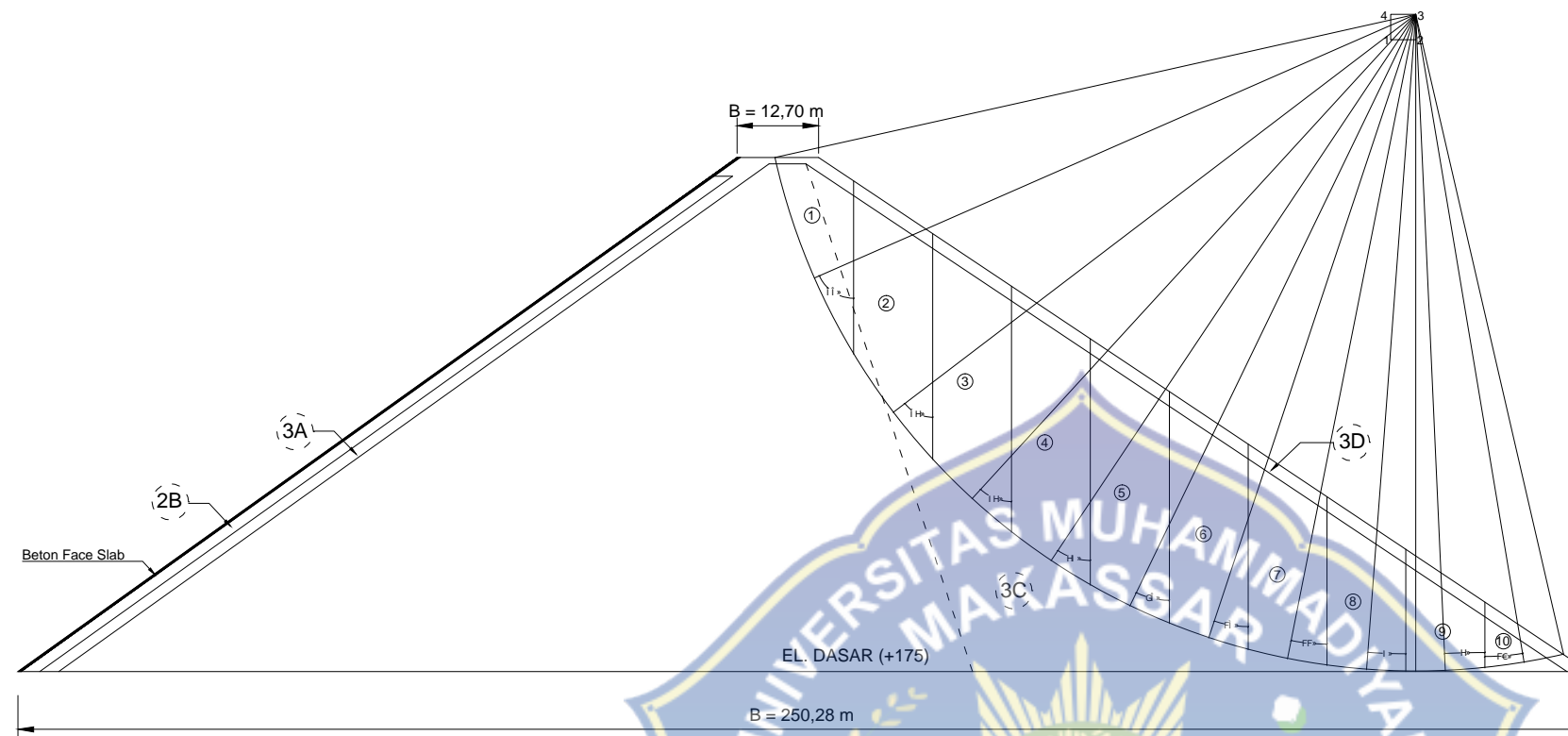
STABILITAS LERENG HILIR  
BENDUNGAN DALAM KONDISI KOSONG

SKALA GAMBAR :

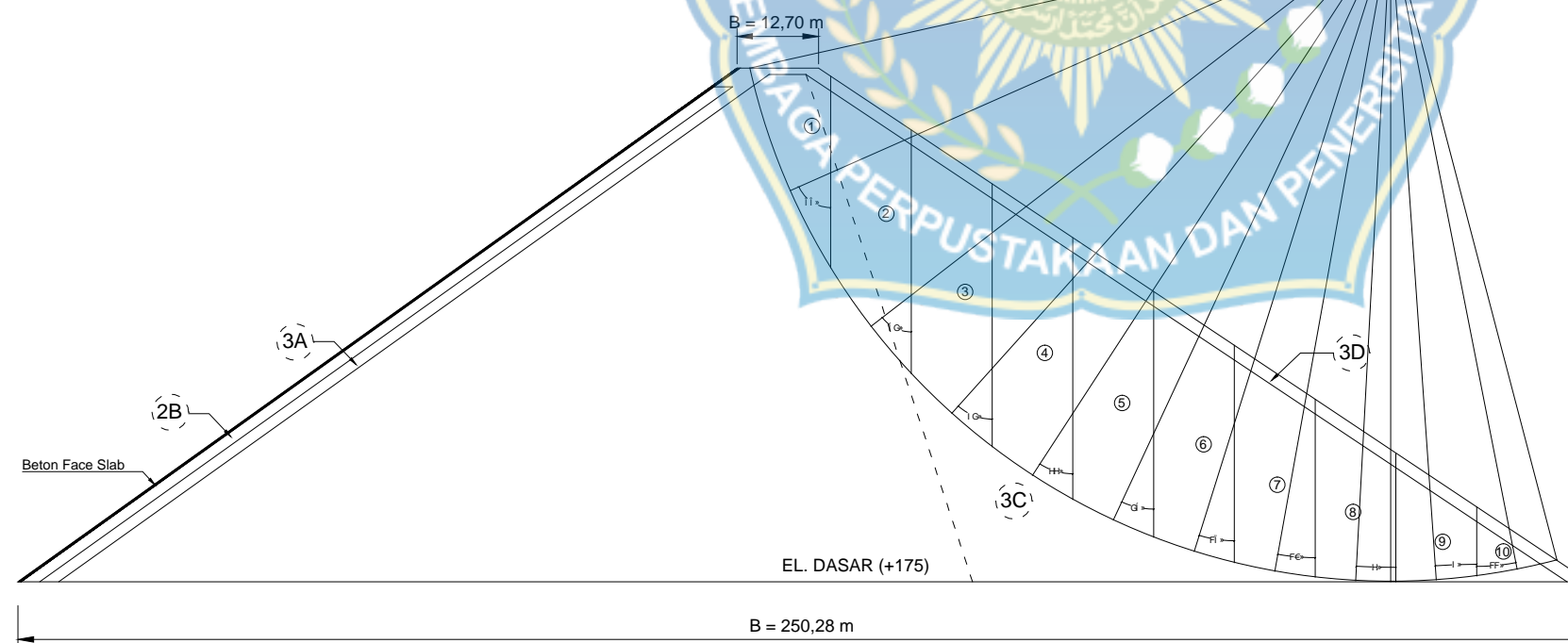
1 : 10

NO. GAMBAR :

11



Stabilitas Lereng Hilir Pada Saat Kondisi Kosong (Titik 3)



Stabilitas Lereng Hilir Pada Saat Kondisi Kosong (Titik 4)



PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

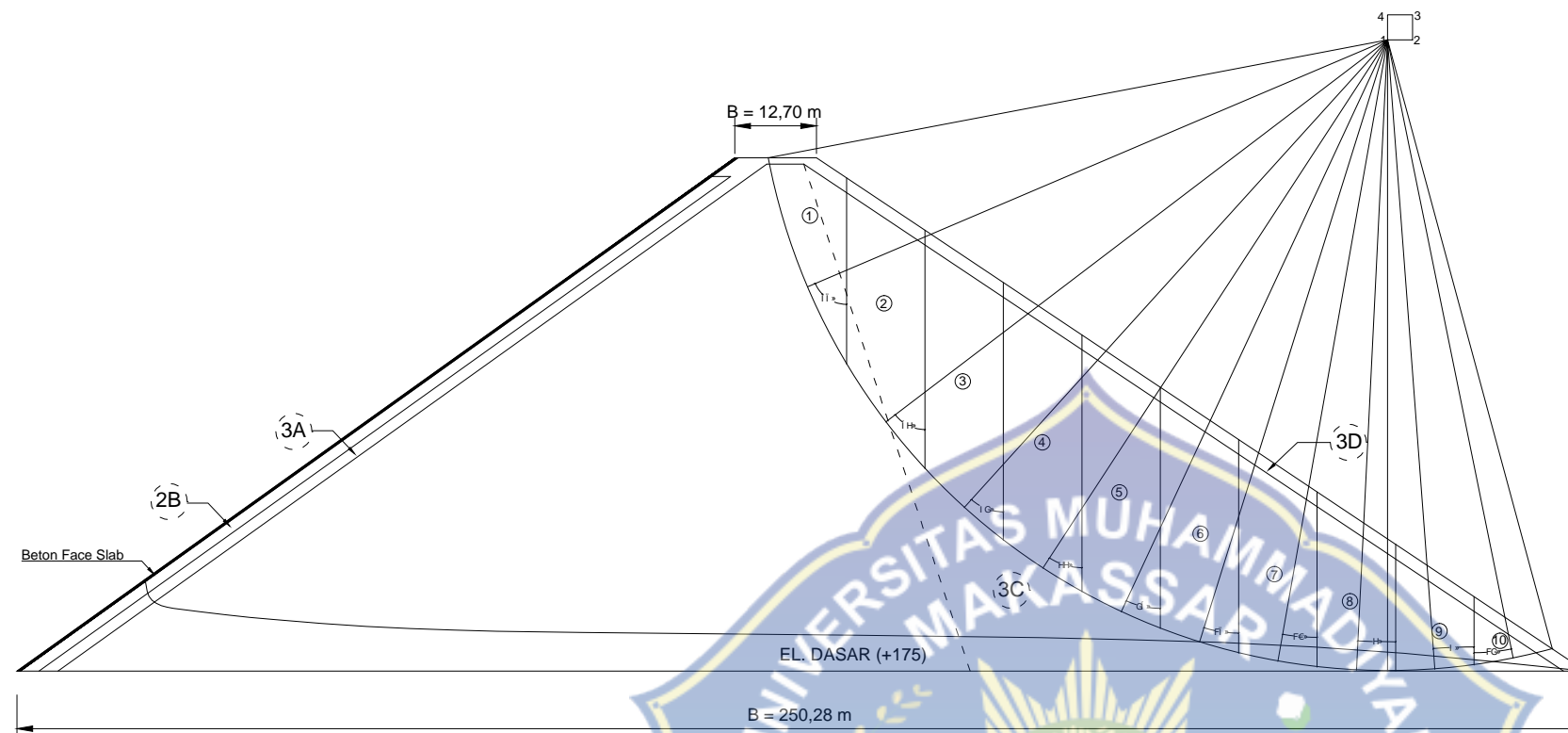
STABILITAS LERENG HILIR  
BENDUNGAN DALAM KONDISI BANJIR

SKALA GAMBAR :

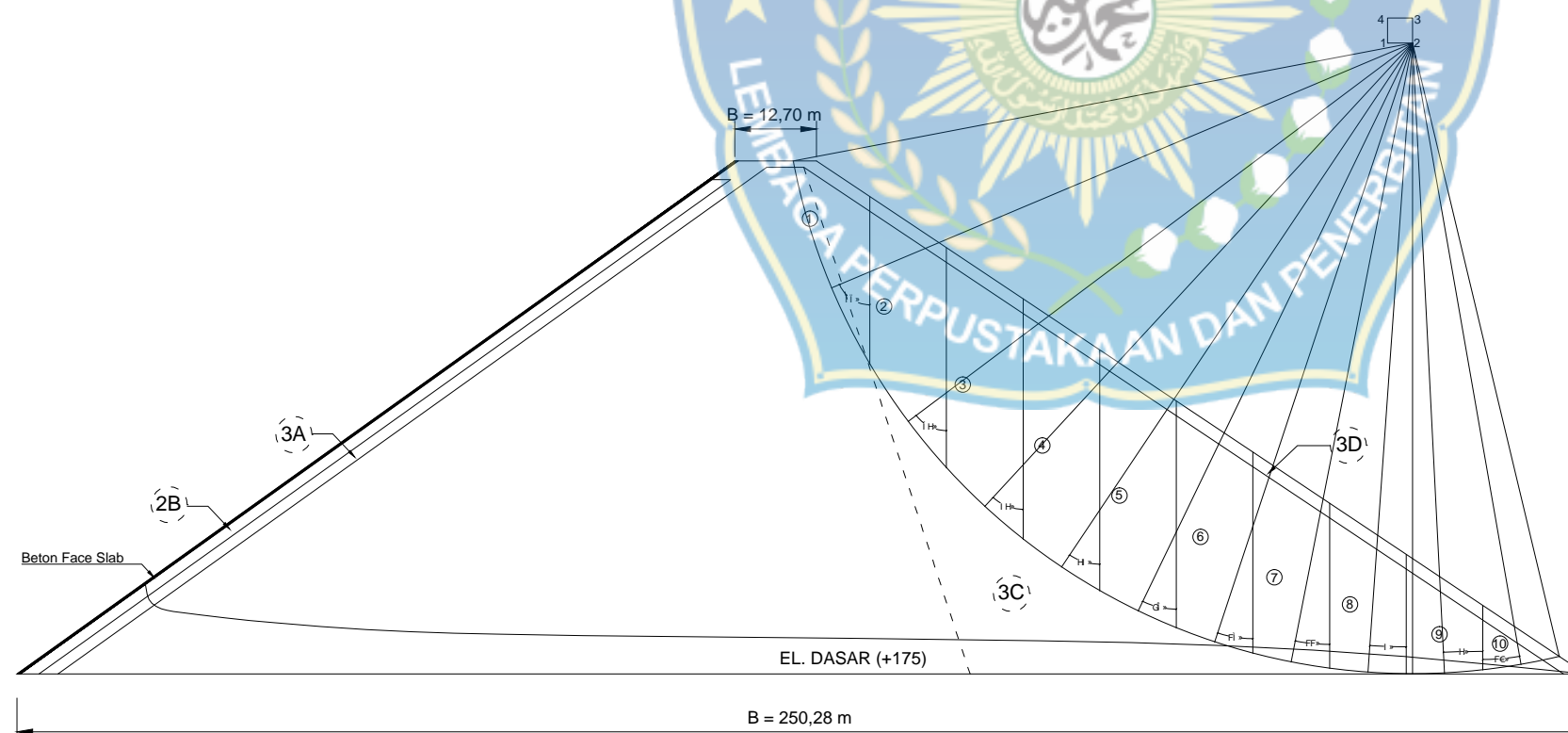
1 : 10

NO. GAMBAR :

12



Stabilitas Lereng Hilir Pada Saat Kondisi Muka Air Banjir (Titik 1)



Stabilitas Lereng Hilir Pada Saat Kondisi Muka Air Banjir (Titik 2)



PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

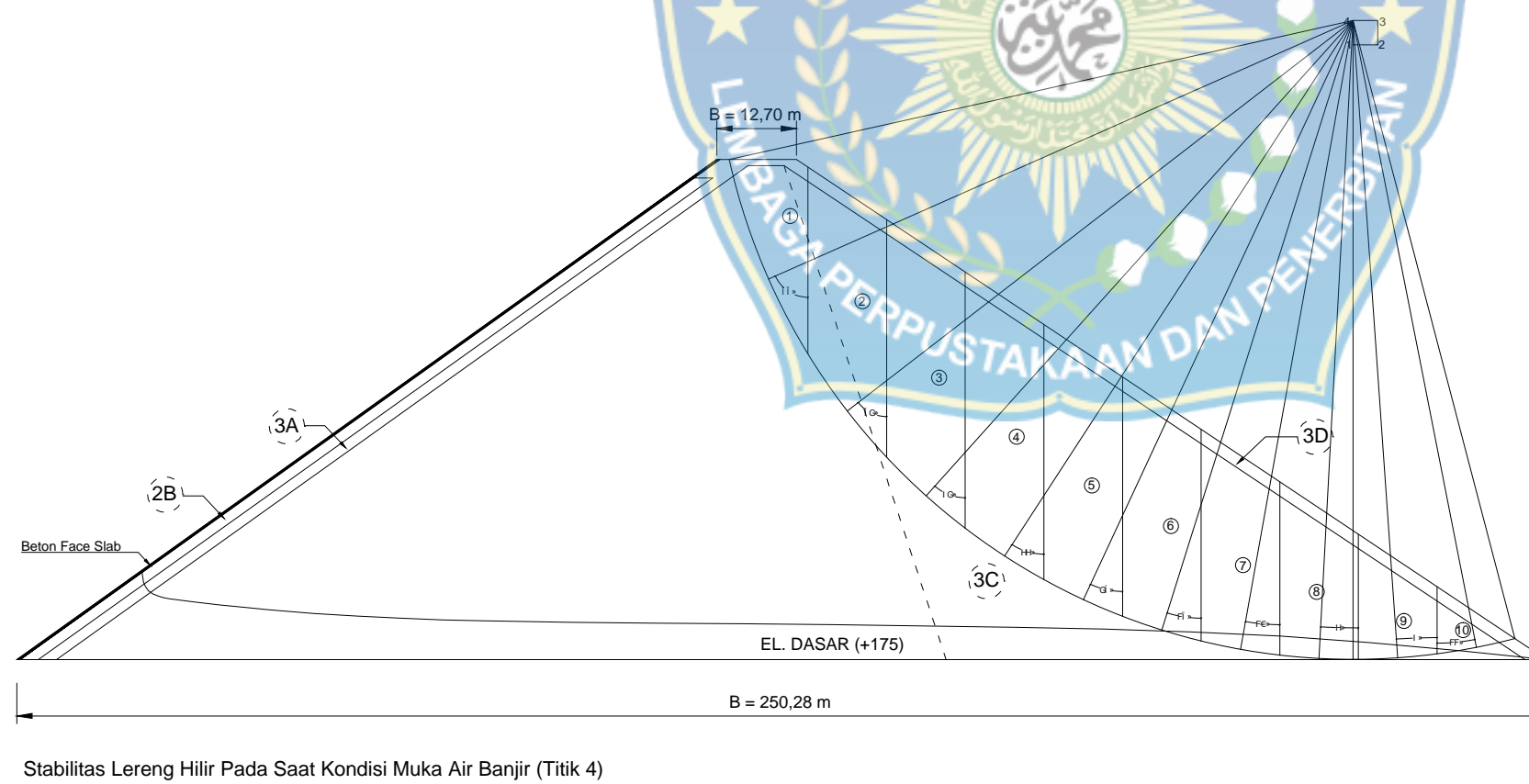
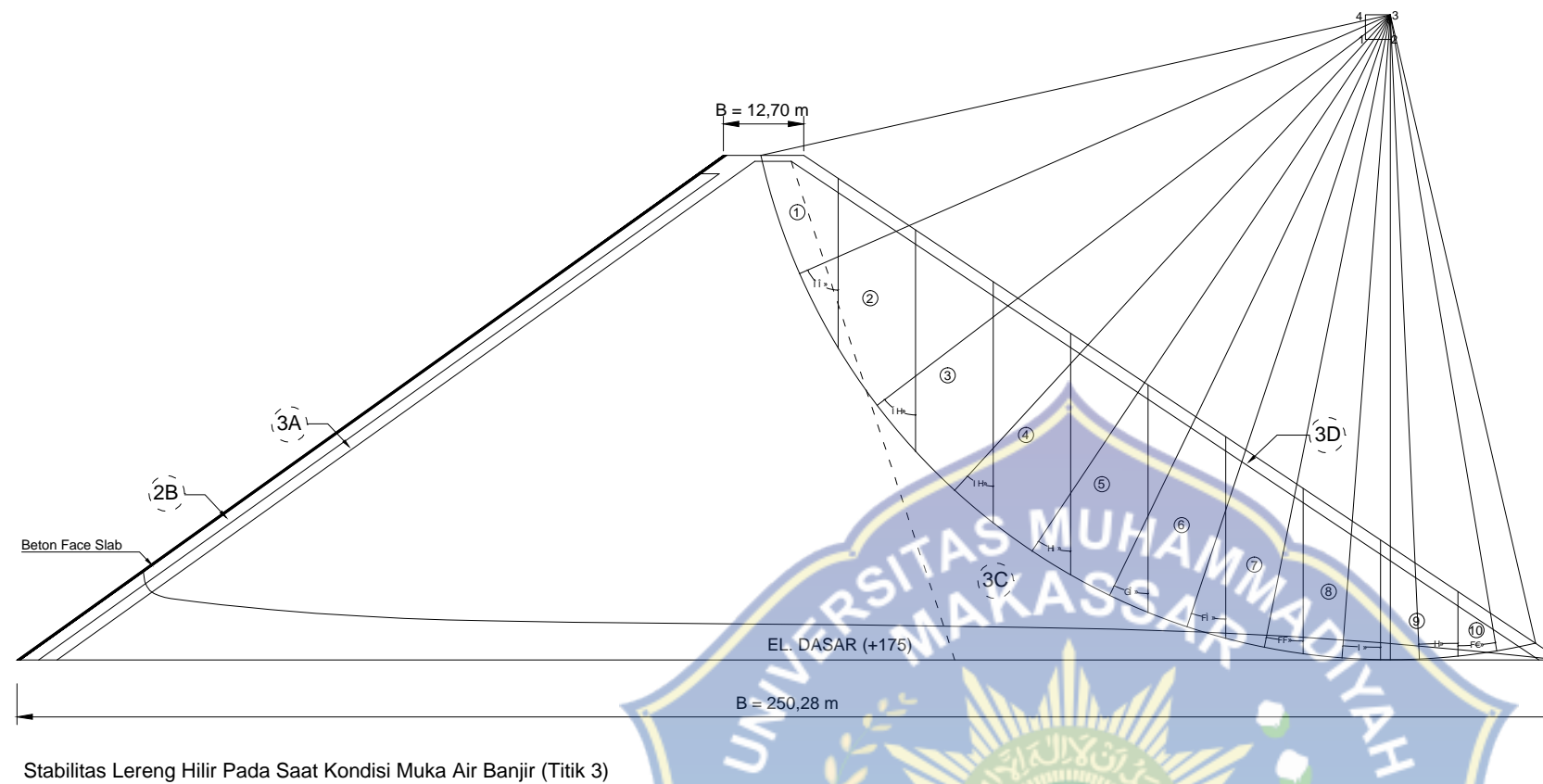
STABILITAS LERENG HILIR  
BENDUNGAN DALAM KONDISI BANJIR

SKALA GAMBAR :

1 : 10

NO. GAMBAR :

13





PRODI TEKNIK PENGAIRAN  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR  
Jalan Sultan Alauddin No. 259 Tlp (0411) 866972, Fax, (0411) 865588 Makassar 90221

JUDUL :

STUDI PERENCANAAN TEKNIS  
KONSTRUKSI TUBUH BENDUNGAN  
KARALLOE KAB. GOWA

NAMA MAHASISWA :

SIRAJUDDIN A  
105 81 1890 13

NAMA PEMBIMBING :

1. DR. Ir. H. Darwis Pangurriseng, M.Si.
2. DR. Ir. H. Abd. Rahim Nanda, M.T.

NAMA GAMBAR :

GARIS JARINGAN ALIRAN TRAYEKTORI

SKALA GAMBAR :

1 : 10

NO. GAMBAR :

14

