



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 146599

PEMILIHAN TIPE, DESAIN HIDROLIS DAN STABILITAS BANGUNAN *SPILLWAY* PADA BENDUNGAN LOGUNG KABUPATEN KUDUS JAWA TENGAH

RESZHA PAHLAVI ALI
NRP. 10111715000022

Dosen Pembimbing 1
Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

Dosen Pembimbing 2
M. HAFIIZH I, ST., MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA IV
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2018



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 146599

**PEMILIHAN TIPE, DESAIN HIDROLIS DAN
STABILITAS BANGUNAN *SPILLWAY* PADA
BENDUNGAN LOGUNG KABUPATEN KUDUS
JAWA TENGAH**

**RESZHA PAHLAVI ALI
NRP. 10111715000022**

**Dosen Pembimbing 1
Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002**

**Dosen Pembimbing 2
M. HAFIIZH I, ST., MT.
NIP. 19860212 201504 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2018**



FINAL PROJECT - RC 146599

SELECTION OF TYPE, HYDRAULIC DESIGN AND STABILITY OF SPILLWAY CONSTRUCTION ON LOGUNG DAM DISTRICT KUDUS CENTRAL JAVA

**RESZHA PAHLAVI ALI
NRP. 10111715000022**

**First Advisor
Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002**

**Second Advisor
M. HAFIIZH I, ST., MT.
NIP. 19860212 201504 1 001**

**DEPARTMENT OF INFRASTRUCTURE CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF VOCATION
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2018**

**LEMBAR PENGESAHAN
TUGAS AKHIR TERAPAN
PEMILIHAN TIPE, DESAIN HIDROLIS DAN
STABILITAS BANGUNAN *SPILLWAY* PADA
BENDUNGAN LOGUNG KABUPATEN KUDUS JAWA
TENGAH**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik Terapan
Pada
Konsentrasi Bangunan Air
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Program Studi Diploma IV
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Disusun Oleh :
Mahasiswa


RESZHA PAHLAVI ALI


NRP. 10111715000022


Desain Pembimbing

31 JUL 2018

Pembimbing I :

Pembimbing II :


DR. IR. KUNTJORO., MT.
NIP. 195806291987031002


M. HAPIZH I., ST., MT.
NIP. 198602122015041001



BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
 PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT LANJUT JENJANG
 TEKNIK SIPIL
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :
041523/IT2.VI.8.1/PP.05.02/2018

Tanggal : 17/07/2018

| | | | |
|----------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|---------------|
| Judul Tugas Akhir Terapan | Pemilihan Tipe, Desain Hidrolis dan Stabilitas Bangunan Spillway pada Bendungan Logung Kabupaten Kudus Jawa Tengah | | |
| Nama Mahasiswa | Reszha Pahlavi | NRP | 1,0111715e+13 |
| Dosen Pembimbing 1 | Dr. Ir. Kuntjoro, MT. NIP 19580629 198703 1 002 | Tanda tangan | |
| Dosen Pembimbing 2 | Muhammad Hafiih Imaaduddiin, ST., MT. NIP 19860212 201504 1 001 | Tanda tangan | |

| URAIAN REVISI | Dosen Penguji |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> - perbaiki abstrak blm cara hit. - dasar teor yg baik argument dan analisis di pgs. - cek hasil perhitungan fakta dit. & perit. | Dwi Indriyani, ST., MT. NIP 19810210 201404 2 001 |
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Rangka elvan' puncak spillway pada alternatif 3 tak sama dg AET 1 & 2. 2. check output alternatif 1 sebelum transisi, puncak dan kelan belakang. 3. check muka air di bagian down area kelandaan. | Ir. Ismail Sa'ud, M.MT. NIP 19600517 198903 1 002 |
| | - |
| | NIP - |
| | - |
| | NIP - |

| PERSETUJUAN HASIL REVISI | | | |
|------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|-----------------|-----------------|
| Dosen Penguji 1 | Dosen Penguji 2 | Dosen Penguji 3 | Dosen Penguji 4 |
| | | - | - |
| Dwi Indriyani, ST., MT. NIP 19810210 201404 2 001 | Ir. Ismail Sa'ud, M.MT. NIP 19600517 198903 1 002 | NIP - | NIP - |

| Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan | | Dosen Pembimbing 1 | Dosen Pembimbing 2 |
|--------------------------------------------------------------------------------|--|----------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| 27/10/18 | | | |
| | | Dr. Ir. Kuntjoro, MT. NIP 19580629 198703 1 002 | Muhammad Hafiih Imaaduddiin, ST., MT. NIP 19860212 201504 1 001 |



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 RESZHA PAHLAVI ALI 2
 NRP : 1 10111715 000022 2
 Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : Dr. Ir. KUNTJORO, MT

| No | Tanggal | Tugas / Materi yang dibahas | Tanda tangan | Keterangan | | |
|----|------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | 05-04-2018 | Or & Q ₁₅ , 50, 100 Routing di waktu Q ₁₅ , 50, 100. | <i>[Signature]</i> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 2 | 19-04-2018 | - Routing di waktu - Analisis Hidrolika dan penentuan tipe | <i>[Signature]</i> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 3 | 16/05/2018 | - Hidrografi routing - Fungsi Gates tipe - Analisis punggungan dan | <i>[Signature]</i> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 4 | 05/06/2018 | - Lengkapi gambar segi 4 di aralun - Penilaian alt atas dan dendrois - Penilaian atas dasar konsep Stabilitas / resiko kemarau | <i>[Signature]</i> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 5 | 07/06/18 | Perbaikan gambar | <i>[Signature]</i> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

Ket.
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

[Handwritten notes and signatures]
 Koll, mendafat silap
 Asistensi ditandatangani



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 RESZHA PAHLAVI ALF 2
NRP : 1 10111715000022 2
Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : Dr. Ir. KUNTJORO, MT

| No | Tanggal | Tugas / Materi yang dibahas | Tanda tangan | Keterangan | | |
|----|----------|--------------------------------------------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 6 | 29-06-18 | - Stabilitas spillway - Revisi arsiran gambar - Kesimpulan | | B | C | K |
| | | | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 7 | 03/07/18 | - Kembalikan Aft - Laporan Elemen No - Laporan - Buat Aft | | B | C | K |
| | | | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| | | | | B | C | K |
| | | | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| | | | | B | C | K |
| | | | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| | | | | B | C | K |
| | | | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

Ket. :
B = Lebih cepat dari jadwal
C = Sesuai dengan jadwal
K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1. RESZHA PAHLAVI ALI 2
 NRP : 1. 10111715000022 2
 Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : M. HAFIIZH. I., ST., MT.

| No | Tanggal | Tugas / Materi yang dibahas | Tanda tangan | Keterangan | | |
|----|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1. | 03-04-2018 | > Buatir rencana CAMA I > Melampirkan hitungan VH. > Jurnal tentang kurva tumpangz (referensi) | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 2. | 19-04-2018 | - Utk BAB halaman dibawah - Bayan BAB III - Rumus dan daftar pustaka. - Data proyek masuk daftar pustaka (179) | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 3. | 2-05-2018 | - Revisi halaman - Daftar pustaka tdk sesuai - 3 Tipe spillway dengan Kolam yang sama. | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| 4. | 6-06-2018 | - Arsiran grafik inf-outf - Revisi gambar memozozay keseluruhan. (cross & long) - Tabel perbandingan antar tipe - Revisi gambar detail z | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 RESZHA PAHLAVI ALI 2
 NRP : 1 10111715000022 2
 Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : M. HAFIL ZH. I, ST, MT

| No | Tanggal | Tugas / Materi yang dibahas | Tanda tangan | Keterangan | | |
|----|---------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | | Asistensi Presentasi : | | | | |
| | 3 Juli 2018 | a) kata " proyek diganti skali b) gambar diberi mata angin slide 9 c) kenapa Q25? legenda d) grafik Arencana? e) dasar teori perlihnyam hidrolis tampilkan. f) gambar kolam olak, rneh? g) gambar lengkap alternatif terpilih | | B | C | K |
| | | | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| | | | | | | |
| | | | | B | C | K |
| | | | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| | | | | | | |
| | | Revisi buku : | | B | C | K |
| | → 12 Juli '18 | hal 3 : gambar peta tkada mata angin + skala garis hal 85: Tabel formatnya → Heading hal 91: Q berapa yg dipakai hal III: Tabel selah | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| | | | | | | |
| | | BAB 4 : Kurang gambar kerjin desain | | | | |
| | | | meru cgeee meru gubal eksisting | B | C | K |
| | | | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| | | BAB 5 : Rumusan masalah ada 4, kenapa kesimpulan hanya 3? | | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| | | | | | | |

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

**PEMILIHAN TIPE, DESAIN HIDROLIS DAN
STABILITAS BANGUNAN *SPILLWAY* PADA
BENDUNGAN LOGUNG KABUPATEN KUDUS JAWA
TENGAH**

Nama Mahasiswa : Reszha Pahlavi Ali
NRP : 10111715000022
Jurusan : Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
FV ITS
Dosen Pembimbing 1 : Dr. Ir. Kuntjoro, MT.
NIP : 19580629 198703 1 002
Dosen Pembimbing 2 : M. Hafiizh I, ST., MT.
NIP : 19860212 201504 1 001

ABSTRAK

Banjir yang melanda wilayah Kabupaten Kudus akibat meluapnya Sungai Juana dan Sungai Logung (anak Sungai Juana) pada musim penghujan, namun sebaliknya pada waktu musim kemarau daerah ini juga mengalami kekeringan. Berdasarkan hal tersebut, maka Pemerintah melakukan upaya untuk mengatasi permasalahan tersebut yaitu dengan melakukan berbagai kegiatan Studi dan Perencanaan yang dimulai sejak tahun 1986 yaitu dengan membuat Bendungan Logung. Bendungan logung direncanakan memiliki daerah luas genangan sebesar 144,06 Ha dan kapasitas total sebesar 20.150.000 m³. Tampungan tersebut berada pada elevasi +89,10 kemudian elevasi tersebut menjadi elevasi mercu spillway.

Pada perencanaan hidrolis spillway akan dilakukan beberapa analisis sebelum kemudian didapatkan dimensi rencana. Langkah pertama melakukan analisis hidrologi dengan cara menghitung curah hujan maksimum rata-rata, kemudian menentukan metode analisis curah hujan rencana, melakukan uji distribusi frekuensi sehingga didapatkan curah hujan rencana. Kemudian dilakukan perhitungan hidrograf satuan sintetis (HSS)

Gama 1 untuk mendapatkan debit banjir jam-jaman. Selanjutnya membuat kurva tampungan (routing) untuk mengetahui debit inflow dan outflow sehingga diketahui debit banjir yang dikendalikan spillway. Kemudian Merencanakan jenis spillway, dimensi spillway, kolam peluncur, dan kolam olak atau peredam energi. Untuk mengetahui tinggi muka air pada setiap segmen dihitung dengan persamaan Bernoulli. Yang terakhir yaitu melakukan perhitungan stabilitas gaya geser, guling, dan ambles pada spillway tersebut.

Untuk merencanakan spillway harus melakukan analisis debit banjir rencana. Berdasarkan analisis perhitungan curah hujan rata-rata periode ulang 25 tahun (R_{25}) yaitu 195,369 mm kemudian dilakukan analisis debit banjir rencana periode ulang 25 tahun dengan metode HSS Gama 1 (Q_{25}) maka hasilnya 582,758 m³/detik. Tipe pelimpah yang direncanakan adalah pelimpah samping dengan lebar mercu 32,5 meter sedangkan lebar saluran transisi, peluncur, dan peredam energi adalah 12 meter. Dari hasil persamaan Bernoulli didapatkan tinggi muka air yang berbeda pada hilir peluncur yang menyebabkan panjang kolam olak juga berbeda.

Dalam perencanaan mercu spillway (pelimpah) pada bendungan direncanakan 3 desain alternatif yaitu tipe ogee, tipe bulat, dan ogee eksisting. Untuk perencanaan kolam olak digunakan kolam olak USBR tipe III. Kemudian dilakukan pemilihan tipe berdasarkan panjang kolam olak dan stabilitas spillway. Desain alternatif terpilih adalah desain alternatif ke-2 yaitu spillway tipe bulat dengan pertimbangan panjang kolam olak terpendek yaitu 40 meter serta desain tersebut stabil terhadap gaya-gaya yang bekerja.

Kata kunci : Spillway, Pelimpah, Bendungan, Logung, Kudus.

SELECTION OF TYPE, HYDRAULIC DESIGN AND STABILITY OF SPILLWAY CONSTRUCTION ON LOGUNG DAM DISTRICT KUDUS CENTRAL JAVA

Nama Mahasiswa : Reszha Pahlavi Ali
NRP : 10111715000022
Jurusan : Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
FV ITS
First Advisor : Dr. Ir. Kuntjoro, MT.
NIP : 19580629 198703 1 002
Second Advisor : M. Hafiizh I., ST., MT.
NIP : 19860212 201504 1 001

ABSTRACT

The flood that hit Kudus area due to overflowing of Juana River and Logung River (Juana River) in the rainy season, but on the contrary during the dry season this area also experiencing drought. Based on this, the Government made efforts to overcome these problems is to conduct various activities of Study and Planning which started in 1986 by making Dam Logung. The logging dam is planned to have a large area of inundation of 144.06 Ha and a total capacity of 20,150,000 m³. The count is located at +89,10 elevation then the elevation becomes the elevation of the spillway.

In the spillway hydraulic planning will be done some analysis before then got the plan dimension. The first step of conducting hydrological analysis is by calculating the average maximum rainfall, then determining the method of rainfall analysis of the plan, conducting the frequency distribution test to obtain the rainfall plan. Then do the calculation of synthetic unit hydrograph (HSS) Gama 1 to get flood discharge hourly. Next make the curve of the (routing) to know the inflow and outflow debit so that known spillway-controlled flooding flood. Then Plan the spillway type, spilway dimension, launcher pool, and ojek pool or energy

damper. To know the water level on each segment is calculated by the Bernoulli equation. The latter is to calculate the stability of shear forces, bolsters, and collapse on the spillway.

Spillway's planning should do the flood discharge planning analysis. Based on the analysis of rainfall calculation, the average 25 year return period (R25) is 195,369 mm and then analyzed the flood discharge of 25 year return period with HSS Gama 1 (Q25) method, the result is 582,758 m³ / sec. The planned spill type is the side spill with a width of 32.5 meters, while the transition channel width, the launcher, and the energy damper are 12 meters. From the results of the Bernoulli equation obtained different water levels on the downstream of the launcher which causes the length of the pond is also different olah.

In planning the spillway on the dam is planned 3 alternative designs are ogee type, round type, and ogee existing. For stilling bassin planning is used USBR type III. Then the selection of the type based on the length of the stilling bassin and stability spillway. The chosen alternative design is the 2nd alternative design that is spillway type round with consideration of long length of the shortest pond which is 40 meters and the design is stable to the working forces.

Keyword : Spillway, Dam, Logung, Kudus.

KATA PENGANTAR

Assalamualaikum wr. wb.

Puji syukur kami panjatkan kepada kehadiran Allah SWT karena berkat rahmat, taufiq, dan hidayah-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan dengan judul “Pemilihan Tipe, Desain Hidrolis dan Stabilitas Bangunan Spillway Pada Bendungan Logung Kabupaten Kudus Jawa Tengah”. Tugas Akhir Terapan ini merupakan salah satu syarat kelulusan bagi seluruh mahasiswa dalam menempuh pendidikan pada Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi ITS.

Dalam proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini penulis mendapatkan bimbingan, bantuan, serta dukungan dari berbagai pihak. Oleh karena itu penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Dr. Machsus, ST., MT. selaku Kepala Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV ITS,
2. Bapak Dr. Ir. Kuntjoro, MT. selaku dosen pembimbing utama Tugas Akhir Terapan,
3. Bapak M. Hafiih L., ST., MT. selaku dosen pembimbing kedua Tugas Akhir Terapan,
4. Bapak/Ibu Dosen, dan seluruh Staf Karyawan Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, Fakultas Vokasi ITS Surabaya yang telah membantu dalam proses pengerjaan tugas akhir ini.
5. Kedua orang tua saya, saudara-saudara saya, yang selalu memberikan motivasi dan doa.
6. Rekan-rekan Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, Fakultas Vokasi ITS, serta semua pihak yang membantu dalam menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini, yang mana kami tidak dapat sebutkan satu persatu.

Dalam penulisan Tugas Akhir Terapan ini masih terdapat banyak kekurangan. Oleh karena itu, kami mengharapkan adanya

kritik dan saran yang membangun demi terciptanya hasil yang lebih baik.

Surabaya, 30 Juli 2018

Penulis

DAFTAR ISI

| | |
|------------------------------------------------------------|-------|
| LEMBAR PENGESAHAN..... | iii |
| ABSTRAK | iv |
| KATA PENGANTAR..... | viii |
| DAFTAR ISI..... | x |
| DAFTAR GAMBAR | xiv |
| DAFTAR TABEL | xviii |
| BAB I PENDAHULUAN | 1 |
| 1.1 Latar Belakang..... | 1 |
| 1.2 Rumusan Masalah..... | 2 |
| 1.3 Tujuan | 2 |
| 1.4 Batasan Masalah | 2 |
| 1.5 Lokasi Studi | 3 |
| BAB II TINJAUAN PUSTAKA..... | 5 |
| 2.1 Data, Denah, dan <i>Siteplan</i> Lokasi Studi | 5 |
| 2.1.1 Data Administrasi..... | 5 |
| 2.1.2 Data administrasi | 6 |
| 2.2 Analisis Hidrologi..... | 9 |
| 2.2.1 Menghitung Tinggi Hujan Rata-Rata | 10 |
| 2.2.2 Parameter Statistika..... | 12 |
| 2.2.3 Menghitung tinggi hujan rencana..... | 14 |
| 2.2.4 Uji Kecocokan Distribusi | 19 |
| 2.2.5 Koefisien Pengaliran | 23 |
| 2.2.6 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata Selama t Jam... | 25 |
| 2.2.7 Perhitungan Curah Hujan Efektif | 25 |
| 2.3 Analisis Debit Banjir Rencana..... | 25 |

| | | |
|---------------------------------|--------------------------------------------------------------|-----------|
| 2.4 | Tipe dan karakteristik spillway | 28 |
| 2.4.1 | Spillway mercu bulat | 31 |
| 2.4.2 | Spillway Tipe Ogee | 35 |
| 2.5 | Perencanaan Dimensi Hidrolis <i>Spillway</i> (Pelimpah)..... | 40 |
| 2.5.1 | Saluran Pengarah Aliran..... | 40 |
| 2.5.2 | Saluran pengatur aliran..... | 41 |
| 2.5.3 | Saluran peluncur..... | 44 |
| 2.5.4 | Peredam Energi | 46 |
| 2.6 | Analisis Stabilitas dengan cara manual | 53 |
| BAB III METODOLOGI | | 55 |
| 3.1 | Survey Pendahuluan | 55 |
| 3.2 | Pengumpulan Data..... | 55 |
| 3.3 | Studi Literatur | 56 |
| 3.4 | Konsep dan Analisis | 56 |
| 3.5 | Diagram alir (<i>flowchart</i>) | 58 |
| BAB IV | | 61 |
| ANALISIS DATA..... | | 61 |
| 4.1 | Analisis Hidrologi..... | 61 |
| 4.1.1 | Analisis Data Hujan | 61 |
| 4.1.2 | Parameter Statistik (Pengukuran Dispersi) | 62 |
| 4.1.3 | Analisis Jenis Sebaran | 65 |
| 4.1.3.1 | Metode Gumbel..... | 65 |
| 4.1.3.2 | Metode Log Pearson Tipe III | 66 |
| 4.1.3.3 | Metode Log Normal | 69 |
| 4.1.3.4 | Metode Normal | 70 |

| | | |
|---------|--------------------------------------------------|-----|
| 4.1.3.5 | Rekapitulasi Akhir..... | 70 |
| 4.1.4 | Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi..... | 72 |
| 4.1.4.1 | Uji Chi Kuadrat | 72 |
| 4.1.4.2 | Uji Smirnov - Kolmogorov | 73 |
| 4.1.5 | Debit Banjir Rencana..... | 76 |
| 4.1.5.1 | Koefisien Pengaliran | 76 |
| 4.1.5.2 | Distribusi Hujan Jam-Jaman | 77 |
| 4.1.5.3 | Hidrograf Gama 1..... | 82 |
| 4.2 | Analisis Tampungan | 93 |
| 4.2.1 | Tampungan Mati (<i>Dead Storage</i>)..... | 97 |
| 4.2.2 | Tampungan Efektif | 97 |
| 4.2.3 | Kapasitas Tampungan Waduk | 97 |
| 4.2.4 | Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>)..... | 100 |
| 4.3 | Analisis Hidraulika Spillway | 103 |
| 4.3.1 | Spillway Tipe Ogee | 103 |
| 4.3.1.1 | Saluran Pengarah Aliran..... | 105 |
| 4.3.1.2 | Permukaan Mercu Spillway Tipe Ogee..... | 105 |
| 4.3.1.3 | Perhitungan Hidrolis Mercu | 109 |
| 4.3.1.4 | Saluran Peluncur | 111 |
| 4.3.1.5 | Saluran Peredam Energi | 116 |
| 4.3.2 | Spillway Tipe Mercu Bulat..... | 119 |
| 4.3.2.1 | Saluran Pengarah Aliran..... | 121 |
| 4.3.2.2 | Permukaan Mercu Spillway Tipe Bulat | 122 |
| 4.3.2.3 | Perhitungan Hidrolis Mercu | 122 |
| 4.3.2.4 | Saluran Peluncur | 124 |

| | | |
|------------------------|----------------------------------------------|-----|
| 4.3.2.5 | Saluran Peredam Energi | 129 |
| 4.3.3 | Spillway Eksisting Tipe Ogee..... | 133 |
| 4.3.3.1 | Perhitungan Hidrolis Mercu | 134 |
| 4.3.3.2 | Saluran Peluncur | 136 |
| 4.3.3.3 | Saluran Peredam Energi | 141 |
| 4.4 | Analisis Stabilitas Spillway | 145 |
| 4.4.1 | Stabilitas Spillway Tipe Ogee..... | 146 |
| 4.4.2 | Stabilitas Spillway Tipe Bulat | 154 |
| 4.4.3 | Stabilitas Spillway Eksisting Tipe Ogee..... | 162 |
| 4.5 | Pemilihan Desain Alternatif Spillway | 171 |
| BAB V KESIMPULAN | | 173 |
| 5.1 | Kesimpulan | 173 |
| DAFTAR PUSTAKA..... | | 175 |
| BIODATA PENULIS..... | | 177 |

DAFTAR GAMBAR

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Gambar 1.1 Lokasi proyek | 3 |
| Gambar 1.2 Denah lokasi (site plan) proyek | 4 |
| Gambar 2.1 Polygon Thiessen | 12 |
| Gambar 2.3 Sketsa DAS HSS Gama 1 | 27 |
| Gambar 2.4 Kurva Hidrograf satuan sintetis Gama 1 | 27 |
| Gambar 2.5 Lebar efektif mercu | 29 |
| Gambar 2.6 Bentuk-bentuk mercu | 31 |
| Gambar 2.7 Tekanan pada spillway bentuk bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r | 32 |
| Gambar 2.8 Spillway mercu bulat..... | 32 |
| Gambar 2.9 Harga-harga koefisien C_0 untuk spillway ambang bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r | 33 |
| Gambar 2.10 Koefisien C_1 sebagai fungsi perbandingan P/H_1 | 34 |
| Gambar 2.11 Harga-harga koefisien C_2 untuk bendung mercu tipe Ogee dengan muka hulu melengkung (menurut USBR, 1960) ... | 34 |
| Gambar 2.12 Faktor pengurangan aliran tenggelam sebagai fungsi H_2/H_1 | 35 |
| Gambar 2.13 Bentuk-bentuk spillway mercu Ogee | 37 |
| Gambar 2.14 Faktor koreksi untuk selain tinggi energi rencana pada bendung mercu Ogee | 37 |
| Gambar 2.15 Faktor pengurangan aliran tenggelam sebagai fungsi p_2/H_1 dan H_2/H_1 | 38 |
| Gambar 2.16 Harga-harga C_v sebagai fungsi perbandingan luas untuk bagian pengontrol segi empat..... | 39 |
| Gambar 2.17 Potongan hulu dan tampak depan pengontrol..... | 39 |
| Gambar 2.17 Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada spillway..... | 41 |
| Gambar 2.20 Koefisien limpahan dari berbagai tipe bendung (yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah) | 42 |
| Gambar 2.21 Skema aliran air melintasi sebuah bendung | 44 |
| Gambar 2.22 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur..... | 45 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Gambar 2.21 Bagian berbentuk terompet dari saluran peluncur pada bangunan pelimpah. | 46 |
| Gambar 2.24 Diagram untuk memperkirakan tipe bangunan yang akan digunakan untuk perencanaan detail | 48 |
| Gambar 2.25 Kolam olak datar tipe 1 | 49 |
| Gambar 2.26 Kolam olak datar tipe 2 | 50 |
| Gambar 2.25 Kolam olak datar tipe 3 | 51 |
| Gambar 2.28 Kolam olak datar tipe 4 | 52 |
| Gambar 4.1 Tc elevasi muka air banjir maksimum QPMF | 78 |
| Gambar 4.2 Grafik unit hidrograf Gama 1 | 85 |
| Gambar 4.3 Grafik hidrograf satuan sintetik Gama 1 Q25, Q50, Q100 | 92 |
| Gambar 4.4 Grafik kurva tampungan dan luas genangan | 96 |
| Gambar 4.5 Grafik Lengkung kapasitas waduk | 99 |
| Gambar 4.6 Grafik penelusuran banjir (flood routing) | 102 |
| Gambar 4.7 Saluran pengarah aliran | 105 |
| Gambar 4.8 Grafik lengkung mercu pelimpah tipe ogee..... | 108 |
| Gambar 4.9 Ilustrasi aliran pada mercu pelimpah..... | 109 |
| Gambar 4.10 Saluran peluncur B-C spillway tipe ogee | 112 |
| Gambar 4.11 Saluran peluncur C-D spillway tipe ogee | 114 |
| Gambar 4.12 Kolam USBR tipe III pelimpah ogee | 116 |
| Gambar 4.13 Grafik kolam olak USBR tipe III | 117 |
| Gambar 4.14 Grafik penentuan gigi benturan dan ambang hilir kolam olak | 118 |
| Gambar 4.15 Mercu spilway tipe bulat | 122 |
| Gambar 4.16 Ilustrasi aliran pada mercu pelimpah bulat..... | 122 |
| Gambar 4.17 Saluran peluncur spillway tipe bulat | 125 |
| Gambar 4.18 Saluran peluncur C-D spillway tipe bulat..... | 127 |
| Gambar 4.19 Kolam USBR tipe III pelimpah bulat | 130 |
| Gambar 4.20 Grafik kolam olak USBR tipe III | 131 |
| Gambar 4.21 Grafik penentuan gigi benturan dan ambang hilir kolam olak | 132 |
| Gambar 4.22 Ilustrasi aliran pada mercu pelimpah..... | 134 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Gambar 4.23 Saluran peluncur B-C spillway eksisting tipe ogee | 137 |
| Gambar 4.24 Saluran peluncur C-D spillway eksisting tipe ogee | 139 |
| Gambar 4.25 Kolam USBR tipe III pelimpah ogee | 142 |
| Gambar 4.26 Grafik kolam olak USBR tipe III | 143 |
| Gambar 4.27 Grafik penentuan gigi benturan dan ambang hilir kolam olak | 144 |
| Gambar 4.28 Diagram tegangan tanah spillway tipe ogee | 149 |
| Gambar 4.29 Segmen spillway tipe ogee | 151 |
| Gambar 4.30 Diagram tegangan tanah spillway tipe bulat..... | 157 |
| Gambar 4.31 Segmen spillway tipe bulat..... | 159 |
| Gambar 4.32 Diagram tegangan tanah spillway eksisting tipe ogee | 165 |
| Gambar 4.33 Segmen spillway eksisting tipe ogee | 168 |

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabel 2.1 Parameter untuk menentukan cara yang tepat untuk mencari tinggi hujan rata-rata..... | 11 |
| Tabel 2.2 Parameter statistik yang menentukan distribusi | 14 |
| Tabel 2.3 <i>Reduced Mean</i> (Y_n) | 15 |
| Tabel 2.4 <i>Reduced standard deviation</i> (S_n) | 16 |
| Tabel 2.5 Nilai K distribusi Log Pearson III | 18 |
| Tabel 2.6 Variabel Reduksi Gauss | 20 |
| Tabel 2.7 Nilai Chi-Kuadrat | 20 |
| Tabel 2.8 Nilai D_0 untuk uji kecocokan smirnov-kolmogorov ... | 22 |
| Tabel 2.9 Koefisien aliran C..... | 24 |
| Tabel 2.10 Harga-harga koefisien kontraksi | 30 |
| Tabel 2.11 Harga-harga K dan n | 36 |
| Tabel 4.1 Hujan maksimum harian DAS Logung | 61 |
| Tabel 4.2 Perhitungan parameter statistik | 62 |
| Tabel 4.3 Distribusi Sebaran Metode Gumbel | 66 |
| Tabel 4.4 Distribusi Sebaran Metode Log Pearson Tipe III : | 67 |
| Tabel 4.5 Distribusi sebaran Log Pearson Tipe III..... | 69 |
| Tabel 4.6 Distribusi sebaran Log Normal | 69 |
| Tabel 4.7 Distribusi Sebaran Metode Normal | 70 |
| Tabel 4.8 Rekapitulasi curah hujan rencana..... | 70 |
| Tabel 4.9 Parameter Pengujian Distribusi Frekuensi | 71 |
| Tabel 4.10 Uji kesesuaian distribusi dengan Chi Kuadrat..... | 73 |
| Tabel 4.11 Uji kesesuaian sebaran Smirnov-Kolmogorov | 74 |
| Tabel 4.12 Koefisien tata guna lahan | 77 |
| Tabel 4.13 Distribusi hujan 6 jam | 78 |
| Tabel 4.14 Distribusi hujan jam-jaman | 79 |
| Tabel 4.15 Rata-rata hujan pada jam ke-t..... | 81 |
| Tabel 4.16 Tinggi curah hujan efektif | 82 |
| Tabel 4.17 Parameter hidrgraf Gama 1 | 82 |
| Tabel 4.18 Parameter grafik hidrograf Gama 1 | 84 |
| Tabel 4.19 Perhitungan ordinat hidrograf Gama 1 periode 25 tahunan | 86 |
| Tabel 4.20 Perhitungan ordinat hidrograf Gama 1 periode 50 tahunan | 88 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabel 4.21 Perhitungan ordinat hidrograf Gama 1 periode 100 tahunan | 90 |
| Tabel 4.22 Hubungan elevasi muka air dan tampungan..... | 94 |
| Tabel 4.23 Penelusuran banjir periode ulang 25 tahun | 101 |
| Tabel 4.24 Perhitungan lengkung hilir pelimpah | 106 |
| Tabel 4.25 Perhitungan momen spillway tipe ogee..... | 152 |
| Tabel 4.26 Nilai faktor kapasitas daya dukung terzaghi | 153 |
| Tabel 4.27 Perhitungan momen spillway tipe bulat | 160 |
| Tabel 4.28 Nilai faktor kapasitas daya dukung terzaghi | 161 |
| Tabel 4.29 Perhitungan momen spillway eksisting tipe ogee ... | 169 |
| Tabel 4.28 Nilai faktor kapasitas daya dukung terzaghi | 170 |

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Proyek pembangunan Bendungan Logung merupakan proyek milik Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) melalui Balai Besar Wilayah Sungai (BBWS) Pemali Juana. Pembangunan Bendungan Logung yang terletak di Kabupaten Kudus, mulai dikerjakan pada tahun 2015 dan ditargetkan selesai pada tahun 2018. Konstruksi dilakukan oleh PT. Wijaya Karya dan PT. Nindya Karya, Kerja Sama Operasi (KSO) dengan anggaran Rp 604 miliar.

Bendungan ini bermanfaat untuk menampung air sekitar 20,15 juta meter kubik, menambah luasan sawah yang diairi dari semula 2.200 Ha menjadi 5.355 Ha. Bendungan Logung juga direncanakan untuk memenuhi kebutuhan air baku untuk masyarakat dan industri sebesar 200 liter/detik bagi 130.909 jiwa yang tinggal di Kota Kudus dan sekitarnya, serta mengurangi banjir.

Spillway atau disebut dengan pelimpah adalah suatu bangunan air yang merupakan satu bagian komponen suatu bendungan beserta instalasinya yang berfungsi untuk mengalirkan debit banjir yang masuk kedalam bendungan agar tidak membahayakan keamanan bendungan terhadap pelimpasan (*overtopping*) dan gerusan di hilir bendungan. Dimana dimensinya ditentukan berdasarkan kapasitas bendungan dengan memperhitungkan debit banjir yang akan melimpas melalui bangunan tersebut.

Spillway (pelimpah) ini merupakan komponen yang sangat penting dari setiap proyek bendungan. Oleh karena itu tugas akhir ini akan membahas tentang perencanaan pemilihan tipe spillway (pelimpah) tersebut. Sehingga bendungan tersebut dapat mengendalikan banjir dan mampu memenuhi kebutuhan air baku penduduk sekitar. Dalam perencanaan *spillway* (pelimpah) eksisting dan rencana pada bendungan terdapat beberapa aspek

yang perlu diperhatikan dan dipertimbangkan antara lain, kapasitas waduk, debit yang dikendalikan, kekuatan dan kestabilan konstruksi, efisiensi, dan ketepatangunaan serta perencanaan yang sesuai dengan standar teknis yang berlaku.

1.2 Rumusan Masalah

Debit air sungai yang lebih akan ditampung pada waduk dan sisanya akan dialirkan melalui pelimpah (*spillway*). Berikut beberapa masalah :

1. Bagaimana analisis perhitungan debit banjir rencana dan volume tampungan.
2. Bagaimana desain rencana dimensi *spillway* pada bendungan.
3. Bagaimana menghitung kestabilan bangunan pelimpah terhadap gaya-gaya yang bekerja.
4. Bagaimana analisis pemilihan tipe *spillway*.

1.3 Tujuan

Adapun tujuan dari perencanaan bangunan pelimpah (*spillway*) ini adalah :

1. Menganalisis debit banjir rencana dan menghitung volume tampungan.
2. Mendesain dimensi hidrolis *spillway*.
3. Melakukan analisis stabilitas terhadap gaya-gaya yang bekerja.
4. Melakukan evaluasi keuntungan dan kelemahan tipe-tipe *spillway*.

1.4 Batasan Masalah

Tugas akhir perencanaan bangunan pelimpah (*spillway*) ini dibatasi pada :

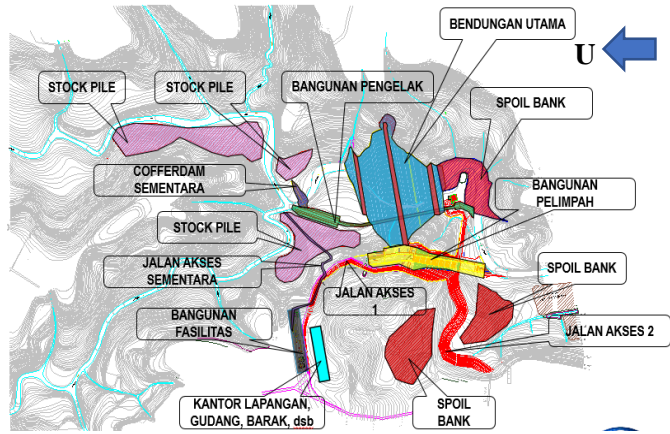
1. Hanya menggunakan data sekunder yang berasal dari konsultan perencana.
2. Tidak menganalisis perencanaan main dam.
3. Tidak melakukan analisis Rencana Anggaran Biaya (RAB).

1.5 Lokasi Studi

Lokasi studi adalah pada hilir pertemuan Sungai Logung dengan Sungai Gajah di Dukuh Slalang, Desa Tanjungrejo Kecamatan Jekulo dengan posisi $110^{\circ}55'20,27''$ BT dan $06^{\circ}45'28,38''$ LS. Sedangkan daerah genangan masuk Wilayah Dukuh Sintru, Desa Kandang Mas, Kecamatan Dawe dan Dukuh Slalang Desa Tanjungrejo, Kecamatan Jekulo yang kesemuanya masuk dalam Wilayah Kabupaten Kudus.



Gambar 1.1 Lokasi studi



Gambar 1.2 Denah lokasi (site plan) proyek

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Kondisi perencanaan adalah perencanaan atau pekerjaan yang sudah dilakukan sebelumnya yang berkaitan dengan topik studi. Berikut beberapa pekerjaan yang dilakukan pada proyek Bendungan Logung :

2.1 Data, Denah, dan Siteplan Lokasi Studi

2.1.1 Data Administrasi

| | | |
|-------------------|---|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Proyek | : | Pembangunan Bendungan Logung Kudus |
| Lokasi Proyek | : | Dukuh Slalang Desa Tanjungrejo Kecamatan Jekulo dan Dukuh Sintru Desa Kandangmas Kecamatan Dawe Kabupaten Kudus, Jawa Tengah. |
| Pemilik Pekerjaan | : | Kementrian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Balai Besar Wilayah Sungai Pemali Juana |
| Kontraktor | : | KSO, PT Wijaya Karya (Persero) PT. Nindya Karya (Persero) |
| Konsultan | : | KSO, PT Virama Karya (Persero) PT Caturbina Guna Persada PT Global Parasindo Jaya |
| Nomor Kontrak | : | KU.03.01/Ao.5.2/01/2014 |
| Jenis Pekerjaan | : | Pembangunan Bendungan |
| Waktu Pelaksanaan | : | 1460 hari kalender (4 tahun), masa pelaksanaan 19 Desember 2014 – 18 desember 2018 |
| Masa Pemeliharaan | : | 365 hari (1 tahun). |
| Nilai Kontrak | : | Rp 584.936.972.000,00- |
| Sumber Dana | : | APBN tahun jamk 2014 s/d 2018 |

2.1.2 Data administrasi

Data teknis Bendungan Logung kudu adalah sebagai berikut :

- **Sungai**
Sungai Logung dan Sungai Gajah
- **Hidrologi**
 - a. Luas Daerah Pengaliran Sungai : 43,81 km²
 - b. Curah Hujan Rerata Tahunan : 2.205 mm
- **Tampungan Waduk**
 - a. Elevasi Muka Air Banjir PMF (MAB) : El. 92,78 m
 - b. Elevasi Muka Air Normal (MAN) : El. 88,50 m
 - c. Tampungan Normal : 20,150,000 m³
 - d. Luas Genangan : 144,06 ha
 - e. Elevasi Muka Air Rendah (MAR) : El. 74,00 m
 - f. Tampungan Mati : 6,430,000 m³
 - g. Tampungan Efekif : 13,720,000 m³
- **Coffer Dam**
 - a. Tipe : Urugan Tanah Random dengan Inti Miring
 - b. Elevasi puncak : El. 58,00 m
- **Bendungan Utama**
 - a. Tipe : Urugan Tanah Random dengan inti tegak
 - b. Elevasi puncak : El. 94.00 m
 - c. Panjang bendungan : 350,00 m
 - d. Tinggi bendungan : 61,00 m (dari dasar galian pondasi)
 - e. Kemiringan hulu : 1 : 3,0
 - f. Berm : Lebar 3,0 m; El. 76.00 m
 - g. Kemiringan hilir : 1 : 2,5
 - h. Berm : Lebar 3,00 m; El. 74.00 m

- a. Tipe : Box Culvert / Konduit
- b. Banjir rencana : 189,265 m³/dt (Q25 th)
- c. Dimensi : 2 x 3,50 m x 3,50 m
- d. Panjang : 370 m
- **Pelimpah Samping**
 - a. Tipe : Side Spillway dengan tipe Ogee tanpa pintu
 - b. Elevasi puncak : El. 88.50 m
 - c. Banjir Rencana : 878,711 m³/det (Q PMF)
 - d. Lebar : 32,50 m
- **Saluran Pengatur**
 - a. Lebar : 10,00 – 12,00 m
 - b. Panjang : 50 m
 - c. Slope : 0,05
- **Saluran Transisi**
 - a. Lebar : 12,00 m
 - b. Panjang : 90 m
 - c. Slope : 0,0005
- **Saluran Peluncur**
 - a. Lebar : 12,00 m
 - b. Panjang : 148,50 m
 - c. Slope : 0,333
- **Peredam Energi**
 - a. Tipe : Kolam Olak USBR type II
 - b. Lebar : 12,00 m
 - c. Panjang : 55,00 m
 - d. Tinggi : 15,00 m
- **Saluran Pengelak**
 - e. Tipe : Box Culvert / Konduit
 - f. Banjir rencana : 189,265 m³/dt (Q25 th)
 - g. Dimensi : 2 x 3,50 m x 3,50 m
 - h. Panjang : 370 m
- **Bangunan Pengeluaran (Outlet)**
 - a. Bangunan rumah pintu irigasi : Di atas tanah
 - b. Dimensi : 17,50 m x 12,00m

- c. Elevasi Dasar : El. 40,83m
- d. Tipe katup outlet : Katup kupu-kupu (*Butterfly Valve*) diameter 1,20 m
- e. Tipe katup untuk kontrol: Katup pancar rongga (*Hollow jet Valve*) 1 x 1,20 m (diameter)
- f. Diameter pipa irigasi : 1,20m
- g. Debit maksimum air irigasi : 2,528 m³/detik
- h. Debit rata-rata irigasi : 1,54 m³/detik
- i. Debit pengosongan waduk : 10,53 m³/detik

- **Fasilitas Hidromekanikal**

- a. Saringan / *Trashrack*
 - Tipe saringan : Kisi-kisi baja, tegak Removable
 - Jumlah : 1 (satu) set
 - Jumlah/set : 8 (delapan) buah/panel
 - Dimensi panel : 2 x 0,75 m (T) x 3,00 m (L)
 - Elevasi dasar : El. 74,00 m
 - Elevasi atas : El. 75,50 m
 - Jarak jeruji (c to c) : 75 mm
 - Korosi Izin : 0,2 cm
- b. Pintu penutup konduit (*Closure Gate*)
 - Tipe : Pintu sorong/tegak
 - Jumlah pintu : 2 set
 - Dimensi pintu : 3,50 m lebar x 3,50 m
 - Elevasi dasar : El. 44,65 m
 - Operasi : manual
- c. Katup Utama Pengambilan, (*Bulkhead Gate*)
 - Tipe : Katup kupu-kupu (*Butterfly Valve*)
 - Jumlah pintu : 1 (satu) set
 - Dimensi/Diameter : 1,20 m
 - Debit rencana irigasi : 2,528 m³/detik
 - Elevasi sumbu : El. 43,78 m
 - Operasi : listrik dan manual
- d. Katup Kontrol (*Guard gate*)

- Tipe pintu : Katup kupu-kupu
(*Butterfly Valve*)
 - Jumlah pintu (*Valve*) : 1 (satu) set
 - Diameter : 1,20 m
 - Elevasi sumbu : El. 42,21 m
 - Operasi : listrik dan manual
- e. Katup pengatur (*Control Valve*)
- Tipe : Katup pancar rongga
(*Hollow jet valve*)
 - Jumlah pintu : 1 set
 - Diameter valve : 1,20 m
 - Elevasi sumbu : El. 42,21 m
 - Operasi : listrik dan manual
- f. Pengeluaran (Outlet) air baku
- Tipe katup (*valve*) : Katup kupu-kupu
(*Butterfly Valve*)
 - Jumlah katup : 1 (satu) set
 - Dimensi/Diameter : 0,20 m
 - Debit rencana : 200 liter/detik
 - Elevasi sumbu : El. 45,31 m
 - Operasi : listrik dan manual
- g. Jalan Hantar
- Panjang jln hantar & relokasi: 1.492 m
 - Lebar : 4,00 m
 - Tipe perkerasan : perkerasan rigid
 - Jembatan : 1 @ 13,00 m dan 1@13,50 m
 - Lebar : @ 6,0 m
 - Gorong-gorong (*Box Culvert*): 2 buah @ 3,00 m x 3,00 m

2.2 Analisis Hidrologi

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi (*hydrologic phenomena*). Data

hidrologi merupakan bahan informasi yang sangat penting dalam pelaksanaan inventarisasi potensi sumber-sumber air, pemanfaatan dan pengelolaan sumber-sumber air yang tepat dan rehabilitasi sumber-sumber alam seperti air, tanah dan hutan yang telah rusak. Fenomena hidrologi seperti besarnya : curah hujan, temperatur, penguapan, lama penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran dan konsentrasi sedimen sungai akan selalu berubah menurut waktu. Dengan demikian suatu nilai dari sebuah data hidrologi itu hanya dapat terjadi lagi pada waktu yang berlainan sesuai dengan fenomena pada saat pengukuran nilai itu dilaksanakan. Kumpulan data hidrologi dapat disusun dalam bentuk daftar atau tabel. Sering pula daftar atau tabel tersebut disertai dengan gambar-gambar yang biasa disebut diagram atau grafik, dan dapat disajikan dalam bentuk peta tematik, seperti peta curah hujan dan peta tinggi muka air.

Secara umum analisis hidrologi merupakan satu bagian analisis awal dalam perancangan bangunan-bangunan hidraulik. Pengertian yang terkandung di dalamnya adalah bahwa informasi dan besaran-besaran yang diperoleh dalam analisis hidrologi merupakan masukan penting dalam analisis selanjutnya. Bangunan hidraulik dalam bidang teknik sipil dapat berupa gorong-gorong, bendung, bangunan pelimpah, tanggul penahan banjir, dan sebagainya. Ukuran dan karakter bangunan-bangunan tersebut sangat tergantung dari tujuan pembangunan dan informasi yang diperoleh dari analisis hidrologi. Selain untuk perancangan digunakan untuk mencocokkan bangunan-bangunan hidraulik dengan debit rancangan karena semakin hari cuaca semakin tidak bisa di prediksi, sehingga bangunan hidraulik dapat di desain ulang.

2.2.1 Menghitung Tinggi Hujan Rata-Rata

Untuk menentukan tinggi hujan rata-rata suatu daerah dimana daerah tersebut terdapat beberapa stasiun penakar hujan, masing-masing stasiun penakar hujan tersebut memiliki

karakteristik daerah yang berbeda. Untuk itu perlu diadakannya pembaruan sifat karakteristik dari beberapa stasiun yang diperhitungkan, sehingga memiliki sifat karakteristik yang sama atau hampir sama. Untuk perhitungan curah hujan rata-rata digunakan beberapa metode sesuai dengan ketentuan dan kondisi pada daerah tersebut. Parameter untuk menentukan cara mencari tinggi hujan rata-rata dapat dilihat pada tabel 2.1.

Tabel 2.1 Parameter untuk menentukan cara yang tepat untuk mencari tinggi hujan rata-rata

| Parameter | Kondisi | Cara yang dapat digunakan |
|----------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| Jumlah Stasiun Hujan | Cukup | Aljabar, Poligon Thiessen, Isohyet |
| | Terbatas | Rata-rata Aljabar, Poligon Thiessen |
| Luas DAS | >5000 km ² (Besar) | Isohyet |
| | 501-5000 km ² (Sedang) | Poligon Thiessen |
| | <500 km ² (Kecil) | Rata-rata Aljabar |
| Kondisi Topografi | Pegunungan | Poligon Thiessen |
| | Dataran | Aljabar |
| | Berbukit dan tidak beraturan | Isohyet dan Poligon Thiessen |

(Sumber: Suripin, 2004:31-32)

Berikut adalah cara menghitung hujan rata-rata dengan metode pengolahan data hujan poligon thiesen:

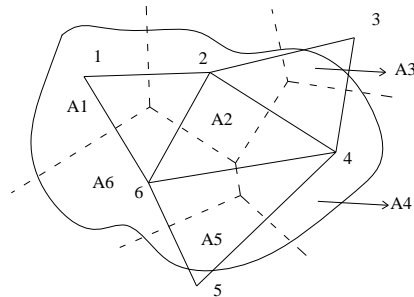
$$\bar{R} = \frac{A_1R_1 + A_2R_2 + \dots + A_nR_n}{A_{\text{total}}}$$

Dimana :

A_1, A_2, A_n = Bagian daerah yang mewakili titik pengamatan

1,2,3,... = Stasiun penakar hujan

A_{total} = $A_1 + A_2 + \dots + A_n$



Gambar 2.1 Polygon Thiessen

2.2.2 Parameter Statistika

Dalam statistika dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisa data yang meliputi:

a. Nilai Rata-Rata Tinggi Hujan

Tinggi rata-rata hujan diperoleh dengan mengambil harga rata-rata yang dihitung dari penakaran hujan pada area tersebut. Adapun rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

Dimana:

\bar{R} = Tinggi rata-rata hujan (mm)

R_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Suripin, 2004:34)

b. Standart Deviasi

Pada umumnya ukuran disperse yang paling banyak digunakan adalah Standart Deviasi (Sd). Apabila penyebaran data sangat besar terhadap nilai rata-rata, maka nilai Standart Deviasi dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (R_i - \bar{R})^2}{n-1}}$$

Dimana:

Sd = Standart Deviasi

\bar{R} = Tinggi rata-rata hujan (mm)

R_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Suripin, 2004:34)

c. Koefisien Kemencengan

Koefisien kemencengan adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi. Koefisien kemencengan dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)Sd^3} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3$$

Dimana:

C_s = Koefisien Skewness

Sd = Standart Deviasi

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

X_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Soewarno, 1995:81)

d. Koefisien Keruncingan

Koefisien keruncingan digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi yang pada umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Koefisien keruncingan dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)Sd^4}$$

Dimana:

C_k = Koefisien Kurtosis

Sd = Standart Deviasi

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

X_i = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

(Sumber: Triatmodjo, 2008:243)

2.2.3 Menghitung tinggi hujan rencana

Tinggi hujan rencana adalah besarnya curah hujan yang dipakai sebagai dasar perhitungan debit rencana. Sifat khas parameter dari masing-masing distribusi dapat dilihat pada tabel 2.2.

Tabel 2.2 Parameter statistik yang menentukan distribusi

| Distribusi | Persyaratan |
|-----------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| Normal | $C_s = 0$ $C_k = 3$ |
| Log Normal | $C_s \approx C_v^3 + 3C_v$ $C_k \approx C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$ |
| Gumbel | $C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$ |
| Log Pearson III | Selain Nilai Di atas |

(Sumber: Triatmodjo, 2008:250)

Untuk menghitung tinggi hujan rencana digunakan beberapa metode yaitu:

a. Metode Distribusi Normal

Data variabel hidrologi yang telah dihitung besarnya peluang atau periode ulangnya, selanjutnya apabila digambar pada kertas grafik peluang akan membentuk garis lurus sebagai berikut

$$X_T = \bar{X} + K_T \times S_d$$

Dimana:

X_T = Perkiraan tinggi hujan rencana dengan periode ulang T tahun

\bar{X} = Tinggi hujan rata-rata

K_T = Faktor frekuensi probabilitas

S_d = Standart deviasi

b. Metode Distribusi Gumbel Tipe 1

Persamaan garis lurus untuk distribusi frekuensi tipe 1 Gumbel adalah sebagai berikut:

$$X = \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y - Y_n)$$

Persamaan garis lurus Distribusi Gumbel dengan menggunakan metode momen adalah:

$$Y = a(X - X_0)$$

$$a = \frac{1,283}{\sigma}$$

$$X_0 = \mu - \frac{0,577}{a} \text{ atau } X_0 = \mu - 0,455 \sigma$$

Keterangan:

σ = Standard deviasi

μ = Nilai rata-rata

Dengan:

Y_n = *Reduce mean* tergantung jumlah sampel (harga Y_n terdapat pada tabel 2.3)

S_n = *Reduce standard deviation* (harga S_n dapat dilihat pada tabel 2.4)

Y_t = *Reduce variate*, mempunyai nilai yang berbeda pada setiap periode ulang

X_T = Nilai variant yang diharapkan terjadi

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung variant

K = Konstanta yang dapat dibaca pada tabel 2.5 atau dapat dihitung dengan persamaan $K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$

S_d = *Standar Deviasi* (simpangan baku)

Tabel 2.3 *Reduced Mean* (Y_n)

| n | Y_n | n | Y_n | n | Y_n | n | Y_n | n | Y_n |
|----|--------|----|--------|----|--------|----|--------|----|--------|
| 10 | 0,4595 | 29 | 0,5353 | 47 | 0,5473 | 65 | 0,5535 | 83 | 0,5574 |
| 11 | 0,4996 | 30 | 0,5362 | 48 | 0,5477 | 66 | 0,5538 | 84 | 0,5576 |
| 12 | 0,5053 | 31 | 0,5371 | 49 | 0,5481 | 67 | 0,5540 | 85 | 0,5578 |
| 13 | 0,5070 | 32 | 0,5380 | 50 | 0,5485 | 68 | 0,5543 | 86 | 0,5580 |
| 14 | 0,5100 | 33 | 0,5388 | 51 | 0,5489 | 69 | 0,5545 | 87 | 0,5581 |
| 15 | 0,5128 | 34 | 0,5396 | 52 | 0,5493 | 70 | 0,5548 | 88 | 0,5583 |
| 16 | 0,5157 | 35 | 0,5402 | 53 | 0,5497 | 71 | 0,5550 | 89 | 0,5585 |
| 17 | 0,5181 | 36 | 0,5410 | 54 | 0,5501 | 72 | 0,5552 | 90 | 0,5586 |

| n | Yn | n | Yn | n | Yn | n | Yn | n | Yn |
|----|--------|----|--------|----|--------|----|--------|-----|--------|
| 18 | 0,5202 | 37 | 0,5418 | 55 | 0,5504 | 73 | 0,5555 | 91 | 0,5587 |
| 19 | 0,5220 | 38 | 0,5424 | 56 | 0,5508 | 74 | 0,5557 | 92 | 0,5589 |
| 20 | 0,5236 | 39 | 0,5430 | 57 | 0,5511 | 75 | 0,5559 | 93 | 0,5591 |
| 21 | 0,5252 | 40 | 0,5436 | 58 | 0,5515 | 76 | 0,5561 | 94 | 0,5592 |
| 22 | 0,5268 | 41 | 0,5442 | 59 | 0,5518 | 77 | 0,5563 | 95 | 0,5593 |
| 23 | 0,5283 | 42 | 0,5448 | 60 | 0,5521 | 78 | 0,5565 | 96 | 0,5595 |
| 24 | 0,5296 | 43 | 0,5453 | 61 | 0,5524 | 79 | 0,5567 | 97 | 0,5596 |
| 25 | 0,5309 | 44 | 0,5458 | 62 | 0,5527 | 80 | 0,5569 | 98 | 0,5598 |
| 26 | 0,5320 | 45 | 0,5463 | 63 | 0,5530 | 81 | 0,5570 | 99 | 0,5599 |
| 27 | 0,5332 | 46 | 0,5468 | 64 | 0,5533 | 82 | 0,5572 | 100 | 0,5600 |
| 28 | 0,5343 | | | | | | | | |

(Sumber: Soemarto, 1987:236)

Tabel 2.4 *Reduced standard deviation (Sn)*

| n | Sn | n | Sn | n | Sn | n | Sn | n | Sn |
|----|--------|----|--------|----|--------|----|--------|----|--------|
| 10 | 0,9496 | 29 | 1,1086 | 47 | 1,1557 | 65 | 1,1803 | 83 | 1,1959 |
| 11 | 0,9676 | 30 | 1,1124 | 48 | 1,1547 | 66 | 1,1814 | 84 | 1,1967 |
| 12 | 0,9833 | 31 | 1,1159 | 49 | 1,1590 | 67 | 1,1824 | 85 | 1,1973 |
| 13 | 0,9971 | 32 | 1,1193 | 50 | 1,1607 | 68 | 1,1834 | 86 | 1,1980 |
| 14 | 1,0095 | 33 | 1,1226 | 51 | 1,1623 | 69 | 1,1844 | 87 | 1,1987 |
| 15 | 1,0206 | 34 | 1,1255 | 52 | 1,1638 | 70 | 1,1854 | 88 | 1,1994 |
| 16 | 1,0316 | 35 | 1,1285 | 53 | 1,1658 | 71 | 1,1863 | 89 | 1,2001 |
| 17 | 1,0411 | 36 | 1,1313 | 54 | 1,1667 | 72 | 1,1873 | 90 | 1,2007 |
| 18 | 1,0493 | 37 | 1,1339 | 55 | 1,1681 | 73 | 1,1881 | 91 | 1,2013 |
| 19 | 1,0565 | 38 | 1,1363 | 56 | 1,1696 | 74 | 1,1890 | 92 | 1,2020 |
| 20 | 1,0628 | 39 | 1,1388 | 57 | 1,1708 | 75 | 1,1898 | 93 | 1,2026 |
| 21 | 1,0696 | 40 | 1,1413 | 58 | 1,1721 | 76 | 1,1906 | 94 | 1,2032 |
| 22 | 1,0754 | 41 | 1,1436 | 59 | 1,1734 | 77 | 1,1915 | 95 | 1,2038 |
| 23 | 1,0811 | 42 | 1,1458 | 60 | 1,1747 | 78 | 1,1923 | 96 | 1,2044 |
| 24 | 1,0864 | 43 | 1,1480 | 61 | 1,1759 | 79 | 1,1930 | 97 | 1,2049 |
| 25 | 1,0915 | 44 | 1,1499 | 62 | 1,1770 | 80 | 1,1938 | 98 | 1,2055 |

| n | Sn | n | Sn | n | Sn | n | Sn | n | Sn |
|----|--------|----|--------|----|--------|----|--------|-----|--------|
| 26 | 1,0961 | 45 | 1,1519 | 63 | 1,1782 | 81 | 1,1945 | 99 | 1,2060 |
| 27 | 1,1004 | 46 | 1,1538 | 64 | 1,1793 | 82 | 1,1953 | 100 | 1,2065 |
| 28 | 1,1047 | | | | | | | | |

(Sumber: Triatmodjo, 2008:227)

c. Metode Distribusi Log Pearson III

Distribusi Log Pearson III banyak digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk distribusi Log Pearson III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson III dengan menggantikan variant menjadi nilai logaritmik.

Bentuk komulatif dari distribusi Log Pearson III dengan nilai variantnya X apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik (*logarithmic probability paper*) akan merupakan model matematik persamaan garis lurus. Persamaan garis lurusnya adalah:

$$Y = \bar{Y} - k \times S$$

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi Log Pearson III, adalah:

1. Menentukan logaritma dari semua nilai variant X
2. Menghitung nilai rata-rata (*mean*)

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \log X}{n}$$

n = Jumlah data

3. Menghitung nilai standard deviasi dari Log X

$$\text{Sd. Log } X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^2}{n-1}}$$

4. Menghitung koefisien kemencengangan

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)(\text{Sd Log } X)^3}$$

Sehingga persamaan dapat ditulis:

$$\text{Log } X_t = \overline{\text{Log } X} + K \times \text{Sd Log } X$$

Dimana:

- Sd = Standard deviasi
 \bar{X} = Tinggi rata-rata hujan (mm)
 X_i = Variabel random (mm)
n = Jumlah data
K = Faktor sifat distribusi Log Pearson III yang merupakan fungsi dari besarnya Cs (harga K dapat dilihat pada tabel 2.5)

Tabel 2.5 Nilai K distribusi Log Pearson III

| Koefisien Kemencengan (Cs) | Periode Ulang (Tahun) | | | | |
|-------------------------------|-----------------------|-------|-------|-------|-------|
| | 2 | 5 | 10 | 50 | 100 |
| 3 | -0,396 | 0,420 | 1,180 | 3,152 | 4,051 |
| 2,5 | -0,360 | 0,574 | 1,250 | 3,108 | 3,185 |
| 2 | -0,307 | 0,609 | 1,302 | 2,912 | 3,605 |
| 1,5 | -0,240 | 0,705 | 1,333 | 2,712 | 3,330 |
| 1.2 | -0,195 | 0,732 | 1,310 | 2,626 | 3,149 |
| 1 | -0,164 | 0,758 | 1,340 | 2,342 | 3,022 |
| 0,9 | -0,148 | 0,769 | 1,339 | 2,198 | 2,957 |
| 0,8 | -0,132 | 0,780 | 1,336 | 2,153 | 2,891 |
| 0,7 | -0,116 | 0,790 | 1,333 | 2,107 | 2,824 |
| 0,6 | -0,099 | 0,800 | 1,328 | 2,339 | 2,755 |
| 0,5 | -0,083 | 0,808 | 1,323 | 2,311 | 2,686 |
| 0,4 | -0,066 | 0,816 | 1,317 | 2,610 | 2,615 |
| 0,3 | -0,050 | 0,824 | 1,309 | 2,211 | 2,314 |
| 0,2 | -0,033 | 0,830 | 1,031 | 2,159 | 2,172 |
| 0,1 | -0,017 | 0,836 | 1,292 | 2,107 | 2,100 |
| 0 | 0,000 | 0,842 | 1,282 | 2,031 | 2,326 |
| -0,1 | 0,017 | 0,834 | 1,270 | 2,000 | 2,232 |
| -0,2 | 0,033 | 0,850 | 1,258 | 1,945 | 2,178 |
| -0,3 | 0,060 | 0,853 | 1,245 | 1,890 | 2,101 |
| -0,4 | 0,066 | 0,855 | 1,231 | 1,831 | 2,029 |
| -0,5 | 0,083 | 0,856 | 1,216 | 1,777 | 1,955 |
| -0,6 | 0,099 | 0,857 | 1,200 | 1,720 | 1,880 |
| -0,7 | 0,166 | 0,857 | 1,183 | 1,663 | 1,806 |
| -0,8 | 0,132 | 0,856 | 1,166 | 1,606 | 1,733 |

| | | | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| -0,9 | 0,148 | 0,854 | 1,147 | 1,519 | 1,660 |
| -1 | 0,161 | 0,852 | 1,128 | 1,492 | 1,888 |
| -1.2 | 0,195 | 0,844 | 1,086 | 1,379 | 1,449 |
| -1,5 | 0,240 | 0,832 | 1,018 | 1,217 | 1,256 |
| -2 | 0,307 | 0,777 | 0,895 | 0,980 | 0,990 |
| -2,5 | 0,360 | 0,711 | 0,771 | 0,798 | 0,799 |
| -3 | 0,396 | 0,636 | 0,660 | 0,666 | 0,667 |

(Sumber: Soewarno, 1995)

2.2.4 Uji Kecocokan Distribusi

Untuk menentukan uji kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi teoritis yang diperkirakan dapat menggambarkan distribusi empiris, diperlukan pengujian secara statistik. Untuk menetapkan apakah persamaan distribusi peluang yang akan dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisa. Ada 2 jenis uji kecocokan yaitu:

a. Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat digunakan untuk menentukan apakah persamaan peluang dapat mewakili dari distribusi sampel data yang dianalisa. Parameter yang digunakan dalam pengambilan keputusan ini adalah χ^2 , parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus:

$$\chi^2_h = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Dengan:

χ^2_h = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = jumlah nilai teoriti pada sub kelompok ke i

(Sumber: Triatmodjo, 2008:238)

Prosedur perhitungan uji Chi-Kuadrat adalah:

1. Tetapkan jumlah pengamatan data curah hujan (n) tahun.
2. Urutkan data curah hujan dari yang terbesar ke terkecil ataupun sebaliknya.

3. Hitung derajat kebebasan dengan menggunakan rumus $DK = K - (\alpha + 1)$, dimana $\alpha = 2$ untuk distribusi normal dan binomial dan $\alpha = 1$ untuk distribusi *poison*.
4. Cara nilai Chi-Kuadrat dari harga DK dan $h = 5\%$ dari tabel distribusi Chi-Kuadrat dan membandingkan periode ulang 10 tahun dengan variabel K dan peluang 9%, 5%, % pada tabel 2.6 Variabel Reduksi Gauss.
5. Interpretasi data yang ada dengan membandingkan nilai Chi-Kuadrat teoritis dan nilai Chi-Kuadrat dengan memasukkan hasil (x^2h) pada tabel 2.7 Nilai Chi-Kuadrat.
6. Apabila $(x^2h) < (x^2Cr)$, maka jumlah data dapat digunakan untuk perhitungan selanjutnya sesuai interpretasi datanya.

Tabel 2.6 Variabel Reduksi Gauss

| Periode Ulang T (tahun) | Peluang | K_T |
|----------------------------|---------|-------|
| 2.00 | 0.500 | 0.000 |
| 5.00 | 0.200 | 0.840 |
| 10.00 | 0.100 | 1.280 |
| 20.00 | 0.050 | 1.640 |
| 25.00 | 0.045 | 1.708 |
| 50.00 | 0.020 | 2.050 |
| 100.00 | 0.010 | 2.330 |
| 500.00 | 0.002 | 2.880 |
| 1,000.00 | 0.001 | 3.090 |

(Sumber: Soewarno, 1995:119)

Tabel 2.7 Nilai Chi-Kuadrat

| Dk | Tarf Signifikan | | | | | |
|----|-----------------|-------|-------|-------|--------|--------|
| | 50% | 30% | 20% | 10% | 5% | 1% |
| 1 | 0,455 | 1,074 | 1,642 | 2,706 | 3,841 | 6,635 |
| 2 | 1,366 | 2,408 | 3,219 | 4,605 | 5,991 | 9,210 |
| 3 | 2,366 | 3,665 | 4,642 | 6,251 | 7,815 | 11,341 |
| 4 | 3,357 | 4,878 | 5,989 | 7,779 | 9,488 | 13,277 |
| 5 | 4,351 | 6,056 | 7,289 | 9,236 | 11,070 | 15,086 |

| Dk | Taraf Signifikan | | | | | |
|----|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 50% | 30% | 20% | 10% | 5% | 1% |
| 6 | 5,348 | 7,231 | 8,558 | 10,645 | 12,592 | 16,812 |
| 7 | 6,346 | 8,383 | 9,803 | 12,017 | 14,067 | 18,475 |
| 8 | 7,344 | 9,254 | 11,030 | 13,362 | 15,507 | 20,090 |
| 9 | 8,343 | 10,656 | 12,242 | 14,686 | 16,919 | 21,666 |
| 10 | 9,342 | 11,781 | 13,442 | 15,987 | 18,307 | 23,309 |
| 11 | 10,341 | 12,899 | 14,631 | 17,275 | 19,675 | 24,725 |
| 12 | 11,340 | 14,011 | 15,812 | 18,549 | 21,026 | 26,217 |
| 13 | 12,340 | 15,119 | 16,985 | 19,812 | 22,362 | 27,688 |
| 14 | 13,339 | 16,222 | 18,151 | 21,064 | 23,685 | 29,141 |
| 15 | 14,339 | 17,332 | 19,311 | 23,307 | 24,996 | 30,578 |

(Sumber: Triatmodjo, 2008:240)

b. Smirnov-Kolmogorov

Uji Smirnov-Kolmogorov juga sering disebut juga uji kecocokan non parameter, karena pengujinya tidak menggunakan fungsi dari distribusi tersebut. Prosedur uji Smirnov-Kolmogorov adalah:

1. Urutkan data pengamatan dari terbesar ke terkecil atau sebaliknya tentukan peluang masing-masing data distribusi:

$$X_1 = P(X_1)$$

$$X_2 = P(X_2)$$

$$X_m = P(X_m)$$

$$X_n = P(X_n)$$

$$P(X_n) = \frac{m}{n-1} \text{ dan } P(X <) = 1 - P(X_i)$$

Dengan:

$$P(X) = \text{Peluang}$$

$$m = \text{Nomor urut kejadian}$$

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

2. Tentukan masing-masing peluang teoritis dan hasil penggambaran data

$$X_1 = P'(X_1)$$

$$X_2 = P'(X_2)$$

$$X_m = P'(X_m)$$

$$X_n = P'(X_n)$$

$$F(t) = \frac{x - \bar{X}}{Sd} \text{ dan } P'(X_i) = 1 - P'(X <)$$

Dengan:

$P'(X_m)$ = Peluang teoritis yang terjadi pada nomor ke n

X = Curah hujan harian

\bar{X} = Curah hujan rata-rata

$F(t)$ = Distribusi normal standard

3. Tentukan selisih terbesar dari peluang pengamatan dengan peluang teoritis dari kedua nilai peluang tersebut:

$$D_{maks} = [P(X_m) - P'(X_m)]$$

4. Tentukan nilai D_0 berdasarkan tabel kritis Smirnov-Kolmogorov.

5. Interpretasi hasilnya adalah:

- Apabila $D_{maks} < D_0$ distribusi yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima.
- Apabila $D_{maks} > D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan distribusi tidak sama.

Persamaan garis yang umum digunakan untuk Smirnov-Kolmogorov adalah:

$$X = \bar{X} + k \times Sd$$

Dengan :

X = Hujan rencana

\bar{X} = Hujan rata-rata

k = Faktor distribusi

Sd = Standard Deviasi

Tabel 2.8 Nilai D_0 untuk uji kecocokan smirnov-kolmogorov

| n | Derajat Kepercayaan (α) | | | |
|----|----------------------------------|------|------|------|
| | 0,2 | 0,1 | 0,05 | 0,01 |
| 5 | 0,45 | 0,51 | 0,56 | 0,67 |
| 10 | 0,32 | 0,37 | 0,41 | 0,49 |
| 15 | 0,27 | 0,30 | 0,34 | 0,40 |
| 20 | 0,23 | 0,26 | 0,29 | 0,36 |

| n | Derajat Kepercayaan (α) | | | |
|----|----------------------------------|------|------|------|
| | 0,2 | 0,1 | 0,05 | 0,01 |
| 25 | 0,21 | 0,24 | 0,27 | 0,32 |
| 30 | 0,19 | 0,22 | 0,24 | 0,29 |
| 35 | 0,18 | 0,20 | 0,23 | 0,27 |
| 40 | 0,17 | 0,19 | 0,21 | 0,25 |

(Sumber: Soewarno, 1995)

2.2.5 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah perbandingan besarnya aliran permukaan (bagian hujan yang membentuk limpasan) dengan hujan total. Hujan yang jatuh di atas permukaan tanah, sebelum melimpas atau mengalir di atas permukaan tanah akan mengalami hal-hal berikut:

a. Intersepsi

Air hujan membasahi segala suatu yang ada di atas permukaan tanah, seperti tanaman-tanaman dan bangunan-bangunan.

b. Infiltrasi

Merembesnya air dari permukaan tanah ke dalam tanah yang lamanya sangat tergantung dari jenis dan kondisi tanah.

c. Retensi

Air hujan mengisi celah-celah dan retakan-retakan serta cekungan yang ada di atas tanah. Peristiwa intersepsi, infiltrasi, dan retensi merupakan suatu peristiwa “kehilangan air” ditambah dengan evapotranspirasi atau penguapan-penguapan.

Limpasan permukaan = Hujan Total – Kehilangan Air

$$Q = Q_1 - Q_2$$

$$\text{Koefisien pengaliran (C)} = \frac{Q}{Q_1}$$

Kondisi tata guna lahan yang sebenarnya di lapangan sangatlah bervariasi, sehingga untuk menentukan koefisien pengaliran adalah koefisien pengaliran rata-rata atau koefisien pengaliran komposit

kawasan. Koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel 2.9 atau dengan perhitungan koefisien rata-rata \bar{C} :

$$\bar{C} = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A} = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Dimana:

\bar{C} = Koefisien pengaliran rata – rata.

C_i = Koefisien pengaliran bagian.

A_i = Luas bagian.

(Sumber: Subarkah, 1980:51)

Tabel 2.9 Koefisien aliran C

| Type Daerah Aliran | C |
|---------------------------|-----------|
| Rerumputan | |
| Tanah pasir, datar, 2% | 0,50-0,10 |
| Tanah pasir, sedang, 2-7% | 0,10-0,15 |
| Tanah pasir, curam, 7% | 0,15-0,20 |
| Tanah gemuk, datar, 2% | 0,13-0,17 |
| Tanah gemuk, sedang, 2-7% | 0,18-0,22 |
| Tanah gemuk, curam, 7% | 0,25-0,35 |
| Perdagangan | |
| Daerah kota lama | 0,75-0,95 |
| Daerah pinggiran | 0,50-0,70 |
| Perumahan | |
| Daerah single family | 0,30-0,50 |
| Multi unit terpisah | 0,40-0,60 |
| Multi unit tertutup | 0,60-0,75 |
| Suburban | 0,25-0,40 |
| Daerah apartemen | 0,50-0,70 |
| Industri | |
| Daerah ringan | 0,50-0,80 |
| Daerah berat | 0,60-0,90 |
| Taman, kuburan | 0,10-0,25 |
| Tempat bermain | 0,20-0,35 |
| Halaman kereta api | 0,20-0,40 |

| Tipe Daerah Aliran | C |
|-------------------------|-----------|
| Daerah tidak dikerjakan | 0,10-0,30 |
| Jalan beraspal | |
| Beton | 0,80-0,95 |
| Batu | 0,70-0,85 |
| Atap | 0,70-0,85 |

(Sumber: Triatmodjo, 2008:145)

2.2.6 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata Selama t Jam

Untuk menghitung curah hujan rata-rata selama t jam dapat dihitung dengan rumus :

$$R_0 = \frac{R_{24}}{t}$$

$$R_t = R_0 \left(\frac{R_{24}}{t} \right)^{2/3}$$

$$R_t = T \cdot R_1 - (t - 1) \cdot R(t - 1)$$

Dimana:

R_t = Rata-rata hujan dari awal sampai T (mm)

T = Waktu mulai hujan hingga ke t-jam

R_0 = Hujan harian rerata (mm)

R_i = Intensitas hujan rerata dalam T-jam (mm)

R_{24} = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

t = Waktu konsentrasi (jam)

2.2.7 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Untuk menghitung curah hujan efektif selama t jam dapat dihitung dengan rumus :

$$R \text{ efektif} = C \cdot RT$$

Dimana:

R efektif = Rata-rata hujan dari awal sampai T (mm)

C = Koefisien pengaliran

RT = Curah hujan rencana

2.3 Analisis Debit Banjir Rencana

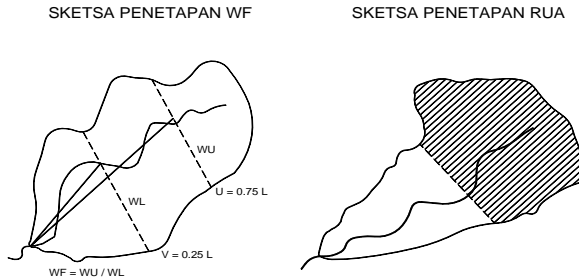
Dalam perencanaan suatu bangunan air seperti saluran pematusan, gorong-gorong bangunan siphon, normalisasi sungai,

bendung-bendung di sungai, saluran pengelak dalam pembuatan waduk, spillway, dan lain sebagainya diperlukan suatu rencana debit untuk dapat mendimensi bangunan tersebut. Debit ini biasanya merupakan debit maksimum dari suatu banjir rencana didalam daerah aliran. Dengan tidak memperhatikan besarnya rambatan banjir dalam suatu titik pengamatan, maka bab ini hanya ditekankan pada cara menghitung debit maksimum yang bisa terjadi akibat suatu hujan pada daerah aliran. Terdapat beberapa metode yang dapat dipilih untuk menghitung debit maksimum adalah metode Rasional, metode haspers, metode weduwen, dan metode hidrograf satuan.

Pada tugas akhir ini metode yang akan digunakan adalah metode hidrograf satuan. Pada tahun 1932, L.K. Sherman mengenalkan konsep hidrograf satuan, yang banyak digunakan untuk melakukan transformasi dari hujan menjadi debit aliran. Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung (tanpa aliran dasar) yang tercatat di ujung hilir DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1 mm yang terjadi secara merata di permukaan suatu DAS dengan intensitas tetap dalam suatu durasi tertentu. Hidrograf satuan yang akan kami gunakan adalah Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Gama 1.

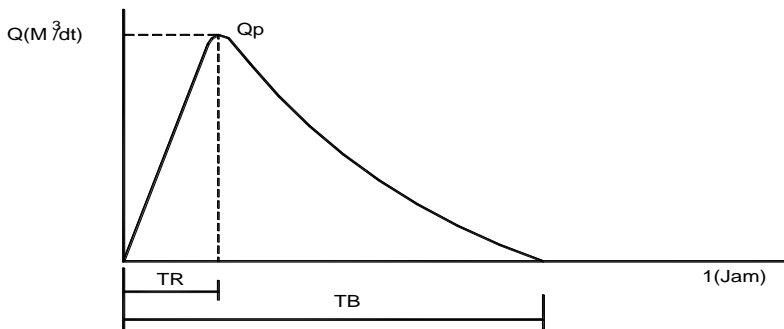
Hidrograf satuan sintetis ini dikembangkan oleh Sri Harto yang diturunkan berdasarkan teori hidrograf satuan sintetis yang dikemukakan oleh Sherman. Hidrograf satuan sintetis Gama-I merupakan persamaan empiris yang diturunkan dengan mendasarkan pada parameter-parameter DPS terhadap bentuk dan besaran hidrograf satuan parameter-parameter DPS tersebut yaitu faktor sumber (SF), frekuensi sumber (SN), faktor lebar (WF), luas relatif (RUA), faktor simetris (SIM) dan jumlah pertemuan sungai.

Karakteristik hidrograf satuan sintetis Gama-I dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 2.2 Sketsa DAS HSS Gama 1

Satuan hidrograf sintetik Gama-I dibentuk oleh tiga komponen dasar yaitu waktu naik (TR), debit puncak (QP), waktu dasar (TB) dengan uraian sebagai berikut:



Gambar 2.3 Kurva Hidrograf satuan sintetis Gama 1

$$Q_t = Q_p \cdot e^{-\frac{t}{k}}$$

$$TR = 0,43 \left(\frac{L}{100SF} \right)^3 + 1,0665SIM + 1,2775$$

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

$$TB = 27,4132 \cdot TR^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574}$$

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

$$QB = 0,4751 A^{0,6444} \cdot D^{0,9430}$$

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

Dimana :

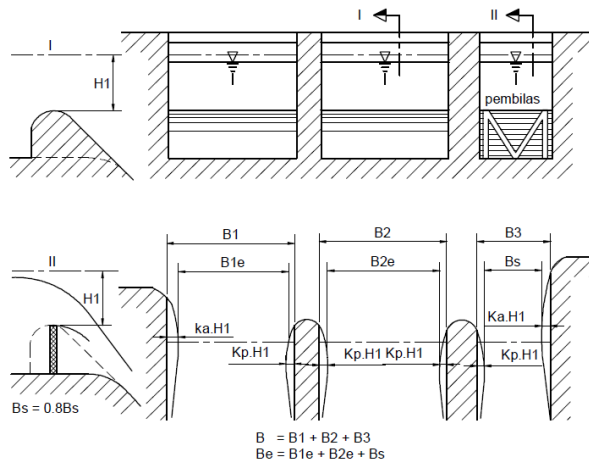
- A = Luas DAS (km^2)
- TR = Waktu naik hidrograf (jam)
- TB = Debit puncak hidrograf (m^3/det)
- K = Koefisien tampungan (jam)
- QB = Aliran dasar (m^3/det)
- Qt = Debit resesi hidrograf (m^3/det)
- SF = Faktor sumber = perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat I dengan jumlah sungai semua tingkat
- SN = Frekuensi sumber = perbandingan antara jumlah pangsa sungai tingkat I dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat.
- RUA = Luas DAS sebelah hulu (km^2) = perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan berat DAS, melewati titik tersebut.
- SIM = Faktor simetri = hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu (RUA).
- JN = Jumlah pertemuan sungai di dalam DAS = jumlah pangsa sungai tingkat I dikurangi 1.
- WF = Faktor lebar = perbandingan antara luas DAS yang diukur di titik di sungai yang berjarak 0,75L dengan lebar DAS yang diukur di titik di sungai yang berjarak 0,25L dari stasiun hidrometri
- D = Kerapatan jaringan kuras = jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.
- S = Slope/kelandaian sungai
- e = Angka euler = 2,718

2.4 Tipe dan karakteristik spillway

Sebelum membahas tipe dan karakteristik spillway atau pelimpah yang akan direncanakan, langkah yang harus dilakukan adalah merencanakan lebar bendung. Lebar bendung, yaitu jarak antara pangkal-pangkalnya abutment, sebaiknya sama dengan

lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Di bagian ruas bawah sungai, lebar rata-rata ini dapat diambil pada debit penuh *bankful discharge*, di bagian ruas atas mungkin sulit untuk menentukan debit penuh. Dalam hal ini banjir rata-rata tahunan dapat diambil untuk menentukan lebar rata-rata bendung.

Lebar maksimum bendung hendaknya tidak lebih dari 1,2 kali lebar rata-rata sungai pada ruas yang. Untuk sungai-sungai yang bahan-bahan sedimen kasar yang berat, lebar bendung tersebut harus lebih disesuaikan lagi terhadap lebar rata-rata sungai, yakni diambil 1,2 kali lebar sungai tersebut. Agar pembuatan bangunan peredam energi terlalu mahal, maka aliran persatuan lebar hendaknya dibatasi sampai sekitar 12 - 14 m³/dt.m, yang memberikan tinggi energi maksimum sebesar 3,5– 4,5 m. Lihat Gambar 2.6.



Gambar 2.4 Lebar efektif mercu

Lebar efektif mercu (Be) dihubungkan dengan lebar mercu yang sebenarnya (B), yakni jarak antara pangkal-pangkal bendung dan atau pilar, dengan persamaan berikut.

$$Be = B - 2 (n Kp + Ka) H_1$$

Dimana :

- n = Jumlah pilar (buah)
 K_p = Koefisien kontraksi pilar
 K_a = Koefisien kontraksi pangkal bendung
 H_1 = Tinggi energi (meter)

Harga-harga koefisien K_a dan K_p disajikan pada tabel berikut ini :

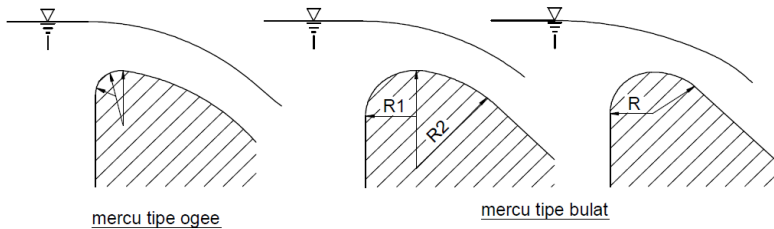
Tabel 2.10 Harga-harga koefisien kontraksi

| Bentuk Pilar | K_p |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar | 0,02 |
| Untuk pilar berujung bulat | 0,01 |
| Untuk pilar berujung runcing | 0,00 |
| Bentuk Pangkal Tembok | K_a |
| Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran | 0,20 |
| Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > 2 > 0,15 H_1$ | 0,10 |
| Untuk pangkal tembok bulat, dimana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran. | 0,00 |

(Sumber: KP-02, 2010:93)

Dalam memperhitungkan lebar efektif, lebar pembilas yang sebenarnya (dengan bagian depan terbuka) sebaiknya diambil 80% dari lebar rencana untuk mengkompensasi perbedaan koefisien debit dibandingkan dengan mercu bendung itu sendiri, hal tersebut terlihat seperti Gambar 2.4.

Di Indonesia pada umumnya digunakan dua tipe mercu untuk bendung pelimpah (*spillway*) yaitu tipe bulat dan tipe Ogee yang ditunjukkan pada gambar 2.5.

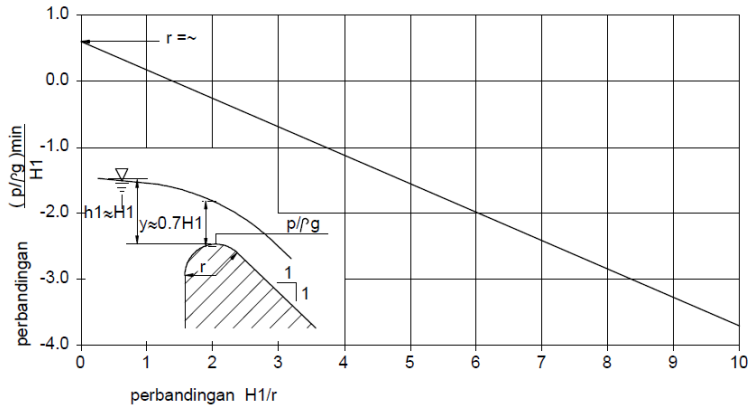


Gambar 2.5 Bentuk-bentuk mercu

Kedua bentuk mercu tersebut dapat dipakai baik untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari keduanya. Kemiringan maksimum muka bendung bagian hilir yang dibicarakan di sini berkemiringan 1 banding 1 batas bendung dengan muka hilir vertikal mungkin menguntungkan jika bahan pondasinya dibuat dari batu keras dan tidak diperlukan kolam olak. Dalam hal ini kavitasasi dan aerasi tirai luapan harus diperhitungkan dengan baik.

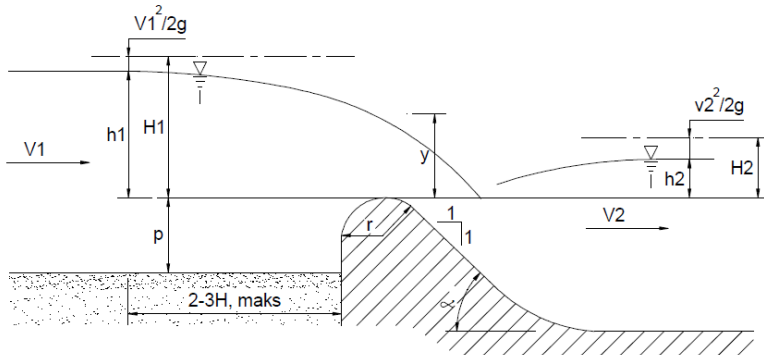
2.4.1 Spillway mercu bulat

Bendung dengan mercu bulat (lihat Gambar 2.5) memiliki harga koefisiensi debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan dengan koefisiensi bendung ambang lebar. Pada sungai, ini akan banyak memberikan keuntungan karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisiensi debit menjadi lebih tinggi karena lengkung streamline dan tekanan negatif pada mercu.



Gambar 2.6 Tekanan pada spillway bentuk bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r

Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara H_1 dan r (H_1/r) (lihat Gambar 2.6). Untuk bendung dengan dua jari-jari (R_2) (lihat Gambar 2.5), jari-jari hilir akan digunakan untuk menemukan harga koefisien debit. Untuk menghindari bahaya kavitasi lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai -4 m tekanan air jika mercu terbuat dari beton; untuk pasangan batu tekanan sub-atmosfir sebaiknya dibatasi sampai -1 m tekanan air.



Gambar 2.7 Spillway mercu bulat

Dari Gambar 2.6 tampak bahwa jari-jari mercu bendung pasangan batu akan berkisar antara 0,3 sampai 0,7 kali H_1 maks

dan untuk mercu bendung beton dari 0,1 sampai 0,7 kali H_1 maks. Persamaan tinggi energi-debit untuk bendung ambang pendek dengan pengontrol segi empat adalah :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2/3 g b} H_1^{1.5}$$

Dimana:

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

C_d = Koefisien debit ($C_d = C_0 C_1 C_2$)

g = Percepatan gravitasi ($9,8 m/detik$)

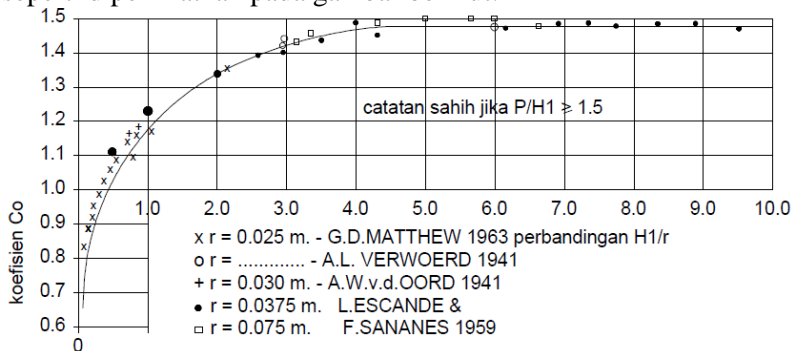
b = Panjang mercu (m)

H_1 = Tinggi diatas mercu (m)

Koefisien debit C_d adalah hasil dari :

- C_0 yang merupakan fungsi H_1/r (lihat Gambar 2.8)
- C_1 yang merupakan fungsi p/H_1 (lihat Gambar 2.9), dan
- C_2 yang merupakan fungsi p/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung (lihat Gambar 2.10)

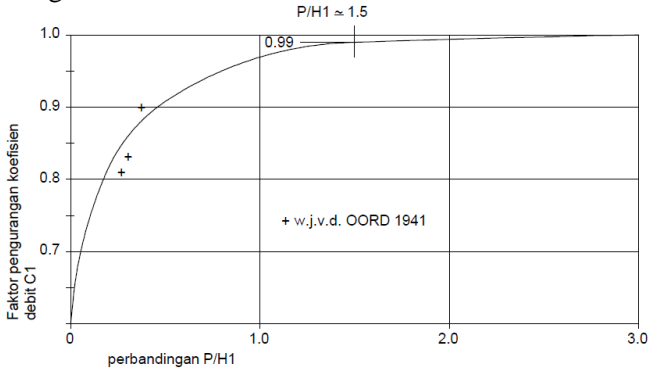
C_0 mempunyai harga maksimum 1,49 jika H_1/r lebih dari 5,0 seperti diperlihatkan pada gambar berikut.



Gambar 2.8 Harga-harga koefisien C_0 untuk spillway ambang bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r

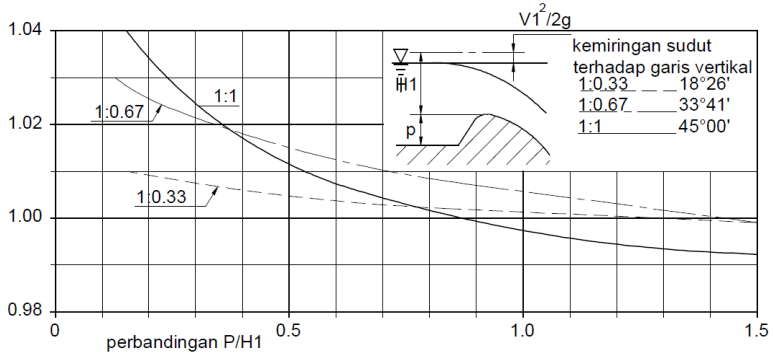
Harga-harga C_0 pada Gambar 2.9 sesuai (valid) apabila mercu bendung cukup tinggi di atas rata-rata alur pengarah ($p/H_1 \geq$ sekitar 1,5). Dalam tahap perencanaan p dapat diambil setengah jarak dari

mercu sampai dasar rata-rata sungai sebelum bendung tersebut dibuat. Untuk harga-harga p/H_1 yang kurang dari 1,5, maka Gambar 2.10 dapat digunakan untuk menemukan faktor pengurangan C_1 .



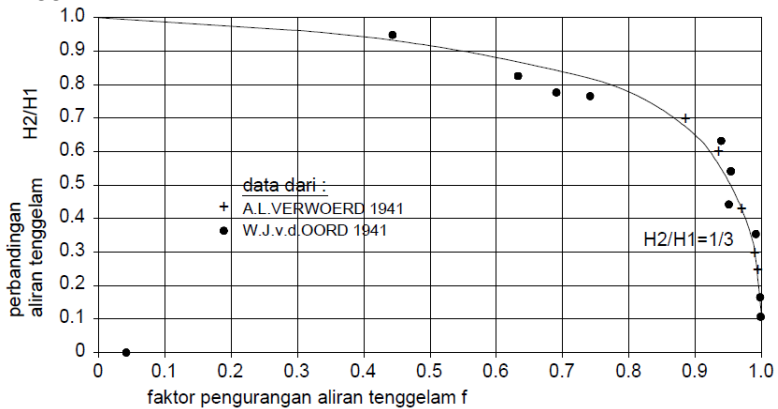
Gambar 2.9 Koefisien C_1 sebagai fungsi perbandingan P/H_1

Harga-harga koefisien koreksi untuk pengaruh kemiringan muka bendung bagian hulu terhadap debit diberikan pada Gambar 2.10. Harga koefisien koreksi, C_2 , diandaikan kurang lebih sama dengan harga faktor koreksi untuk bentuk-bentuk mercu tipe Ogee.



Gambar 2.10 Harga-harga koefisien C_2 untuk bendung mercu tipe Ogee dengan muka hulu melengkung (menurut USBR, 1960)

Harga-harga faktor pengurangan aliran tenggelam f sebagai fungsi perbandingan tenggelam dapat diperoleh dari Gambar 2.11. Faktor pengurangan aliran tenggelam mengurangi debit dalam keadaan tenggelam.



Gambar 2.11 Faktor pengurangan aliran tenggelam sebagai fungsi H_2/H_1

2.4.2 Spillway Tipe Ogee

Mercu Ogee berbentuk tirai luapan bawah dari bandung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu. Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, U.S. Army Corps of Engineers telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{K} \left[\frac{X}{hd} \right]^n$$

di mana x dan y adalah koordinat-koordinat permukaan hilir (lihat Gambar 2.12) dan hd adalah tinggi energi rencana di atas mercu. Harga-harga K dan n adalah parameter. Harga-harga ini bergantung kepada kecepatan dan kemiringan permukaan

belakang. Tabel 2.11 menyajikan harga-harga K dan n untuk berbagai kemiringan hilir dan kecepatan pendekatan yang rendah.

Tabel 2.11 Harga-harga K dan n

| Kemiringan permukaan hilir | | |
|----------------------------|-------|-------|
| Vertikal | 2,000 | 1,850 |
| 3 : 1 | 1,936 | 1,836 |
| 3 : 2 | 1,939 | 1,810 |
| 1 : 1 | 1,873 | 1,776 |

(Sumber: KP-02, 2010:99)

Bagian hulu mercu bervariasi sesuai dengan kemiringan permukaan hilir (lihat Gambar 2.12). Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung mercu Ogee adalah:

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2/3 g b} H_1^{1,5}$$

Dimana:

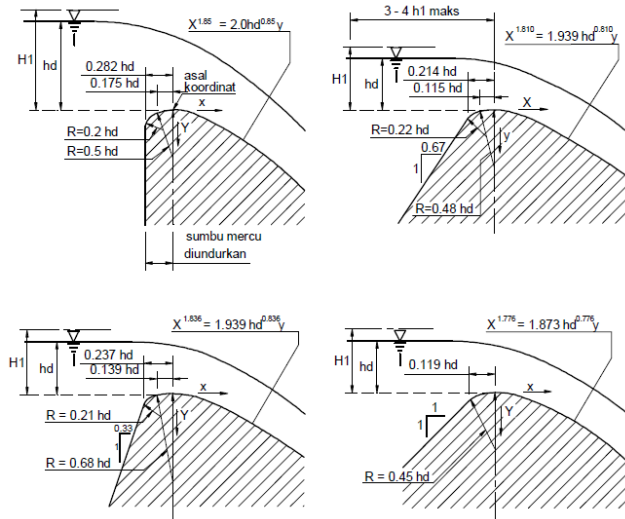
Q = Debit (m³/detik)

Cd = Koefisien debit (Cd = C₀ C₁ C₂)

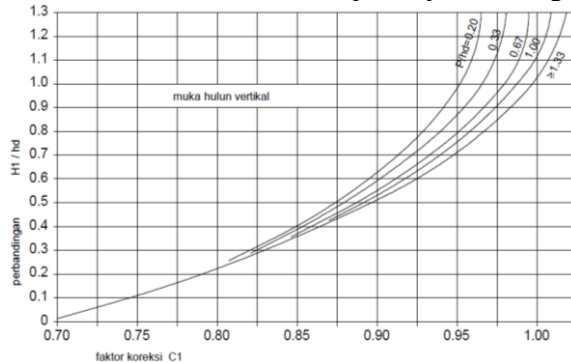
g = Percepatan gravitasi (9,8 m/detik)

b = Panjang mercu (m)

H₁ = Tinggi diatas mercu (m)



Gambar 2.12 Bentuk-bentuk spillway mercu Ogee

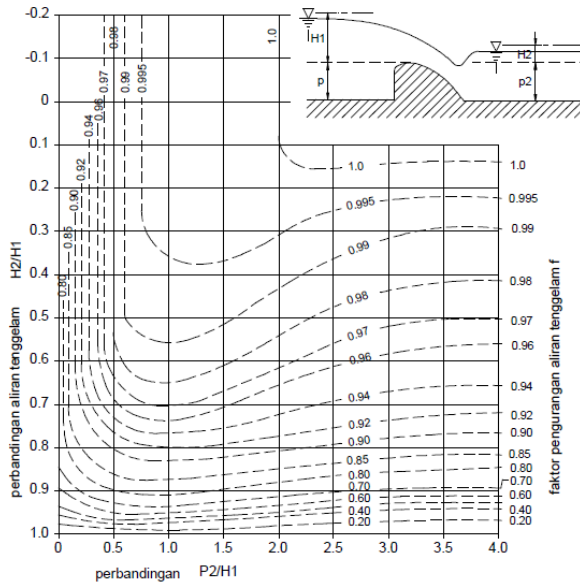


Gambar 2.13 Faktor koreksi untuk selain tinggi energi rencana pada bendung mercu Ogee

Koefisien debit efektif C_e adalah hasil C_0 , C_1 dan C_2 ($C_e = C_0 C_1 C_2$).

- C_0 adalah konstanta ($= 1,30$),
- C_1 adalah fungsi p/hd dan H_1/hd dan
- C_2 adalah faktor koreksi untuk permukaan hulu.

Faktor koreksi C_1 disajikan pada Gambar 2.14 dan sebaiknya dipakai untuk berbagai tinggi bendung di atas dasar sungai. Harga-harga C_1 pada Gambar 2.14 berlaku untuk bendung mercu Ogee dengan permukaan hulu vertikal. Apabila permukaan bendung bagian hulu miring, koefisien koreksi tanpa dimensi C_2 harus dipakai; ini adalah fungsi baik kemiringan permukaan bendung maupun perbandingan p/H_1 . Harga-harga C_2 dapat diperoleh dari Gambar 2.11. Sedangkan gambar 2.15 menyajikan faktor pengurangan aliran tenggelam f untuk dua perbandingan yaitu perbandingan aliran tenggelam H_2/H_1 dan P_2/H_1 .



Gambar 2.14 Faktor pengurangan aliran tenggelam sebagai fungsi p_2/H_1 dan H_2/H_1 .

Jika dalam rumus-rumus debit di atas dipakai kedalaman air h_1 , bukan tinggi energi H_1 , maka dapat dimasukkan sebuah koefisien kecepatan datang C_v ke persamaan debit tersebut. Harga-harga koefisien ini dapat dibaca dari Gambar 2.15. Gambar tersebut memberikan harga-harga C_v untuk bendung segi empat sebagai fungsi perbandingan luas.

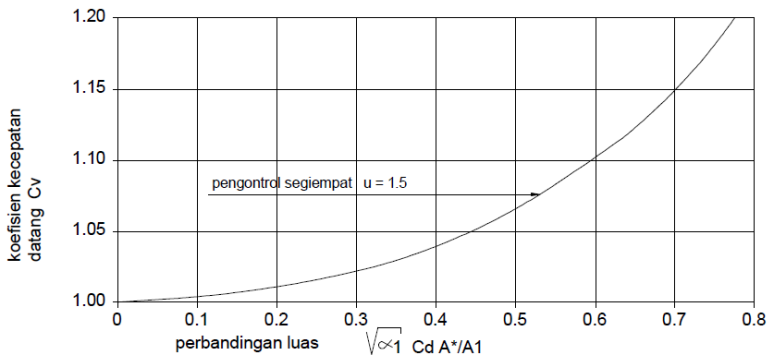
Perbandingan luas = $\sqrt{\alpha_1} C_d A^* / A_1$

Dimana :

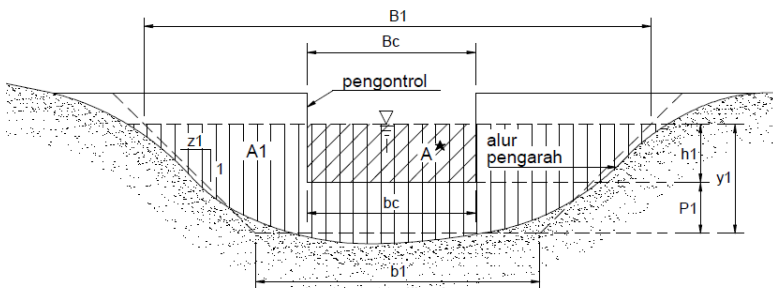
α_1 = koefisiensi pembagian/distribusi kecepatan dalam alur pengarah (approach channel). Untuk keperluan-keperluan praktis harga tersebut boleh diandaikan sebagai konstan; $\alpha = 1,04$

A_1 = Luas dalam alur pengarah

A^* = luas semu potongan melintang aliran di atas mercu bendung jika kedalaman aliran akan sama dengan h_1 (lihat Gambar 2.16).



Gambar 2.15 Harga-harga C_v sebagai fungsi perbandingan luas untuk bagian pengontrol segi empat



Gambar 2.16 Potongan hulu dan tampak depan pengontrol Kedua pelimpah tersebut termasuk pelimpah jenis peluap (*overflow spillway*) ialah suatu bagan bendungan yang dirancang

untuk dapat melewati air diatas mercunya. Pelimpah jenis ini banyak digunakan pada bendungan gaya berat, bendungan busur, dan bendungan berpenopang. Beberapa bendungan urugan mempunyai suatu bagian yang berupa beton dengan sifat gaya berat yang berfungsi sebagai pelipah banjir. Tipe overflow spillway yang cukup umum adalah memiliki mercu bendung yang berbentuk lengkung (*ogee shaped*). Tipe ini disebut *ogee (overflow) spillway*.

Pada pelimpah jenis ini, aliran air yang melalui spillway akan jatuh bebas secara langsung melewati puncak/mercu pelimpah, sehingga pelimpah ini sering juga diberi istilah *free-overfall (straight drop) spillway*. Karakteristik dari spillway tipe ini meliputi berikut :

- Cocok pada bendung plengkung yang tipis atau bendung dengan puncak yang memiliki bagian hilir yang nyaris vertikal.
- Aliran yang melalui pelimpah akan jatuh bebas.
- Membutuhkan kolam olakan di dasar ketinggian jatuh bebas
- Loncatan hidrolis dapat terbentuk pada bagian datar jika tailwater memiliki kedalaman yang cukup
- Permasalahan hidrolis pertama yang sering muncul dalam desain pelimpah tipe ini adalah karakteristik dari pengaturan energi aliran di hilir.
- Aliran di bagian hilir perlu diredam energinya. Cara meredam energi tersebut antara lain dapat ditmpuh dengan jalan membentuk loncatan hidrolis, membuat kolam olakan, atau membuat bendung tambahan.

2.5 Perencanaan Dimensi Hidrolis Spillway (Pelimpah)

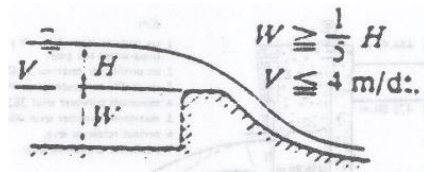
Dalam merencanakan bangunan pelimpah, perencanaan dilakukan secara bertahap untuk seluruh bagian dari bangunan pelimpah itu sendiri yang akan diuraikan berikut ini :

2.5.1 Saluran Pengarah Aliran

Sesuai dengan fungsinya sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolis yang

baik, maka kecepatan masuknya aliran air direncanakan tidak melebihi 4 m/det dan lebar salurannya makin mengecil kearah hilir, apabila kecepatan tersebut melebihi 4 m/det aliran akan bersifat heliosiodal dan kapasitas pengalirannya akan menurun. Disamping itu aliran heliosiodal tersebut akan mengakibatkan peningkatan beban hidro dinamis pada bangunan pelimpah.

Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari $1/5$ X tinggi rencana limpasan diatas mercu ambang pelimpah lihat gambar 2.20.



Gambar 2.17 Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada spillway

Selain didasarkan pada kedua persyaratan tersebut, bentuk dan dimensi saluran pengarah aliran biasanya disesuaikan dengan kondisi topografi setempat serta dengan persyaratan aliran hidrolis yang baik. sebuah bangunan pelimpah.

2.5.2 Saluran pengatur aliran

Sesuai dengan fungsinya sebagai pengatur kapasitas aliran (debit) air yang melintasi bangunan pelimpah maka bentuk dan sistim kerja saluran pengatur aliran ini harus disesuaikan dengan ketelitian pengaturan yang disyaratkan untuk bagian ini, bentuk serta dimensinya diperoleh dari perhitungan-perhitungan hidrolika yang didasarkan pada rumus rumus empiris dan untuk selanjutnya akan diberikan beberapa contoh tipe saluran pengatur aliran.

a. Tipe bendung pelimpah (*Over flow weir type*)

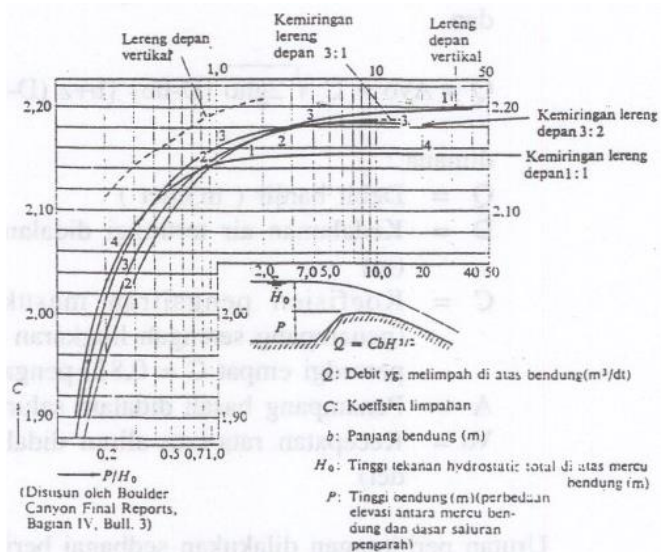
Dimensi saluran pengatur tipe bendung pelimpah dapat diperoleh dari rumus hidrolika sebagai berikut :

- Rumus Debit :

$$Q = C B H^{3/2}$$
 Dimana :

Q = Debit banjir (m^3/det)
 B = Lebar efektif mercu bendung (m)
 C = Koefisien limpahan
 H = Total tinggi tekanan air diatas mercu bendung
 (termasuk tinggi tekanan kecepatan aliran pada saluran pengarah aliran(m))

- Koefisien Limpahan :
 Koefisien limpahan pada bendung tersebut biasanya berkisar antara 2,0 s/d 2,1 dan angka ini dipengaruhi oleh berbagai faktor.



Gambar 2.18 Koefisien limpahan dari berbagai tipe bendung (yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah)

- Lebar efektif mercu bendung :
 Rumus untuk menghitung panjang efektif bendung menurut "Civil Engineering Departement US Army"
 $L = L - 2 (N \cdot K_p + k_a)$

b. **Tipe pelimpah samping (*Side Channel Spilway*)**

Suatu bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran pada udiknya disebut bangunan pelimpah samping (*side spillway*). Persyaratan yang perlu diperhatikan pada bangunan pelimpah tipe ini adalah agar debit banjir yang melintasinya tidak menyebabkan aliran yang menenggelamkan bendung pada saluran pengatur, karena saluran samping dibuat cukup rendah terhadap bendung tersebut.

$$Q_x = q \cdot x$$

$$v = a \cdot x \cdot n$$

$$b = \frac{n+1}{n} h \cdot v$$

Dimana :

Q_x = Debit pada titik x (m^3/det)

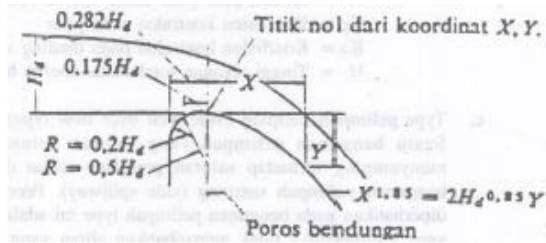
q = Debit per satuan lebar yang melalui bendung pengatur (m^3/det)

x = Jarak antara tepi udik bendung dengan suatu titik pada mercu bendung

a = Koefisien yang berhubung dengan kecepatan aliran air didalam saluran sampig

n = Eksponen untuk kecepatan aliran air didalam saluran samping (antara 0,4 s/d 0,8)

y = Perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan air dalam saluran samping pada bidang Ax yang melalui titik tersebut.



Gambar 2.19 Skema aliran air melintasi sebuah bendung
 Pemilihan kombinasi yang sesuai dengan angka koefisien dan n pada rumus v supaya dicari dalam kombinasi sedemikian rupa sehingga disuatu pihak biaya konstruksi saluran samping ekonomis, sedangkan dilain pihak agar mempunyai bentuk hidrolis yang menguntungkan. Angka "n" yang paling menguntungkan tersebut dapat diperoleh dengan beberapa metode.

2.5.3 Saluran peluncur

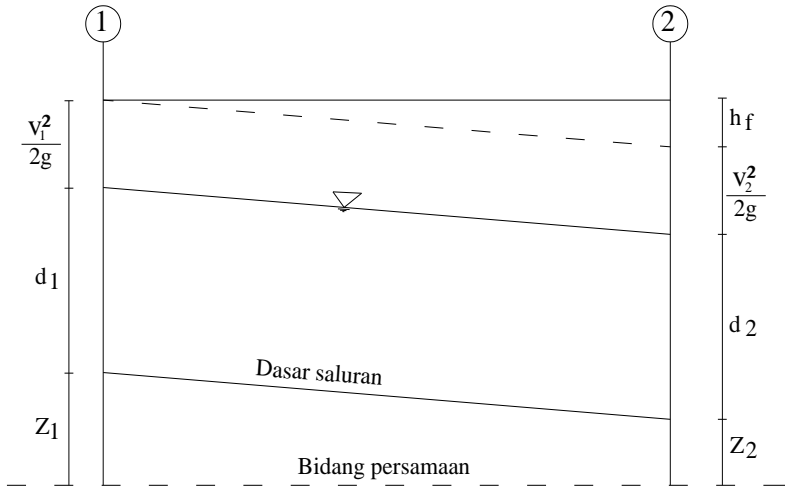
Dalam merencanakan saluran peluncur (*flood way*) harus memenuhi beberapa persyaratan diantaranya yaitu air dapat mengalir melalui pelimpah (*spillway*), Konstruksi saluran peluncur kokoh dan stabil dalam menerima saluran beban yang timbul, biaya konstruksi diusahakan efisien.

- Perhitungan hidrolika untuk saluran peluncur
 Perhitungan dilakukan dengan cara coba-coba banding pertama, Rumus kekekalan energi dalam aliran (Rumus Bernoulli) adalah sebagai berikut :

$$Z_1 + d_1 + hv_1 = Z_2 + d_2 + hv_2 + hf$$

Dimana :

- Z = Elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal
- d = Kedalaman air pada bidang tersebut
- hv = Tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut
- hf = Kehilangan tinggi tekanan yang terjadi diantara dua buah bidang vertikal yang ditentukan



Gambar 2.20 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur

Dengan cara seperti tersebut diatas, maka akan didapatkan kecepatan aliran pada suatu bidang tersebut dapat dihitung sesuai dengan bentuk penampang saluran.

- Penentuan kemiringan dasar saluran peluncur
 Disesuaikan dengan kondisi topografi serta untuk memperoleh hubungan yang kontinu antara saluran peluncur dan dengan peredam energi maka sudut kemiringan dasar saluran biasanya berubah-ubah dalam berbagai variasi (berbentuk lengkungan). Untuk saluran peluncur bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang biasanya dilalui oleh suatu aliran berkecepatan tinggi dan dengan kedalaman air yang relatif dangkal, maka kemiringan saluran peluncur berbentuk lengkungan tersebut harus disesuaikan sedemikian rupa, sehingga berkas aliran tidak terangkat dari dasar saluran. Selanjutnya untuk memperoleh bentuk

lengkungan dasar saluran peluncur dapat dikerjakan dengan rumus yang berasal dari persamaan parabolis.

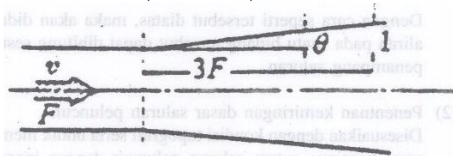
- Bagian yang berbentuk terompet pada ujung hilir saluran primer saluran peluncur pada dasarnya metode perhitungan untuk merencanakan bagian saluran yang berbentuk terompet ini belum ada, akan tetapi disarankan agar sudut pelebaran θ tidak melebihi besarnya sudut yang diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$\tan \theta = \frac{1}{3F} h \cdot v$$

$$F = \frac{V}{g d}$$

Dimana,

- θ = Sudut pelebaran
- F = Angka froude
- V = Kecepatan aliran (m/detik)
- d = Kedalaman aliran air (m)
- h = Gravitasi (m/detik²)



Gambar 2.21 Bagian berbentuk terompet dari saluran peluncur pada bangunan pelimpah.

- Saluran peluncur dengan tampak atas melengkung
Apabila didalam suatu saluran peluncur dengan tampak atas yang melengkung mengalir dengan kecepatan tinggi, maka akan timbul gelombang benturan hidrolis yang berasal dari dinding lingkaran luar dan gelombang benturan negatif yang berasal dari dinding lingkaran dalam.

2.5.4 Peredam Energi

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi kedalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi aliran-aliran sub kritis. Dengan

demikian kandungan energi dengan daya penggerus yang sangat kuat tersebut harus direduksi sehingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan.

Guna mereduksi energi yang terdapat didalam aliran tersebut, maka diujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan (*scour protection stilling basin*). Bangunan pemecah energi terdiri dari beberapa tipe yang penggunaannya disesuaikan dengan kondisi topografi serta sistim kerjanya. Agar diperoleh tipe peredam, energi yang sesuai, maka perlu dipertimbangkan hal-hal sebagai berikut :

1. Gambar karakteristik hidrolis pada peredam energi yang direncanakan.
2. Hubungan lokasi antara peredam energi dengan tubuh bendung.
3. Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruksi dari bangunan pelimpah.
4. Kondisi-kondisi topografi, geologi dan hidrolis di daerah tempat kedudukan calon peredam energi.
5. Situasi serta tingkat perkembangan dari sungai disebelah hilirnya.

Tipe-tipe kolam olak :

Tipe kolam olak yang akan direncana di sebelah hilir bangunan bergantung pada energi air yang masuk, yang dinyatakan dengan bilangan Froude, dan pada bahan konstruksi kolam olak. Berdasarkan bilangan Froude, dapat dibuat pengelompokan-pengelompokan berikut dalam perencanaan kolam :

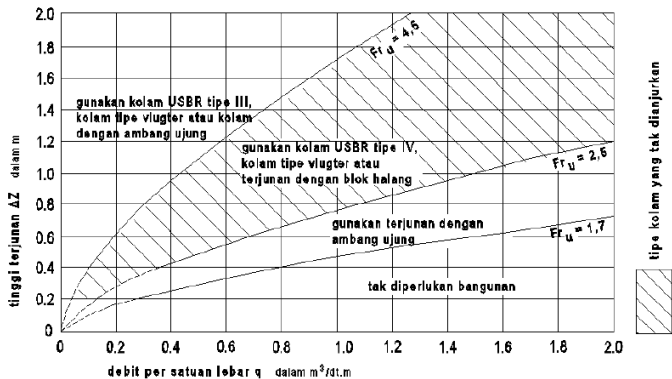
- Untuk $Fru \leq 1,7$ tidak diperlukan kolam olak; pada saluran tanah, bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi; saluran pasangan batu atau beton tidak memerlukan lindungan khusus.
- Bila $1,7 < Fru \leq 2,5$ maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif. Pada umumnya kolam olak dengan ambang ujung mampu bekerja dengan baik. Untuk

penurunan muka air $\Delta Z < 1,5$ m dapat dipakai bangunan terjun tegak.

- Jika $2,5 < Fr_u \leq 4,5$ maka akan timbul situasi yang paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat. Loncatan air tidak terbentuk dengan baik dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Cara mengatasinya adalah mengusahakan agar kolam olak untuk bilangan Froude ini mampu menimbulkan olakan (turbulensi) yang tinggi dengan blok halangnya atau menambah intensitas pusaran dengan pemasangan blok depan kolam. Blok ini harus berukuran besar (USBR tipe IV).

Tetapi pada prakteknya akan lebih baik untuk tidak merencanakan kolam olak jika $2,5 < Fr_u < 4,5$. Sebaiknya geometrinya diubah untuk memperbesar atau memperkecil bilangan Froude dan memakai kolam dari kategori lain.

- Kalau $Fr_u \geq 4,5$ ini akan merupakan kolam yang paling ekonomis. karena kolam ini pendek. Tipe ini, termasuk kolam olak USBR tipe III yang dilengkapi dengan blok depan dan blok halang. Kolam loncat air yang sama dengan tangga di bagian ujungnya akan jauh lebih panjang dan mungkin harus digunakan dengan pasangan batu.



Gambar 2.22 Diagram untuk memperkirakan tipe bangunan yang akan digunakan untuk perencanaan detail

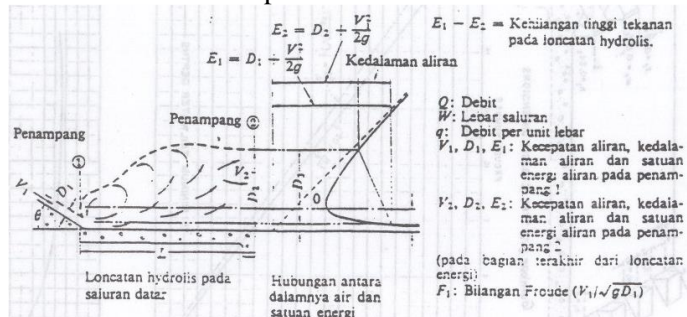
Tipe kolam olak yang akan direncanakan di sebelah hilir bangunan bergantung pada energi air yang masuk, tergantung pada bilangan froude, dan juga bahan konstruksi kolam olak. Secara umum kolam olakan masih bisa dibedakan dalam tiga tipe utama yaitu :

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

Akan tetapi yang paling umum digunakan adalah kolam olakan datar.

Kolam olakan datar Kolam olakan datar mempunyai berbagai variasi terpenting yang terdiri dari 4 tipe dan dibedakan oleh kondisi hidrolis dan kondisi konstruksinya sebagaimana yang akan diuraikan di bawah ini.

- Kolam olakan datar tipe I.

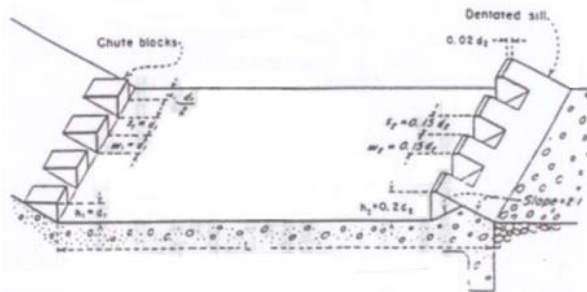


Gambar 2.23 Kolam olak datar tipe I

Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam, lihat gambar 2.25 Karena penyempurnaan redaman terjadi akibat gesekan-gesekan yang terjadi antara molekul-molekul air di dalam kolam olakan, sehingga air yang meninggalkan kolam tersebut mengalir memasuki

alur sungai dalam kondisi yang sudah tenang. Akan tetapi kolam olakan menjadi lebih panjang dan karenanya tipe I ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan kolam olakannya juga akan berdimensi kecil. Kolam olakan tipe I ini biasanya dibangun untuk suatu kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perengkapan lainnya pada kolam olakan tersebut.

ii. Kolam olakan tipe II.



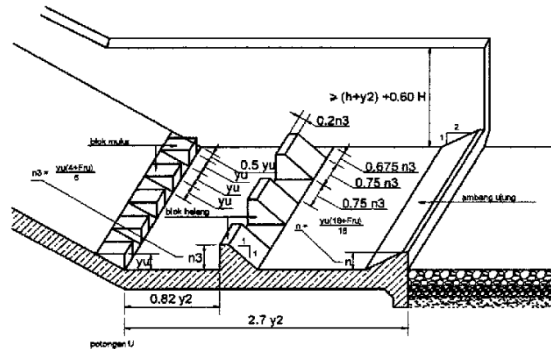
Gambar 2.24 Kolam olak datar tipe 2

Kolam olakan datar tipe II, lihat gambar 2.26 dimana terjadinya peredaman energi yang terkandung didalam aliran adalah akibat gesekan diantara molekul-molekul air di dalam kolam dan dibantu oleh perlengkapan-perengkapan yang dibuat berupa gigi pemancar aliran dipinggir udik dasar kolam dan ambang bergerigi di pinggir hilirnya.

Kolam olakan tipe ini cocok digunakan untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang tinggi dan debit yang besar ($q < 45 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$, tekanan hidrostatik) 60 m dan bilangan Froude $> 4,5$). Gigi pemancar aliran berfungsi untuk lebih meningkatkan efektifitas peredaman sedang ambang bergerigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolis dalam kolam olakan tersebut. Kolam olakan type

ini sangat sesuai untuk bendungan urugan dan penggunaannya pun cukup luas. Akan tetapi untuk bangunan pelimpah, misalnya dengan $V = 18$ m/det maka akan lebih ekonomis apabila menggunakan kolam olakan datar Type III.

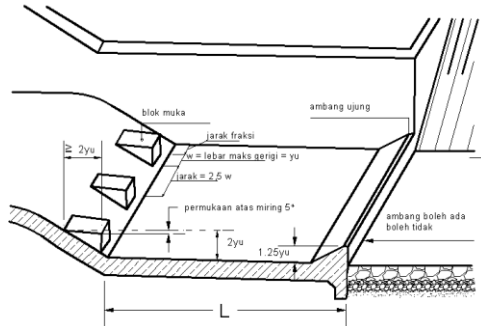
- iii. Kolam olakan datar Type III.



Gambar 2.25 Kolam olakan datar tipe 3

Pada dasarnya prinsip kerja dari kolam olakan ini sangat mirip dengan sistem dari kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang akan kecil ($q < 18,5$ m³/det/m, $V < 18$ m/det dan bilangan Froude $> 4,5$). Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi pemencar aliran ditepi udik dasar kolam, gigi penghadang aliran (gigi benturan) pada kolam olakan lihat gambar 2.25. Kolam olakan ini biasanya dibangun untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah.

- iv. Kolam olakan datar Type IV.



Gambar 2.26 Kolam olak datar tipe 4

Sistem kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistem kerja kolam olakan tipe III akan tetapi penggunaannya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 sampai 4,5.

Biasanya kolam olakan tipe ini dipergunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah atau pada bendung, penyadap bendung konsolidasi, bendung penyangga dan lain-lain lihat Gambar 2.28. Berhubung peredaman energi untuk aliran dengan angka Froude antara 2,5 s/d 4,5 umumnya sangat sulit, karena getaran hidrolis yang timbul pada aliran tersebut tidak dapat dicegah secara sempurna, maka apabila keadaannya memungkinkan, sebaiknya lebar kolam diperbesar, supaya bilangan Froudenya berada diluar angka-angka tersebut.

2.6 Analisis Stabilitas dengan cara manual

Stabilitas konstruksi *spillway* ditinjau dari perhitungan bagian konstruksi yang paling kritis, apabila menerima gaya – gaya yang mengakibatkan geser dan guling.

Persyaratan teknis harus dipenuhi dalam perencanaan *spillway* adalah :

1. Konstruksi stabil terhadap gaya geser

Syarat geser :

$$N = \frac{f \cdot \sum V + \tau \cdot A}{\sum H} \geq 4$$

Keterangan :

N = angka keamanan terhadap geseran

$\sum V$ = jumlah gaya-gaya vertikal

$\sum H$ = jumlah gaya-gaya horizontal

F = koefisien geseran antara beton dengan beton atau beton dengan batuan (pondasi = $\tan \theta$)

A = luas permukaan pondasi

(Soedibyo, 2003)

2. Konstruksi stabil terhadap gaya guling

Syarat guling :

$$\frac{\sum Mt}{\sum Mg} \geq F$$

Keterangan :

$\sum Mt$ = Jumlah momen tahan (T.m)

$\sum Mg$ = Jumlah momen guling (T.m)

FS = Angka keamanan terhadap gaya guling (FS = 1,3)

(Soedibyo, 2003)

3. Konstruksi stabil terhadap ambles

Tegangan ijin :

$$\sigma_t = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_t$$

Keterangan :

e = Eksentrisitas (m)

M = $M_t - M_g$ = Momen (T.m)

B = Lebar pondasi (m)

A = Luas alas pondasi (m²)

σ_t = Tegangan Tanah (T/m²)

$\bar{\sigma}_t$ = Tegangan Tanah ijin (T/m²)

(*Soedibyo, 2003*)

BAB III METODOLOGI

Dalam studi ini metode yang digunakan adalah dengan mengacu pada beberapa pokok pikiran, teori, dan rumusan – rumusan masalah empiris yang ada pada beberapa literatur, yang diharapkan dapat menentukan dimensi hidrolis yang aman terhadap gaya-gaya yang bekerja.

3.1 Survey Pendahuluan

Dilakukan untuk mengetahui dan mengidentifikasi dari keseluruhan permasalahan yang ada di lapangan untuk mengetahui kondisi dan keadaan di lokasi studi bendungan sehingga dapat menerapkan langkah – langkah selanjutnya untuk merencanakan *spillway* (pelimpah).

3.2 Pengumpulan Data

Setelah mengidentifikasi dari keseluruhan masalah yang ada di lapangan, maka langkah selanjutnya adalah mencari data pendukung untuk menyelesaikan permasalahan tersebut. Data yang digunakan merupakan data sekunder, dimana data sekunder ialah data yang diperoleh secara tidak langsung berupa catatan maupun hasil penelitian dari pihak lain. Pada tahap ini, data–data dan gambar yang harus didapat dari instansi–instansi terkait meliputi :

Data-data pendukung yang akan digunakan dalam perencanaan *spillway* antara lain sebagai berikut :

1. Gambar Eksisting
Data gambar eksisting digunakan untuk mempermudah dalam melakukan analisis perhitungan. Serta untuk mengetahui kondisi eksisting di lokasi studi.
2. Data Geologi dan Mekanika Tanah
Data tersebut didapatkan dengan melakukan uji coba dan pengambilan sampel tanah untuk kemudian dilakukan analisis sehingga didapatkan data sebagai berikut :
 - a. Berat jenis tanah
 - b. Berat jenis air
 - c. Spesifik grafiti

- d. Angka pori
- e. Sudut geser
- f. Kohesi

3.3 Studi Literatur

Studi literatur ini dilakukan sebagai bahan referensi untuk mengetahui langkah – langkah yang pernah dilakukan baik oleh instansi yang terkait maupun konsultan, serta studi literatur agar dapat melaksanakan tugas akhir ini dengan baik sesuai dengan tahapannya. Adapun yang menjadi bahan acuan antara lain :

1. Mempelajari studi atau jurnal yang pernah dibuat berkaitan dengan perencanaan pembangunan spillway pada suatu bendungan.
2. Mempelajari dan memahami teori-teori yang digunakan untuk perencanaan spillway pada buku referensi sebagai dasar dan acuan dalam menghitung dan menganalisa permasalahan-permasalahan yang nantinya ditemukan saat pengerjaan tugas akhir ini.

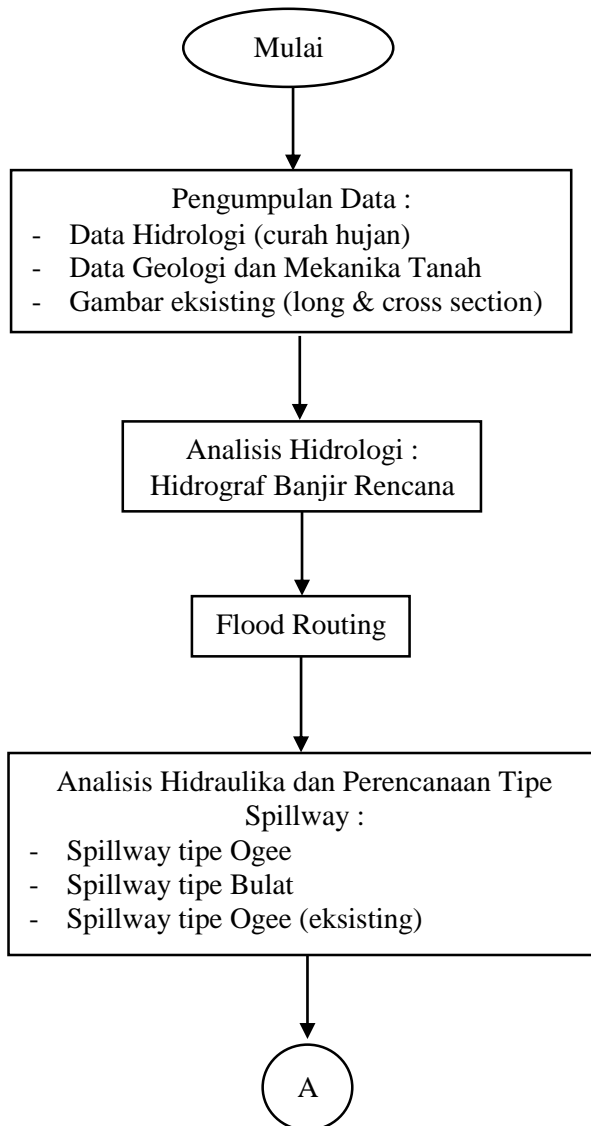
3.4 Konsep dan Analisis

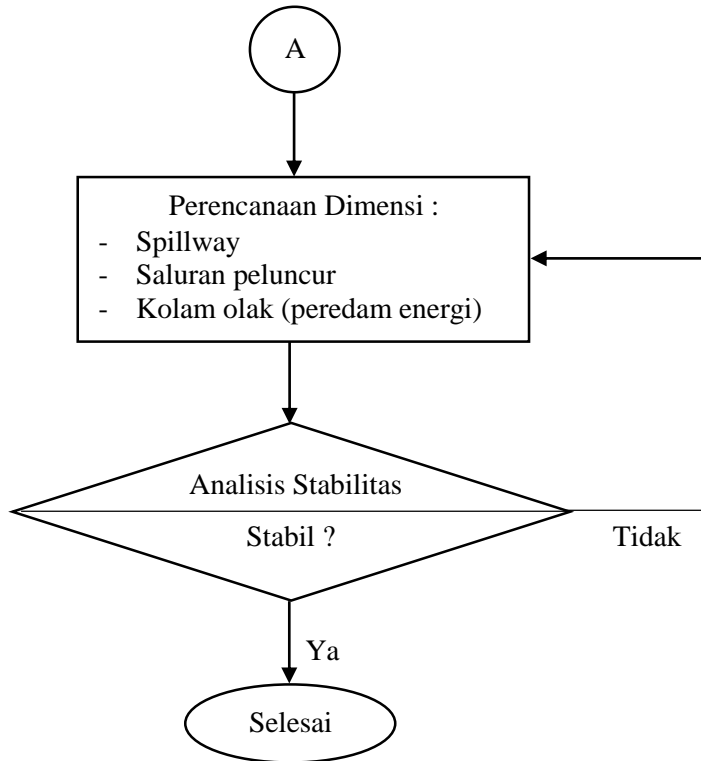
Dalam penyusunan tugas akhir ini menggunakan konsep dan analisis sebagai berikut :

1. Melakukan analisis hidrologi dengan cara menghitung curah hujan maksimum rata-rata, kemudian menentukan metode analisis curah hujan rencana, melakukan uji distribusi frekuensi sehingga didapatkan curah hujan rencana.
2. Melakukan perhitungan hidrograf satuan sintesis (HSS) Gama 1 untuk mendapatkan debit banjir jam-jaman.
3. Melakukan analisis kurva tampungan untuk mengetahui rencana tinggi pelimpah (*spillway*).
4. Melakukan penelusuran banjir (*flood routing*) dengan perhitungan debit yang masuk ke dalam bendungan (*inflow*) sehingga didapatkan debit yang akan dikendalikan.
5. Analisis hidrolis dan pemilihan tipe spillway

6. Memilih jenis spillway, dimensi spillway, kolam peluncur, dan kolam olak atau peredam energi.
7. Melakukan perhitungan stabilitas terhadap bangunan tersebut. Apabila tidak memenuhi syarat batas aman stabilitas maka dilakukan perencanaan ulang dimensinya.

3.5 Diagram alir (*flowchart*)





“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

ANALISIS DATA

4.1 Analisis Hidrologi

Ada beberapa bentuk distribusi kontinyu (teoritis), yang sering digunakan dalam analisis frekuensi untuk hidrologi, seperti distribusi normal, log normal, Gumbel, log person tipe III.

4.1.1 Analisis Data Hujan

Tabel 4.1 Hujan maksimum harian DAS Logung

| No. | Tahun | Hujan (mm) | No. | Tahun | Hujan (mm) |
|-----|-------|---------------|-----|-------|---------------|
| 1 | 1978 | 108 | 21 | 1996 | 84 |
| 2 | 1979 | 151 | 22 | 1997 | 89 |
| 3 | 1980 | 118 | 23 | 1998 | 63 |
| 4 | 1981 | 135 | 24 | 1999 | 78 |
| 5 | 1982 | 129 | 25 | 2000 | 75 |
| 6 | 1983 | 117 | 26 | 2001 | 59 |
| 7 | 1984 | 121 | 27 | 2002 | 76 |
| 8 | 1985 | 131 | 28 | 2003 | 85 |
| 9 | 1986 | 82 | 29 | 2004 | 98 |
| 10 | 1987 | 72 | 30 | 2005 | 124 |
| 11 | 1988 | 91 | 31 | 2006 | 90 |
| 12 | 1989 | 139 | 32 | 2007 | 101 |
| 13 | 1990 | 81 | 33 | 2008 | 282 |
| 14 | 1991 | 74 | 34 | 2009 | 111 |
| 15 | 1992 | 113 | 35 | 2010 | 128 |
| 16 | 1993 | 201 | 36 | 2011 | 72 |
| 17 | 1994 | 103 | 37 | 2012 | 112 |

| No. | Tahun | Hujan (mm) | No. | Tahun | Hujan (mm) |
|-----|-------|---------------|-----|-------|---------------|
| 18 | 1995 | 84 | 38 | 2013 | 96 |
| 19 | 1996 | 100 | 39 | 2014 | 162 |
| 20 | 1997 | 75 | 40 | 2015 | 143 |

(sumber : hasil perhitungan)

4.1.2 Parameter Statistik (Pengukuran Dispersi)

Suatu kenyataan bahwa tidak semua nilai dari suatu variabel hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata-ratanya, tetapi kemungkinan ada nilai yang lebih besar atau lebih kecil dari nilai rata-ratanya (Sosrodarsono dan Takeda, 1989). Besarnya dispersi dapat dilakukan pengukuran dispersi yakni melalui perhitungan parameter statistik untuk $(X_i - \bar{X})$, $(X_i - \bar{X})^2$, $(X_i - \bar{X})^3$, $(X_i - \bar{X})^4$ terlebih dahulu.

Dimana :

X_i = Besarnya curah hujan harian maksimum (mm)

\bar{X} = Rata-rata curah hujan maksimum (mm)

Perhitungan statistik dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.2 Perhitungan parameter statistik

| No | Tahun | CH (mm) | $(X_i - \bar{X})$ | $(X_i - \bar{X})^2$ | $(X_i - \bar{X})^3$ | $(X_i - \bar{X})^4$ |
|----|-------|------------|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1 | 1976 | 108 | -0.8 | 0.7 | -0.6 | 0.5 |
| 2 | 1977 | 151 | 42.2 | 1778.7 | 75018.0 | 3163882.6 |
| 3 | 1978 | 118 | 9.2 | 84.2 | 772.4 | 7086.4 |
| 4 | 1979 | 135 | 26.2 | 685.1 | 17933.3 | 469404.0 |
| 5 | 1980 | 129 | 20.2 | 407.0 | 8211.8 | 165673.9 |
| 6 | 1981 | 117 | 8.2 | 66.8 | 546.3 | 4466.3 |
| 7 | 1982 | 121 | 12.2 | 148.2 | 1804.7 | 21972.3 |
| 8 | 1983 | 131 | 22.2 | 491.7 | 10904.1 | 241799.0 |
| 9 | 1984 | 82 | -26.8 | 719.6 | -19302.8 | 517796.3 |
| 10 | 1985 | 72 | -36.8 | 1356.1 | -49937.7 | 1838954.7 |
| 11 | 1986 | 91 | -17.8 | 317.7 | -5663.5 | 100952.8 |
| 12 | 1987 | 139 | 30.2 | 910.5 | 27475.3 | 829066.0 |

| No | Tahun | CH (mm) | (Xi-X) | (Xi-X) ² | (Xi-X) ³ | (Xi-X) ⁴ |
|-------------|-------|------------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 13 | 1988 | 81 | -27.8 | 774.2 | -21543.0 | 599433.1 |
| 14 | 1989 | 74 | -34.8 | 1212.8 | -42235.1 | 1470836.8 |
| 15 | 1990 | 113 | 4.2 | 17.4 | 72.8 | 303.8 |
| 16 | 1991 | 201 | 92.2 | 8496.2 | 783140.1 | 72185934.8 |
| 17 | 1992 | 103 | -5.8 | 33.9 | -197.6 | 1151.3 |
| 18 | 1993 | 84 | -24.8 | 616.3 | -15299.2 | 379801.8 |
| 19 | 1994 | 100 | -8.8 | 77.9 | -687.3 | 6065.4 |
| 20 | 1995 | 75 | -33.8 | 1144.1 | -38700.2 | 1309034.9 |
| 21 | 1996 | 84 | -24.8 | 616.3 | -15299.2 | 379801.8 |
| 22 | 1997 | 89 | -19.8 | 393.0 | -7791.8 | 154473.1 |
| 23 | 1998 | 63 | -45.8 | 2099.9 | -96229.3 | 4409708.6 |
| 24 | 1999 | 78 | -30.8 | 950.2 | -29289.3 | 902843.2 |
| 25 | 2000 | 75 | -33.8 | 1144.1 | -38700.2 | 1309034.9 |
| 26 | 2001 | 59 | -49.8 | 2482.5 | -123692.1 | 6162958.3 |
| 27 | 2002 | 76 | -32.8 | 1077.5 | -35368.3 | 1160964.5 |
| 28 | 2003 | 85 | -23.8 | 567.6 | -13523.8 | 322204.5 |
| 29 | 2004 | 98 | -10.8 | 117.2 | -1268.5 | 13731.3 |
| 30 | 2005 | 124 | 15.2 | 230.3 | 3494.5 | 53029.2 |
| 31 | 2006 | 90 | -18.8 | 354.4 | -6671.2 | 125585.6 |
| 32 | 2007 | 101 | -7.8 | 61.2 | -479.1 | 3749.2 |
| 33 | 2008 | 282 | 173.2 | 29989.6 | 5193445.6 | 899374946.1 |
| 34 | 2009 | 111 | 2.2 | 4.7 | 10.3 | 22.4 |
| 35 | 2010 | 128 | 19.2 | 367.7 | 7050.3 | 135189.0 |
| 36 | 2011 | 72 | -36.8 | 1356.1 | -49937.7 | 1838954.7 |
| 37 | 2012 | 112 | 3.2 | 10.1 | 32.0 | 101.6 |
| 38 | 2013 | 96 | -12.8 | 164.5 | -2109.5 | 27053.9 |
| 39 | 2014 | 162 | 53.2 | 2827.6 | 150356.6 | 7995212.2 |
| 40 | 2015 | 143 | 34.2 | 1167.9 | 39914.0 | 1364061.9 |
| Jumlah | | 4353 | 0.00 | 65321.78 | 5706255.15 | 1009047243 |
| Rata2 (X) = | | 108.83 | | | | |

(sumber : hasil perhitungan)

Macam pengukuran dispersi antara lain sebagai berikut :

1. Deviasi Standar (Sd)

Perhitungan deviasi standar menggunakan persamaan :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum(X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{65321,78}{40 - 1}}$$

$$= 40,93$$

Dimana :

- Sd = Standar deviasi
 X = Tinggi rata-rata hujan (mm)
 X_i = Variabel random (mm)
 n = Jumlah data

2. Koefisien Skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum(X_i - \bar{X})^3}{(n - 1)(n - 2).Sd^3}$$

$$= \frac{40 \cdot 5706255,15}{(40 - 1)(40 - 2).40,93^3}$$

$$= 2,25$$

Dimana :

- Cs = Koefisien skewness
 Sd = Standar deviasi
 X = Tinggi rata-rata hujan (mm)
 X_i = Variabel random (mm)
 n = Jumlah data

3. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum(X_i - \bar{X})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3).Sd^4}$$

$$= \frac{40^2 \cdot 1009047242,69}{(40 - 1)(40 - 2)(40 - 3).40,93^4}$$

$$= 10,50$$

Dimana :

- Ck = Koefisien skewness
- Sd = Standar deviasi
- X = Tinggi rata-rata hujan (mm)
- X_i = Variabel random (mm)
- n = Jumlah data

4. Koefisien Variasi (Cv)

$$\begin{aligned} C_v &= \frac{Sd}{\bar{X}} \\ &= \frac{40,93}{108,83} \\ &= 0,38 \end{aligned}$$

Dimana :

- Cv = Koefisien skewness
- Sd = Standar deviasi
- X = Tinggi rata-rata hujan (mm)

4.1.3 Analisis Jenis Sebaran

4.1.3.1 Metode Gumbel

Menghitung curah hujan metode Gumbel dengan persamaan berikut :

$$X_t = \bar{X} + \frac{Sd}{Sn} (Y_t - Y_n)$$

Dimana :

- X = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan besar peluang tertentu atau pada periode ulang tertentu.
- \bar{X} = Nilai rata-rata hitung variat
- Sd = Standar deviasi nilai variat
- k = Faktor frekuensi, merupakan fungsi dari pada peluang atau periode ulang dan tipe model matematik dari distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang.

(Soewarno, 1995).

Faktor frekuensi k untuk nilai-nilai ekstrem Gumbel ditulis dengan rumus berikut :

$$k = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$$

Dimana :

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

Y_n = Reduced mean yang tergantung dari besarnya sample n . (lihat tabel 2.3)

S_n = Reduced standard deviation yang tergantung dari besarnya sampel n . (lihat tabel 2.4)

Tabel 4.3 Distribusi Sebaran Metode Gumbel

| T | 1/T | Yt | X |
|------|-------|-------|---------|
| 2 | 0.500 | 0.367 | 102.475 |
| 5 | 0.200 | 1.500 | 143.118 |
| 10 | 0.100 | 2.250 | 170.028 |
| 20 | 0.050 | 2.970 | 195.840 |
| 25 | 0.040 | 3.199 | 204.028 |
| 50 | 0.020 | 3.902 | 229.251 |
| 100 | 0.010 | 4.600 | 254.288 |
| 500 | 0.002 | 6.214 | 312.145 |
| 1000 | 0.001 | 6.907 | 337.019 |

(sumber : hasil perhitungan)

4.1.3.2 Metode Log Pearson Tipe III

Menghitung curah hujan metode Log Pearson Tipe III dengan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} \log X &= \overline{\log X} + K.S \log X \\ \overline{\log X} &= \frac{\sum \log X}{n} \\ &= \frac{80,534}{40} \\ &= 2,013 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S \log X &= \sqrt{\frac{\sum(\log X - \overline{\log X})^2}{n - 1}} \\
 &= \sqrt{\frac{0,743}{40 - 1}} \\
 &= 0,138 \\
 C_s &= \frac{n \sum(\log X - \overline{\log X})^3}{(n - 1)(n - 2)(S \log X)^3} \\
 &= \frac{40 \cdot 0,082}{(40 - 1)(40 - 2)(0,138)^3} \\
 &= 0,840
 \end{aligned}$$

Tabel 4.4 Distribusi Sebaran Metode Log Pearson Tipe III :

| Tahun | CH rata rata (X) | log X | (log X- log Xrata) | (log X- log Xrata) ² | (log X- log Xrata) ³ | (log X-log Xrata) ⁴ |
|-------|---------------------------|-------|--------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) |
| 1976 | 108 | 2.033 | 0.020 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 1977 | 151 | 2.179 | 0.166 | 0.027 | 0.005 | 0.001 |
| 1978 | 118 | 2.072 | 0.059 | 0.003 | 0.000 | 0.000 |
| 1979 | 135 | 2.130 | 0.117 | 0.014 | 0.002 | 0.000 |
| 1980 | 129 | 2.111 | 0.097 | 0.009 | 0.001 | 0.000 |
| 1981 | 117 | 2.068 | 0.055 | 0.003 | 0.000 | 0.000 |
| 1982 | 121 | 2.083 | 0.069 | 0.005 | 0.000 | 0.000 |
| 1983 | 131 | 2.117 | 0.104 | 0.011 | 0.001 | 0.000 |
| 1984 | 82 | 1.914 | -0.100 | 0.010 | -0.001 | 0.000 |
| 1985 | 72 | 1.857 | -0.156 | 0.024 | -0.004 | 0.001 |
| 1986 | 91 | 1.959 | -0.054 | 0.003 | 0.000 | 0.000 |
| 1987 | 139 | 2.143 | 0.130 | 0.017 | 0.002 | 0.000 |
| 1988 | 81 | 1.908 | -0.105 | 0.011 | -0.001 | 0.000 |
| 1989 | 74 | 1.869 | -0.144 | 0.021 | -0.003 | 0.000 |
| 1990 | 113 | 2.053 | 0.040 | 0.002 | 0.000 | 0.000 |
| 1991 | 201 | 2.303 | 0.290 | 0.084 | 0.024 | 0.007 |
| 1992 | 103 | 2.013 | -0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 1993 | 84 | 1.924 | -0.089 | 0.008 | -0.001 | 0.000 |

| Tahun | CH rata rata (X) | log X | (log X- log Xrata) | (log X- log Xrata) ² | (log X- log Xrata) ³ | (log X-log Xrata) ⁴ |
|-----------------|---------------------------|--------|--------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| | (mm) | | | | | |
| 1994 | 100 | 2.000 | -0.013 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 1995 | 75 | 1.875 | -0.138 | 0.019 | -0.003 | 0.000 |
| 1996 | 84 | 1.924 | -0.089 | 0.008 | -0.001 | 0.000 |
| 1997 | 89 | 1.949 | -0.064 | 0.004 | 0.000 | 0.000 |
| 1998 | 63 | 1.799 | -0.214 | 0.046 | -0.010 | 0.002 |
| 1999 | 78 | 1.892 | -0.121 | 0.015 | -0.002 | 0.000 |
| 2000 | 75 | 1.875 | -0.138 | 0.019 | -0.003 | 0.000 |
| 2001 | 59 | 1.771 | -0.242 | 0.059 | -0.014 | 0.003 |
| 2002 | 76 | 1.881 | -0.133 | 0.018 | -0.002 | 0.000 |
| 2003 | 85 | 1.929 | -0.084 | 0.007 | -0.001 | 0.000 |
| 2004 | 98 | 1.991 | -0.022 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 2005 | 124 | 2.093 | 0.080 | 0.006 | 0.001 | 0.000 |
| 2006 | 90 | 1.954 | -0.059 | 0.003 | 0.000 | 0.000 |
| 2007 | 101 | 2.004 | -0.009 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 2008 | 282 | 2.450 | 0.437 | 0.191 | 0.083 | 0.036 |
| 2009 | 111 | 2.045 | 0.032 | 0.001 | 0.000 | 0.000 |
| 2010 | 128 | 2.107 | 0.094 | 0.009 | 0.001 | 0.000 |
| 2011 | 72 | 1.857 | -0.156 | 0.024 | -0.004 | 0.001 |
| 2012 | 112 | 2.049 | 0.036 | 0.001 | 0.000 | 0.000 |
| 2013 | 96 | 1.982 | -0.031 | 0.001 | 0.000 | 0.000 |
| 2014 | 162 | 2.210 | 0.196 | 0.038 | 0.008 | 0.001 |
| 2015 | 143 | 2.155 | 0.142 | 0.020 | 0.003 | 0.000 |
| Jumlah | | 80.534 | - | 0.743 | 0.082 | 0.056 |
| Rata-rata (X) = | | 2.013 | | | | |

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4.5 Distribusi sebaran Log Pearson Tipe III

| Periode Ulang | K | log Xt | Xt (mm) |
|------------------|--------|--------|------------|
| 2 | -0.138 | 1.994 | 98.682 |
| 5 | 0.776 | 2.120 | 131.966 |
| 10 | 1.337 | 2.198 | 157.735 |
| 20 | 1.786 | 2.260 | 181.919 |
| 25 | 2.010 | 2.291 | 195.369 |
| 50 | 2.471 | 2.354 | 226.199 |
| 100 | 2.918 | 2.416 | 260.681 |
| 500 | 3.708 | 2.525 | 335.084 |
| 1000 | 4.308 | 2.608 | 405.518 |

(sumber : hasil perhitungan)

4.1.3.3 Metode Log Normal

Dalam menghitung curah hujan dengan metode log normal hampir sama dengan metode Log Pearson Tipe III. Perbedaannya terletak pada nilai variabel K menggunakan tabel variabel reduksi Gauss (lihat tabel 2.6).

Tabel 4.6 Distribusi sebaran Log Normal

| Periode Ulang | K | log Xt | Xt (mm) |
|------------------|-------|--------|------------|
| 2 | 0.000 | 2.013 | 103.120 |
| 5 | 0.840 | 2.129 | 134.678 |
| 10 | 1.280 | 2.190 | 154.893 |
| 20 | 1.640 | 2.240 | 173.670 |
| 25 | 1.708 | 2.249 | 177.465 |
| 50 | 2.050 | 2.296 | 197.843 |
| 100 | 2.330 | 2.335 | 216.258 |
| 500 | 2.880 | 2.411 | 257.568 |
| 1000 | 3.090 | 2.440 | 275.347 |

(sumber : hasil perhitungan)

4.1.3.4 Metode Normal

Dalam menghitung curah hujan dengan metode normal hampir sama dengan metode Gumbel. Perbedaannya terletak pada nilai variabel K menggunakan tabel variabel reduksi Gauss (lihat tabel 2.6).

Tabel 4.7 Distribusi Sebaran Metode Normal

| T | 1/T | Y_t | X |
|----------|------------|----------------------|----------|
| 2 | 0.500 | 0.000 | 108.825 |
| 5 | 0.200 | 0.840 | 143.203 |
| 10 | 0.100 | 1.280 | 161.210 |
| 20 | 0.050 | 1.640 | 175.943 |
| 25 | 0.040 | 1.708 | 178.726 |
| 50 | 0.020 | 2.050 | 192.723 |
| 100 | 0.010 | 2.330 | 204.182 |
| 500 | 0.002 | 2.880 | 226.691 |
| 1000 | 0.001 | 3.090 | 235.286 |

(sumber : hasil perhitungan)

4.1.3.5 Rekapitulasi Akhir

Hasil perhitungan curah hujan rencana semua metode seperti ditunjukkan pada Tabel 4.8 berikut ini.

Tabel 4.8 Rekapitulasi curah hujan rencana

| No | Periode Ulang (Tahun) | Hujan Rencana (mm) | | | |
|-----------|------------------------------|---------------------------|-------------------------------|--------------------------|----------------------|
| | | Metode Gumbel | Metode Log Pearson III | Metode Log Normal | Metode Normal |
| 1 | 2 | 102.475 | 98.682 | 103.120 | 108.825 |
| 2 | 5 | 143.118 | 131.966 | 134.678 | 143.203 |
| 3 | 10 | 170.028 | 157.735 | 154.893 | 161.210 |
| 4 | 20 | 195.840 | 181.919 | 173.670 | 175.943 |
| 5 | 25 | 204.028 | 195.369 | 177.465 | 178.726 |

| No | Periode Ulang (Tahun) | Hujan Rencana (mm) | | | |
|----|-----------------------|--------------------|------------------------|-------------------|---------------|
| | | Metode Gumbel | Metode Log Pearson III | Metode Log Normal | Metode Normal |
| 6 | 50 | 229.251 | 226.199 | 197.843 | 192.723 |
| 7 | 100 | 254.288 | 260.681 | 216.258 | 204.182 |
| 8 | 500 | 312.145 | 335.084 | 257.568 | 226.691 |
| 9 | 1000 | 337.019 | 405.518 | 275.347 | 235.286 |

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel berikut ini menunjukkan beberapa parameter yang menjadi syarat penggunaan suatu metode distribusi. Dari tabel tersebut ditunjukkan beberapa nilai Cs dan Ck yang menjadi persyaratan dari penggunaan tiga jenis metode distribusi.

Tabel 4.9 Parameter Pengujian Distribusi Frekuensi

| No | Jenis Distribusi | Syarat | Hasil | Ket |
|----|----------------------|--------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|----------------|
| 1 | Normal | $Cs = 0$ $Ck = 3$ | $Cs = 2,247$ $Ck = 10,495$ | Tidak Memenuhi |
| 2 | Log Normal | $Cs = Cv^3 + 3Cv = 0,685$ $Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3 = 3,847$ | $Cs = 2,247$ $Ck = 10,495$ | Tidak Memenuhi |
| 3 | Gumbel | $Cs \leq 1,1396$ $Ck \leq 5,4002$ | $Cs = 2,247 \leq 1,1396$ $Ck = 10,495 \leq 5,4002$ | Tidak Memenuhi |
| 4 | Log Pearson Tipe III | Cs $Ck =$ bebas | bebas | Memenuhi |

(sumber : hasil perhitungan)

Dari keempat metode yang digunakan di atas yang paling sesuai adalah distribusi Metode Log Pearson Tipe III dengan nilai $Cs = 2,247$ dan nilai $Ck = 10,495$. Dari jenis distribusi yang telah memenuhi syarat tersebut perlu diuji kecocokan sebarannya

dengan beberapa metode. Hasil uji kecocokan sebaran menunjukkan distribusinya dapat diterima atau tidak.

4.1.4 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi

Uji Kecocokan (*The Goodness Of Fill Test*) distribusi frekuensi dari contoh data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang dilakukan dalam analisis ini adalah Uji Parameter:

4.1.4.1 Uji Chi Kuadrat

Setelah dipilih Metode Log Pearson Tipe III, Untuk menguji kecocokan distribusi Metode Log Pearson Tipe III, digunakan Uji Sebaran Chi Kuadrat (Chi Square Test) (Soewarno, 1995). Digunakan Persamaan sebagai berikut :

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

$$\begin{aligned} n &= \text{Jumlah data} \\ K &= \text{Jumlah kelas} \\ K &= 1 + 3,322 \log n \\ &= 1 + 3,322 \log 40 \\ &= 6,32 \approx 6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Dk &= \text{Derajat kebebasan} \\ R &= \text{Banyaknya parameter, untuk chi kuadrat adalah 2} \\ Dk &= K - R - 1 \\ &= 6 - 2 - 1 \\ &= 3 \\ \alpha &= 5\% \\ X^2_{cr} &= 7,815 \text{ (didapatkan dari tabel 2.7 dengan melihat} \\ &\text{nilai } Dk \text{ dan } \alpha) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_i &= \frac{n}{K} = \frac{40}{6} = 6,67 \\ \Delta X &= (X_{\text{maks}} - X_{\text{min}}) / (K-1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (282 - 59) / (6 - 1) \\
 &= 44,6 \approx 44 \\
 \text{Xawal} &= X_{\min} - (1/2 \cdot \Delta X) \\
 &= 59 - (0,5 \cdot 44) \\
 &= 37
 \end{aligned}$$

Nilai X^2_{cr} didapat dari Tabel 2.7 dengan menggunakan nilai $Dk=3$ dan derajat kepercayaan 5%, lalu dibandingkan dengan nilai X^2 hasil perhitungan yang dapat dilihat pada Tabel 4.10 dbawah. Syarat yang harus dipenuhi yaitu X^2 hitungan $< X^2_{cr}$ (Soewarno, 1995).

Tabel 4.10 Uji kesesuaian distribusi dengan Chi Kuadrat

| Kemungkinan | Ei | Oi | $(O_i - E_i)^2$ | $(O_i - E_i)^2/E_i$ |
|------------------------|----|-------|-----------------|---------------------|
| $P' \leq 16,67$ | 6 | 6.667 | 0,44 | 0,07 |
| $16,67 < X \leq 33,33$ | 11 | 6.667 | 18,78 | 2,82 |
| $33,33 < X \leq 50,00$ | 4 | 6.667 | 7,11 | 1,07 |
| $50,00 < X \leq 66,67$ | 6 | 6.667 | 0,44 | 0,07 |
| $66,67 < X \leq 83,33$ | 6 | 6.667 | 0,44 | 0,07 |
| $83,33 \geq P'$ | 7 | 6.667 | 0,11 | 0,02 |
| Jumlah | 40 | 40 | | 4,100 |

(sumber : hasil perhitungan)

$$X^2 \text{ hitungan} = 4,100$$

$$X^2 \text{ cr} = 7,815$$

X^2 hitungan $< X^2_{cr}$ (Distribusi Dapat Diterima)

4.1.4.2 Uji Smirnov - Kolmogorov

Uji kecocokan distribusi Smirnov–Kolmogorov, sering juga uji kecocokan non parametrik (non-parametric test), karena pengujian tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Hasil perhitungan uji kecocokan distribusi dengan Smirnov–Kolmogorov untuk Metode Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada Tabel 4.11 berikut.

X_i = Curah hujan rencana

| | |
|-----|-------------------------------------|
| Xrt | = Rata-rata curah hujan = 107 mm |
| Sd | = Standar deviasi = 24,342 |
| n | = jumlah data |
| m | = Urutan peringkat |

Tabel 4.11 Uji kesesuaian sebaran Smirnov-Kolmogorov

| Tahun | m | (Xi) | Log Xi | P(xi)= m/(n+1) | P(xi<) | P'(xi)= m/(n-1) | P'(xi<) | D |
|-------|----|------|-----------|-------------------|--------|--------------------|---------|------|
| 2001 | 1 | 59 | 1.77 | 0.02 | 97.56 | 0.03 | 97.44 | 0.13 |
| 1998 | 2 | 63 | 1.80 | 0.05 | 95.12 | 0.05 | 94.87 | 0.25 |
| 1985 | 3 | 72 | 1.86 | 0.07 | 92.68 | 0.08 | 92.31 | 0.38 |
| 2011 | 4 | 72 | 1.86 | 0.10 | 90.24 | 0.10 | 89.74 | 0.50 |
| 1989 | 5 | 74 | 1.87 | 0.12 | 87.80 | 0.13 | 87.18 | 0.63 |
| 1995 | 6 | 75 | 1.88 | 0.15 | 85.37 | 0.15 | 84.62 | 0.75 |
| 2000 | 7 | 75 | 1.88 | 0.17 | 82.93 | 0.18 | 82.05 | 0.88 |
| 2002 | 8 | 76 | 1.88 | 0.20 | 80.49 | 0.21 | 79.49 | 1.00 |
| 1999 | 9 | 78 | 1.89 | 0.22 | 78.05 | 0.23 | 76.92 | 1.13 |
| 1988 | 10 | 81 | 1.91 | 0.24 | 75.61 | 0.26 | 74.36 | 1.25 |
| 1984 | 11 | 82 | 1.91 | 0.27 | 73.17 | 0.28 | 71.79 | 1.38 |
| 1993 | 12 | 84 | 1.92 | 0.29 | 70.73 | 0.31 | 69.23 | 1.50 |
| 1996 | 13 | 84 | 1.92 | 0.32 | 68.29 | 0.33 | 66.67 | 1.63 |
| 2003 | 14 | 85 | 1.93 | 0.34 | 65.85 | 0.36 | 64.10 | 1.75 |
| 1997 | 15 | 89 | 1.95 | 0.37 | 63.41 | 0.38 | 61.54 | 1.88 |
| 2006 | 16 | 90 | 1.95 | 0.39 | 60.98 | 0.41 | 58.97 | 2.00 |
| 1986 | 17 | 91 | 1.96 | 0.41 | 58.54 | 0.44 | 56.41 | 2.13 |
| 2013 | 18 | 96 | 1.98 | 0.44 | 56.10 | 0.46 | 53.85 | 2.25 |
| 2004 | 19 | 98 | 1.99 | 0.46 | 53.66 | 0.49 | 51.28 | 2.38 |
| 1994 | 20 | 100 | 2.00 | 0.49 | 51.22 | 0.51 | 48.72 | 2.50 |

| Tahun | m | (Xi) | Log Xi | $P(xi) = \frac{m}{(n+1)}$ | $P(xi <)$ | $P'(xi) = \frac{m}{(n-1)}$ | $P'(xi <)$ | D |
|-----------------|----|--------|--------|---------------------------|-----------|----------------------------|------------|------|
| 2007 | 21 | 101 | 2.00 | 0.51 | 48.78 | 0.54 | 46.15 | 2.63 |
| 1992 | 22 | 103 | 2.01 | 0.54 | 46.34 | 0.56 | 43.59 | 2.75 |
| 1976 | 23 | 108 | 2.03 | 0.56 | 43.90 | 0.59 | 41.03 | 2.88 |
| 2009 | 24 | 111 | 2.05 | 0.59 | 41.46 | 0.62 | 38.46 | 3.00 |
| 2012 | 25 | 112 | 2.05 | 0.61 | 39.02 | 0.64 | 35.90 | 3.13 |
| 1990 | 26 | 113 | 2.05 | 0.63 | 36.59 | 0.67 | 33.33 | 3.25 |
| 1981 | 27 | 117 | 2.07 | 0.66 | 34.15 | 0.69 | 30.77 | 3.38 |
| 1978 | 28 | 118 | 2.07 | 0.68 | 31.71 | 0.72 | 28.21 | 3.50 |
| 1982 | 29 | 121 | 2.08 | 0.71 | 29.27 | 0.74 | 25.64 | 3.63 |
| 2005 | 30 | 124 | 2.09 | 0.73 | 26.83 | 0.77 | 23.08 | 3.75 |
| 2010 | 31 | 128 | 2.11 | 0.76 | 24.39 | 0.79 | 20.51 | 3.88 |
| 1980 | 32 | 129 | 2.11 | 0.78 | 21.95 | 0.82 | 17.95 | 4.00 |
| 1983 | 33 | 131 | 2.12 | 0.80 | 19.51 | 0.85 | 15.38 | 4.13 |
| 1979 | 34 | 135 | 2.13 | 0.83 | 17.07 | 0.87 | 12.82 | 4.25 |
| 1987 | 35 | 139 | 2.14 | 0.85 | 14.63 | 0.90 | 10.26 | 4.38 |
| 2015 | 36 | 143 | 2.16 | 0.88 | 12.20 | 0.92 | 7.69 | 4.50 |
| 1977 | 37 | 151 | 2.18 | 0.90 | 9.76 | 0.95 | 5.13 | 4.63 |
| 2014 | 38 | 162 | 2.21 | 0.93 | 7.32 | 0.97 | 2.56 | 4.75 |
| 1991 | 39 | 201 | 2.30 | 0.95 | 4.88 | 1.00 | 0.00 | 4.88 |
| 2008 | 40 | 282 | 2.45 | 0.98 | 2.44 | 1.03 | -2.56 | 5.00 |
| Jumlah | | 4353 | | | | | Dmaks= | 5,00 |
| Rata-rata (X) = | | 108.83 | | | | | Dcr= | 21,0 |

(sumber : hasil perhitungan)

Derajat signifikansi = 0,05 = 5%

Dmaks = 5%

Dcr = 21% (untuk n = 40 lihat tabel 2.8)

Dilihat dari perbandingan di atas didapatkan bahwa $D_{maks} < D_{cr}$ kritis, maka metode sebaran yang diuji dapat diterima.

4.1.5 Debit Banjir Rencana

Debit Banjir rencana adalah debit banjir yang diperkirakan terjadi pada periode ulang tertentu. Pada tugas akhir ini dihitung debit banjir rencana periode ulang 25 tahun, 50 tahun, dan 100 tahun.

4.1.5.1 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran atau koefisien limpasan didefinisikan sebagai berikut (Sosrodarsono dan Takeda, 1989):

$$\text{Koefisien pengaliran} = \frac{\text{Jumlah limpasan}}{\text{Jumlah curah hujan}}$$

Mononobe mencantumkan koefisien pengaliran seperti yang disajikan pada tabel berikut, didasarkan pada suatu pertimbangan bahwa koefisien pengaliran sangat tergantung pada faktor-faktor fisik. Jika pembangunan dikemudian hari di daerah pengaliran itu harus dipertimbangkan, maka pada perhitungan banjir lebih baik digunakan koefisien yang lebih besar dari 0,70 dan koefisien yang kurang dari 0,5 harus ditiadakan.

Hal yang senada juga dinyatakan oleh Volker (1968) yang menyatakan koefisien limpasan, mencakup semua kehilangan dan beragam dari hujan yang satu ke hujan yang lain. Karena itu, suatu harga konstan untuk suatu DAS tidak boleh dipergunakan. Koefisien limpasan berdasarkan tata guna lahan dapat dilihat pada Tabel 4.12 yaitu sebesar 0,768.

Tabel 4.12 Koefisien tata guna lahan

| No | Tata Guna Lahan | C | Luas (Km ²) | Prosentase | C Rata-Rata (%) |
|--------|-----------------|------|-------------------------|------------|-----------------|
| 1 | Tegalan | 0.65 | 12.31 | 28.10 | 18.26 |
| 2 | Sawah | 0.85 | 18.00 | 41.09 | 34.92 |
| 3 | Semak Belukar | 0.75 | 2.50 | 5.71 | 4.28 |
| 4 | Hutan Lebat | 0.65 | 3.00 | 6.85 | 4.45 |
| 5 | Pemukiman | 0.82 | 7.00 | 15.98 | 13.10 |
| 6 | Perkebunan | 0.75 | 1.00 | 2.28 | 1.71 |
| Jumlah | | | 43.81 | 100.00 | 76.80 |

(sumber : sertifikasi desain bendungan logung, 2015)

4.1.5.2 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Untuk menghitung debit banjir rencana dengan cara hidrograf perlu diketahui sebaran hujan jam-jaman dengan suatu interval tertentu. Dari dat yang telah disusun dalam rangetinggi hujan dipilih distribusi tinggi hujan rancangan dengan analisis frekuensi dan frekuensi kemunculan tertinggi pada hujan jam-jaman tertentu.

Karena di lokasi rencana Waduk Logung tidak tersedia data curah hujan jam-jaman maka pola distribusi hujan mengacu pada PSA 007 (Buku Panduan Perencanaan Bendungan Urugan, Volume II, 1999, hal 37).

Sebagai perkiraan awal, durasi hujan kritis dapat diambil sama atau lebih besar dari waktu konsentrasi DTA. Dengan durasi tersebut semua air hujan yang jatuh akan di DTA akan menyumbang menjadi banjir hingga mencapai titik bendungan berada. Semakin luas DTA akan semakin lama durasi curah hujan kritis yang harus diperhitungkan. Salah satu rumus empiris untuk menghitung waktu konsentrasi adalah rumus Kirpich:

$$T_c = 0,0195 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,77} = 0,0195 \left[\frac{20.125}{\sqrt{0,06}} \right]^{0,77} = 118,7 \text{ menit} = 2,0 \text{ jam}$$

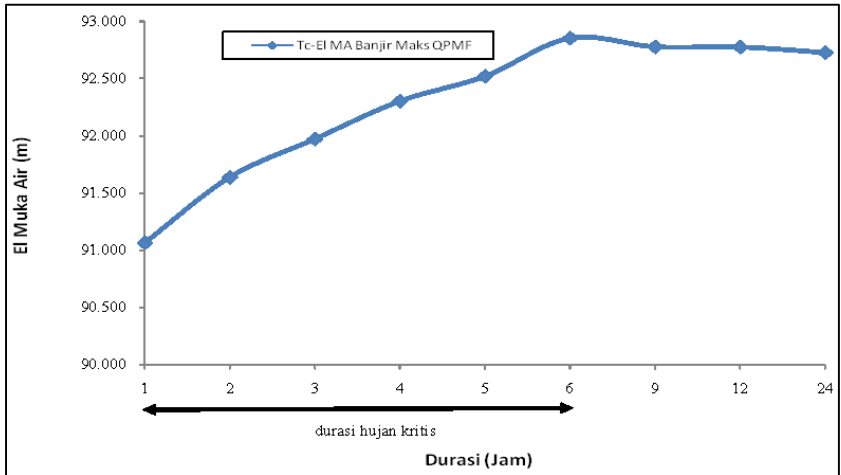
Dimana :

T_c = Waktu konsentrasi (menit)

L = Panjang sungai dari titik paling hulu ke titik kontrol yang diperhitungkan (meter)

S = Kemiringan dasar sungai rata-rata = H/L

Hasil analisis durasi hujan kritis dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 4.1 T_c elevasi muka air banjir maksimum QPMF

Berdasarkan analisa hubungan durasi hujan kritis-Elevasi muka air banjir pada Q PMF, diperoleh nilai elevasi muka air banjir maksimum terjadi pada saat $T_c = 6$ jam sehingga distribusi hujan yang digunakan adalah 6 jam.

Tabel 4.13 Distribusi hujan 6 jam

| Jam ke | Curah hujan pada jam ke t (R) | Kumulatif (%) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 1 | 4.00 | R24 4.000 |
| 2 | 15.00 | R24 19.000 |
| 3 | 60.00 | R24 79.000 |

| Jam ke | Curah hujan pada jam ke t (R) | Kumulatif (%) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| 4 | 13.00 | R24 92.000 |
| 5 | 4.00 | R24 96.000 |
| 6 | 4.00 | R24 100.000 |

(sumber : sertifikasi desain bendungan logung, 2015)

Distribusi hujan di Jawa pada umumnya antara 5 sampai 6 jam. Hasil penelitian durasi hujan lebat (> 50 mm) di beberapa lokasi pulau Jawa dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.14 Distribusi hujan jam-jaman

| Jam Ke | Distribusi Hujan Jam-Jaman (%) | | | | | | | | | |
|--------|--------------------------------|------------------------|----------------------|-------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------------|------------------------------|
| | Tanimoto, Jawa (1969) | Sub DAS Brantas (1982) | Sub DAS Lesti (1982) | Waduk Semo (1985) | Wany dkk, Jawa Barat (2003) | Prayogo, DAS Cimanuk (2004) | Sub DAS Sengguruh & Karangates (1999) | Priambodo, St. Citeko, Jakarta (2004) | Priambodo, St. Kemayoran, Jakarta (2004) | Waduk Logung, PSA 007 (2015) |
| 1 | 26.00 | 38.00 | 58.00 | 58.00 | 12.00 | 25.54 | 13.00 | 38.00 | 22.00 | 4.00 |
| 2 | 24.00 | 56.00 | 40.00 | 16.00 | 54.00 | 24.88 | 18.00 | 28.00 | 39.00 | 15.00 |
| 3 | 17.00 | 6.00 | 1.00 | 10.00 | 24.00 | 22.93 | 39.00 | 11.00 | 26.00 | 60.00 |
| 4 | 13.00 | | 1.00 | 8.00 | 6.00 | 14.42 | 15.00 | 14.00 | 13.00 | 13.00 |
| 5 | 7.00 | | | 8.00 | 3.00 | 7.95 | 9.00 | 9.00 | | 4.00 |
| 6 | 5.50 | | | | 1.00 | 4.28 | 6.00 | | | 4.00 |
| 7 | 4.00 | | | | | | | | | |
| 8 | 3.50 | | | | | | | | | |

(sumber : sertifikasi desain bendungan logung, 2015)

Dari perbandingan di atas dapat disimpulkan bahwa pola distribusi hujan DAS Logung mendekati pola-pola distribusi hujan di pulau Jawa sehingga pola distribusi hujan DAS Logung dapat digunakan.

Metode yang digunakan untuk memperoleh distribusi curah hujan menggunakan metode Unit Hidrograf Gama 1. Sehingga perumusan perhitungan rata-rata sampai jam ke (t) dengan menganggap sebagai hujan terpusat selama 6 jam. Adapun perumusan sebagai berikut:

$$Rt = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{T}{t}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$R_t = t \times R_t - (t - 1) \times R_{(t-1)}$$

Dimana :

- R_t = Rata-rata hujan dari permulaan sampai jam ke t (mm)
 R_{24} = Tinggi hujan harian dalam 24 jam (mm)
 t = Waktu hujan (jam)
 T = Lama waktu hujan terpusat jam (t) (mm)
 $R_{(t-1)}$ = Rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke (t-1) (mm)

Perhitungan tinggi hujan efektif, menggunakan rumus sebagai berikut:

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

Dimana :

- R_{eff} = Tinggi hujan efektif (mm)
 X_t = Tinggi hujan rencana (mm)
 C = Koefisien pengaliran rata-rata

Hujan terpusat selama 6 jam

$$R_{t_1} = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{6}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,550 R_{24}$$

$$R_{t_2} = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{6}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,347 R_{24}$$

$$R_{t_3} = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{6}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,265 R_{24}$$

$$R_{t_4} = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{6}{4}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,218 R_{24}$$

$$R_{t_5} = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{6}{5}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,188 R_{24}$$

$$R_{t_6} = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{6}{6}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,167 R_{24}$$

Distribusi Hujannya:

$$\begin{aligned}
 R_t &= R_{t_1} &&= 0,550 R_{24} \\
 R_{t_2} &= 2R_{t_2} - 1R_{t_1} &&= 0,143 R_{24} \\
 R_{t_3} &= 3R_{t_3} - 2R_{t_2} &&= 0,100 R_{24} \\
 R_{t_4} &= 4R_{t_4} - 3R_{t_3} &&= 0,080 R_{24} \\
 R_{t_5} &= 5R_{t_5} - 4R_{t_4} &&= 0,067 R_{24} \\
 R_{t_6} &= 6R_{t_6} - 5R_{t_5} &&= 0,059 R_{24}
 \end{aligned}$$

Berikut hasil perhitungan daerah jam-jaman :

Tabel 4.15 Rata-rata hujan pada jam ke-t

| No | t (jam) | R _t (mm) | t x R _t | (t-1) x R _t (t-1) | R' _t (mm) |
|----|------------|------------------------|--------------------|---------------------------------|-------------------------|
| 1 | 1 | 0.550 | 0.550 | 0 | 0.550 |
| 2 | 2 | 0.347 | 0.693 | 0.550 | 0.143 |
| 3 | 3 | 0.265 | 0.794 | 0.693 | 0.100 |
| 4 | 4 | 0.218 | 0.874 | 0.794 | 0.080 |
| 5 | 5 | 0.188 | 0.941 | 0.874 | 0.067 |
| 6 | 6 | 0.167 | 1.000 | 0.941 | 0.059 |

(sumber : hasil perhitungan)

Maka besarnya curah hujan efektif dapat dihitung dengan contoh perhitungan sebagai berikut :

Diketahui :

X_t = Tinggi hujan rencana Log Pearson tipe III periode ulang
25 tahun = 195,369 mm

C = Koefisien pengaliran rata-rata = 0,768

Sehingga

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

$$R_{eff} = 0,768 \times 195,369 \text{ mm}$$

$$R_{eff} = 150,043 \text{ mm}$$

Perhitungan tinggi curah hujan efektif masing-masing periode, untuk selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.15 berikut :

Tabel 4.16 Tinggi curah hujan efektif

| No | Periode Ulang (Tahun) | Reff (mm) | 0.550 | 0.143 | 0.100 | 0.080 | 0.067 | 0.059 |
|----|-----------------------|-----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | | | R1 (mm) | R2 (mm) | R3 (mm) | R4 (mm) | R5 (mm) | R6 (mm) |
| 1 | 25 | 150.043 | 82.57 | 21.46 | 15.06 | 11.99 | 10.12 | 8.85 |
| 2 | 50 | 173.721 | 95.60 | 24.85 | 17.43 | 13.88 | 11.72 | 10.24 |
| 3 | 100 | 200.203 | 110.18 | 28.64 | 20.09 | 15.99 | 13.50 | 11.80 |

(sumber : hasil perhitungan)

4.1.5.3 Hidrograf Gama 1

Satuan hidrograf sintetik Gama I dibentuk oleh tiga komponen dasar yaitu waktu naik (TR), debit puncak (Qp), waktu dasar (TB) dengan data-data diketahui sebagai berikut :

Tabel 4.17 Parameter hidrograf Gama 1

| No | Parameter | Satuan |
|----|-------------------------------------------|--------------------------|
| 1 | Luas DAS (A) | = 43.810 km ² |
| 2 | Panjang Sungai Utama (L) | = 20.125 km |
| 3 | Panjang Sungai Tingkat 1 (L1) | = 40.875 km |
| 4 | Panjang Sungai Semua Tingkat (LN) | = 98.625 km |
| 5 | Panjang Sungai 0,25 L (A) | = 5.031 km |
| 6 | Panjang Sungai 0,75 L (B) | = 15.094 km |
| 7 | Lebar DAS pada Panjang Sungai 0,25L (WL) | = 4.950 km |
| 8 | Lebar DAS pada Panjang Sungai 0,75 L (WU) | = 3.000 km |
| 9 | Elevasi Dasar Sungai Hulu | = 465.5 m |
| 10 | Elevasi Dasar Sungai Hilir | = 50 m |
| 11 | Jumlah Segmen Sungai Tingkat 1 (P1) | = 37 buah |

| No | Parameter | | Satuan |
|----|-----------------------------------------|---|------------------------|
| 12 | Jumlah Segmen Sungai Semua Tingkat (PN) | = | 71 buah |
| 13 | Kemiringan Sungai Utama (S) | = | 0.06 |
| 14 | Faktor Lebar (WF) | = | 0.606 km |
| 15 | Faktor Sumber (SF) | = | 0.414 km |
| 16 | Frekuensi Sumber (SN) | = | 0.521 buah |
| 17 | Luas DAS Hulu (AU) | = | 17.398 km ² |
| 18 | (RUA) | = | 0.397 km ² |
| 19 | Faktor Simetri (SIM) | = | 0.241 |
| 20 | Jumlah Pertemuan Sungai (JN) | = | 37 buah |
| 21 | Kerapatan Jaringan Kuras (D) | = | 2.251 |

(sumber : sertifikasi desain bendungan logung, 2015)

1. Waktu Naik (TR)

$$\begin{aligned}
 TR &= 0,43 \left(\frac{L}{100SF} \right)^3 + 1,0665SIM + 1,2775 \\
 &= 0,43 \left(\frac{20,125}{100 \cdot 0,414} \right)^3 + 1,0665 \cdot 0,241 + 1,2775 \\
 &= 1,584 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

2. Debit Puncak (Qp)

$$\begin{aligned}
 Qp &= 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot TR^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381} \\
 &= 0,1836 \cdot 43,810^{0,5886} \cdot 1,584^{-0,4008} \cdot 0,241^{0,2381} \\
 &= 3,338 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

3. Waktu Dasar (TB)

$$\begin{aligned}
 TB &= 27,4132 \cdot TR^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \\
 &= 27,4132 \cdot 1,584^{0,1457} \cdot 0,06^{0,7344} \cdot 0,397^{0,2574} \\
 &= 18,893 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

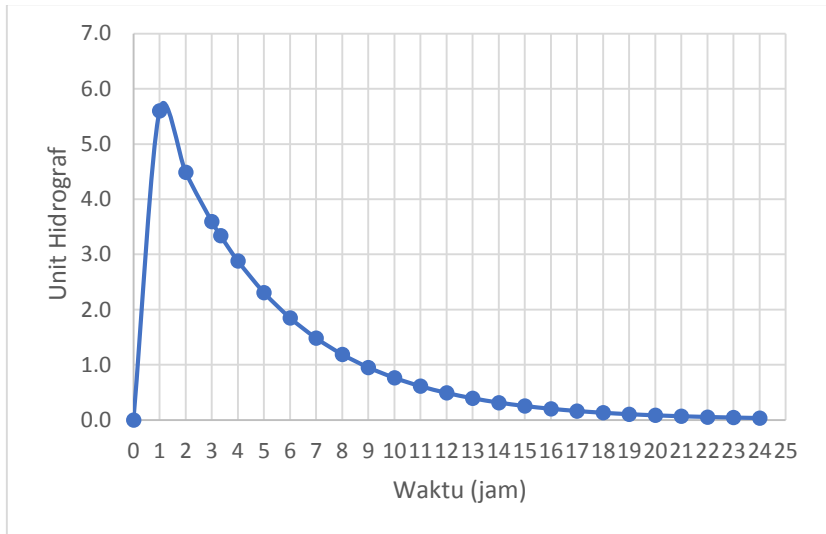
Untuk mendapatkan grafik unit hidrograf Gama 1, maka perlu menghitung parameter sebagai berikut :

Tabel 4.18 Parameter grafik hidrograf Gama 1

| No | Waktu (jam) | Qp (m ³ /det) | K (jam) | t/K | e | Qt | Ket |
|----|----------------|-----------------------------|------------|--------|-------|-------|--------|
| 1 | 0 | 0.000 | 4.515 | 0.000 | 2.718 | 0.000 | Qnaik |
| 2 | 1 | 3.338 | 4.515 | -0.518 | 2.718 | 5.602 | |
| 3 | 2 | 3.338 | 4.515 | -0.296 | 2.718 | 4.489 | Qturun |
| 4 | 3 | 3.338 | 4.515 | -0.075 | 2.718 | 3.597 | |
| 5 | 3.338 | 3.338 | 4.515 | 0.000 | 2.718 | 3.338 | |
| 6 | 4 | 3.338 | 4.515 | 0.147 | 2.718 | 2.882 | |
| 7 | 5 | 3.338 | 4.515 | 0.368 | 2.718 | 2.310 | |
| 8 | 6 | 3.338 | 4.515 | 0.590 | 2.718 | 1.851 | |
| 9 | 7 | 3.338 | 4.515 | 0.811 | 2.718 | 1.483 | |
| 10 | 8 | 3.338 | 4.515 | 1.033 | 2.718 | 1.188 | |
| 11 | 9 | 3.338 | 4.515 | 1.254 | 2.718 | 0.952 | |
| 12 | 10 | 3.338 | 4.515 | 1.476 | 2.718 | 0.763 | |
| 13 | 11 | 3.338 | 4.515 | 1.697 | 2.718 | 0.611 | |
| 14 | 12 | 3.338 | 4.515 | 1.919 | 2.718 | 0.490 | |
| 15 | 13 | 3.338 | 4.515 | 2.140 | 2.718 | 0.393 | |
| 16 | 14 | 3.338 | 4.515 | 2.362 | 2.718 | 0.315 | |
| 17 | 15 | 3.338 | 4.515 | 2.583 | 2.718 | 0.252 | |
| 18 | 16 | 3.338 | 4.515 | 2.805 | 2.718 | 0.202 | |
| 19 | 17 | 3.338 | 4.515 | 3.026 | 2.718 | 0.162 | |
| 20 | 18 | 3.338 | 4.515 | 3.248 | 2.718 | 0.130 | |
| 21 | 19 | 3.338 | 4.515 | 3.469 | 2.718 | 0.104 | |
| 22 | 20 | 3.338 | 4.515 | 3.691 | 2.718 | 0.083 | |
| 23 | 21 | 3.338 | 4.515 | 3.912 | 2.718 | 0.067 | |
| 24 | 22 | 3.338 | 4.515 | 4.134 | 2.718 | 0.053 | |
| 25 | 23 | 3.338 | 4.515 | 4.355 | 2.718 | 0.043 | |

| No | Waktu (jam) | Qp (m ³ /det) | K (jam) | t/K | e | Qt | Ket |
|----|-------------|--------------------------|---------|-------|-------|-------|-----|
| 26 | 24 | 3.338 | 4.515 | 4.577 | 2.718 | 0.034 | |

(sumber : hasil perhitungan)



Gambar 4.2 Grafik unit hidrograf Gama 1

Tabel 4.19 Perhitungan ordinat hidrograf Gama 1 periode 25 tahunan

| T (jam) | U (t,l) (m3/det) | Akibat Hujan | | | | | | Q25 (m3/det) |
|------------|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|-----------------|
| | | 0-1 Jam 82.572 | 1-2 Jam 21.462 | 2-3 Jam 15.055 | 3-4 Jam 11.985 | 4-5 Jam 10.121 | 5-6 Jam 8.847 | |
| 0 | 0.000 | 0.000 | | | | | | 0.000 |
| 1 | 5.602 | 462.535 | 120.223 | | | | | 582.758 |
| 2 | 4.489 | 370.636 | 96.336 | 67.577 | | | | 534.549 |
| 3 | 3.597 | 296.995 | 77.195 | 54.151 | 43.109 | | | 471.451 |
| 3.338 | 3.338 | 275.594 | 71.633 | 50.249 | 40.003 | | | 437.479 |
| 4 | 2.882 | 237.987 | 61.858 | 43.392 | 34.544 | 29.171 | | 406.951 |
| 5 | 2.310 | 190.702 | 49.567 | 34.770 | 27.681 | 23.375 | 20.433 | 346.528 |
| 6 | 1.851 | 152.812 | 39.719 | 27.862 | 22.181 | 18.731 | 16.373 | 277.678 |
| 7 | 1.483 | 122.450 | 31.827 | 22.326 | 17.774 | 15.009 | 13.120 | 222.507 |
| 8 | 1.188 | 98.121 | 25.504 | 17.890 | 14.242 | 12.027 | 10.513 | 178.298 |
| 9 | 0.952 | 78.626 | 20.436 | 14.336 | 11.413 | 9.638 | 8.424 | 142.873 |
| 10 | 0.763 | 63.004 | 16.376 | 11.487 | 9.145 | 7.723 | 6.751 | 114.486 |
| 11 | 0.611 | 50.486 | 13.122 | 9.205 | 7.328 | 6.188 | 5.409 | 91.739 |
| 12 | 0.490 | 40.455 | 10.515 | 7.376 | 5.872 | 4.959 | 4.335 | 73.512 |
| 13 | 0.393 | 32.417 | 8.426 | 5.911 | 4.705 | 3.974 | 3.473 | 58.906 |

| T (jam) | U (t,l) (m3/det) | Akibat Hujan | | | | | | Q25 (m3/det) |
|------------|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|-----------------|
| | | 0-1 Jam 82.572 | 1-2 Jam 21.462 | 2-3 Jam 15.055 | 3-4 Jam 11.985 | 4-5 Jam 10.121 | 5-6 Jam 8.847 | |
| 14 | 0.315 | 25.976 | 6.752 | 4.736 | 3.771 | 3.184 | 2.783 | 47.202 |
| 15 | 0.252 | 20.815 | 5.410 | 3.795 | 3.021 | 2.551 | 2.230 | 37.824 |
| 16 | 0.202 | 16.679 | 4.335 | 3.041 | 2.421 | 2.044 | 1.787 | 30.309 |
| 17 | 0.162 | 13.366 | 3.474 | 2.437 | 1.940 | 1.638 | 1.432 | 24.287 |
| 18 | 0.130 | 10.710 | 2.784 | 1.953 | 1.555 | 1.313 | 1.148 | 19.461 |
| 19 | 0.104 | 8.582 | 2.231 | 1.565 | 1.246 | 1.052 | 0.920 | 15.595 |
| 20 | 0.083 | 6.877 | 1.787 | 1.254 | 0.998 | 0.843 | 0.737 | 12.496 |
| 21 | 0.067 | 5.511 | 1.432 | 1.005 | 0.800 | 0.675 | 0.590 | 10.013 |
| 22 | 0.053 | 4.416 | 1.148 | 0.805 | 0.641 | 0.541 | 0.473 | 8.024 |
| 23 | 0.043 | 3.538 | 0.920 | 0.645 | 0.514 | 0.434 | 0.379 | 6.430 |
| 24 | 0.034 | 2.835 | 0.737 | 0.517 | 0.412 | 0.348 | 0.304 | 5.152 |

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4.20 Perhitungan ordinat hidrograf Gama 1 periode 50 tahunan

| T (jam) | U (t,l) (m3/det) | Akibat Hujan | | | | | | Q50 (m3/det) |
|------------|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-----------------|
| | | 0-1 Jam 95.602 | 1-2 Jam 24.849 | 2-3 Jam 17.431 | 3-4 Jam 13.877 | 4-5 Jam 11.718 | 5-6 Jam 10.243 | |
| 0 | 0.000 | 0.000 | | | | | | 0.000 |
| 1 | 5.602 | 535.525 | 139.194 | | | | | 674.720 |
| 2 | 4.489 | 429.124 | 111.538 | 78.242 | | | | 618.904 |
| 3 | 3.597 | 343.863 | 89.377 | 62.696 | 49.912 | | | 545.848 |
| 3.338 | 3.338 | 319.085 | 82.937 | 58.178 | 46.316 | | | 506.515 |
| 4 | 2.882 | 275.542 | 71.619 | 50.239 | 39.995 | 33.775 | | 471.170 |
| 5 | 2.310 | 220.796 | 57.389 | 40.257 | 32.049 | 27.064 | 23.657 | 401.212 |
| 6 | 1.851 | 176.926 | 45.987 | 32.259 | 25.681 | 21.687 | 18.957 | 321.497 |
| 7 | 1.483 | 141.774 | 36.850 | 25.849 | 20.579 | 17.378 | 15.190 | 257.620 |
| 8 | 1.188 | 113.605 | 29.528 | 20.713 | 16.490 | 13.925 | 12.172 | 206.434 |
| 9 | 0.952 | 91.033 | 23.661 | 16.598 | 13.214 | 11.158 | 9.754 | 165.419 |
| 10 | 0.763 | 72.946 | 18.960 | 13.300 | 10.588 | 8.941 | 7.816 | 132.552 |
| 11 | 0.611 | 58.453 | 15.193 | 10.658 | 8.485 | 7.165 | 6.263 | 106.216 |
| 12 | 0.490 | 46.839 | 12.174 | 8.540 | 6.799 | 5.741 | 5.019 | 85.112 |
| 13 | 0.393 | 37.533 | 9.756 | 6.843 | 5.448 | 4.601 | 4.021 | 68.202 |

| T (jam) | U (t,l) (m3/det) | Akibat Hujan | | | | | | Q50 |
|------------|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------|
| | | 0-1 Jam 95.602 | 1-2 Jam 24.849 | 2-3 Jam 17.431 | 3-4 Jam 13.877 | 4-5 Jam 11.718 | 5-6 Jam 10.243 | (m3/det) |
| 14 | 0.315 | 30.076 | 7.817 | 5.484 | 4.366 | 3.687 | 3.222 | 54.651 |
| 15 | 0.252 | 24.100 | 6.264 | 4.394 | 3.498 | 2.954 | 2.582 | 43.792 |
| 16 | 0.202 | 19.312 | 5.019 | 3.521 | 2.803 | 2.367 | 2.069 | 35.092 |
| 17 | 0.162 | 15.475 | 4.022 | 2.821 | 2.246 | 1.897 | 1.658 | 28.119 |
| 18 | 0.130 | 12.400 | 3.223 | 2.261 | 1.800 | 1.520 | 1.329 | 22.532 |
| 19 | 0.104 | 9.936 | 2.583 | 1.812 | 1.442 | 1.218 | 1.065 | 18.056 |
| 20 | 0.083 | 7.962 | 2.070 | 1.452 | 1.156 | 0.976 | 0.853 | 14.468 |
| 21 | 0.067 | 6.380 | 1.658 | 1.163 | 0.926 | 0.782 | 0.684 | 11.594 |
| 22 | 0.053 | 5.113 | 1.329 | 0.932 | 0.742 | 0.627 | 0.548 | 9.290 |
| 23 | 0.043 | 4.097 | 1.065 | 0.747 | 0.595 | 0.502 | 0.439 | 7.444 |
| 24 | 0.034 | 3.283 | 0.853 | 0.599 | 0.476 | 0.402 | 0.352 | 5.965 |

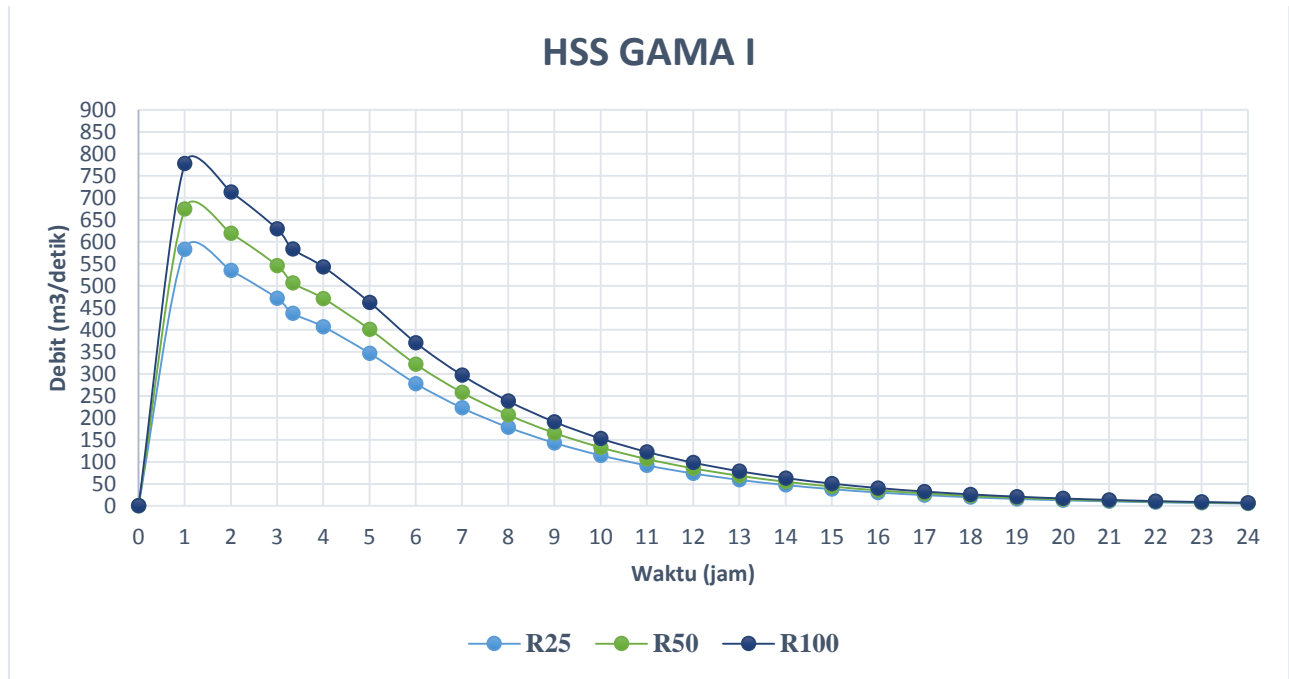
(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4.21 Perhitungan ordinat hidrograf Gama 1 periode 100 tahunan

| T (jam) | U (t,l) (m3/det) | Akibat Hujan | | | | | | Q100 (m3/det) |
|------------|---------------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|
| | | 0-1 Jam 110.176 | 1-2 Jam 28.637 | 2-3 Jam 20.088 | 3-4 Jam 15.992 | 4-5 Jam 13.505 | 5-6 Jam 11.805 | |
| 0 | 0.000 | 0.000 | | | | | | 0.000 |
| 1 | 5.602 | 617.163 | 160.414 | | | | | 777.577 |
| 2 | 4.489 | 494.542 | 128.542 | 90.169 | | | | 713.252 |
| 3 | 3.597 | 396.283 | 103.002 | 72.254 | 57.521 | | | 629.060 |
| 3.338 | 3.338 | 367.727 | 95.580 | 67.047 | 53.376 | | | 583.731 |
| 4 | 2.882 | 317.547 | 82.537 | 57.898 | 46.092 | 38.923 | | 542.998 |
| 5 | 2.310 | 254.455 | 66.138 | 46.394 | 36.934 | 31.190 | 27.263 | 462.375 |
| 6 | 1.851 | 203.898 | 52.997 | 37.176 | 29.596 | 24.993 | 21.847 | 370.507 |
| 7 | 1.483 | 163.386 | 42.468 | 29.790 | 23.716 | 20.027 | 17.506 | 296.893 |
| 8 | 1.188 | 130.924 | 34.030 | 23.871 | 19.004 | 16.048 | 14.028 | 237.904 |
| 9 | 0.952 | 104.911 | 27.269 | 19.128 | 15.228 | 12.859 | 11.241 | 190.636 |
| 10 | 0.763 | 84.067 | 21.851 | 15.328 | 12.202 | 10.304 | 9.007 | 152.759 |
| 11 | 0.611 | 67.364 | 17.509 | 12.282 | 9.778 | 8.257 | 7.218 | 122.408 |
| 12 | 0.490 | 53.979 | 14.030 | 9.842 | 7.835 | 6.617 | 5.784 | 98.087 |
| 13 | 0.393 | 43.254 | 11.243 | 7.887 | 6.278 | 5.302 | 4.634 | 78.599 |

| T (jam) | U (t,l) (m3/det) | Akibat Hujan | | | | | | Q100 (m3/det) |
|------------|---------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------|
| | | 0-1 Jam 110.176 | 1-2 Jam 28.637 | 2-3 Jam 20.088 | 3-4 Jam 15.992 | 4-5 Jam 13.505 | 5-6 Jam 11.805 | |
| 14 | 0.315 | 34.660 | 9.009 | 6.320 | 5.031 | 4.248 | 3.714 | 62.982 |
| 15 | 0.252 | 27.774 | 7.219 | 5.064 | 4.031 | 3.404 | 2.976 | 50.468 |
| 16 | 0.202 | 22.256 | 5.785 | 4.058 | 3.230 | 2.728 | 2.385 | 40.441 |
| 17 | 0.162 | 17.834 | 4.635 | 3.252 | 2.589 | 2.186 | 1.911 | 32.406 |
| 18 | 0.130 | 14.290 | 3.714 | 2.606 | 2.074 | 1.752 | 1.531 | 25.967 |
| 19 | 0.104 | 11.451 | 2.976 | 2.088 | 1.662 | 1.404 | 1.227 | 20.808 |
| 20 | 0.083 | 9.176 | 2.385 | 1.673 | 1.332 | 1.125 | 0.983 | 16.674 |
| 21 | 0.067 | 7.353 | 1.911 | 1.341 | 1.067 | 0.901 | 0.788 | 13.361 |
| 22 | 0.053 | 5.892 | 1.531 | 1.074 | 0.855 | 0.722 | 0.631 | 10.706 |
| 23 | 0.043 | 4.721 | 1.227 | 0.861 | 0.685 | 0.579 | 0.506 | 8.579 |
| 24 | 0.034 | 3.783 | 0.983 | 0.690 | 0.549 | 0.464 | 0.405 | 6.875 |

(sumber : hasil perhitungan)



Gambar 4.3 Grafik hidrograf satuan sintetik Gama 1 Q25, Q50, Q100

Setelah melakukan perhitungan hidrograf banjir metode Gama 1 dengan perhitungan periode ulang Q25, Q50, dan Q100 maka dapat diperoleh grafik perbandingan hidrograf Gama 1 seperti pada gambar 4.3. Dalam perencanaan debit banjir rencana periode ulang bangunan spillway pada bendungan yang termasuk bangunan sungai pengendali banjir menurut SNI 2415-2016 menggunakan periode ulang 20 tahunan. Untuk pertimbangan faktor keamanan spillway maka dipilih debit banjir periode ulang 25 tahunan.

Berdasarkan perhitungan hidrograf banjir metode Gama 1 periode ulang 25 tahun diperoleh debit banjir rencana maksimum sebesar 582,758 m³/detik. Debit banjir rencana tersebut akan digunakan untuk menghitung analisis hidraulika bangunan spillway.

4.2 Analisis Tampungan

Analisa tampungan dimaksudkan untuk menetapkan kapasitas bendungan berdasarkan hasil simulasi pengoperasian waduk untuk berbagai kebutuhan sebagaimana yang direncanakan, seperti air irigasi dan air baku penduduk dan lain-lain. Dengan demikian maka dalam simulasi ini perlu diketahui jumlah ketersediaan air berupa tampungan bendungan dan inflow serta kebutuhan air yang meliputi air baku penduduk, air irigasi dan lain-lain.

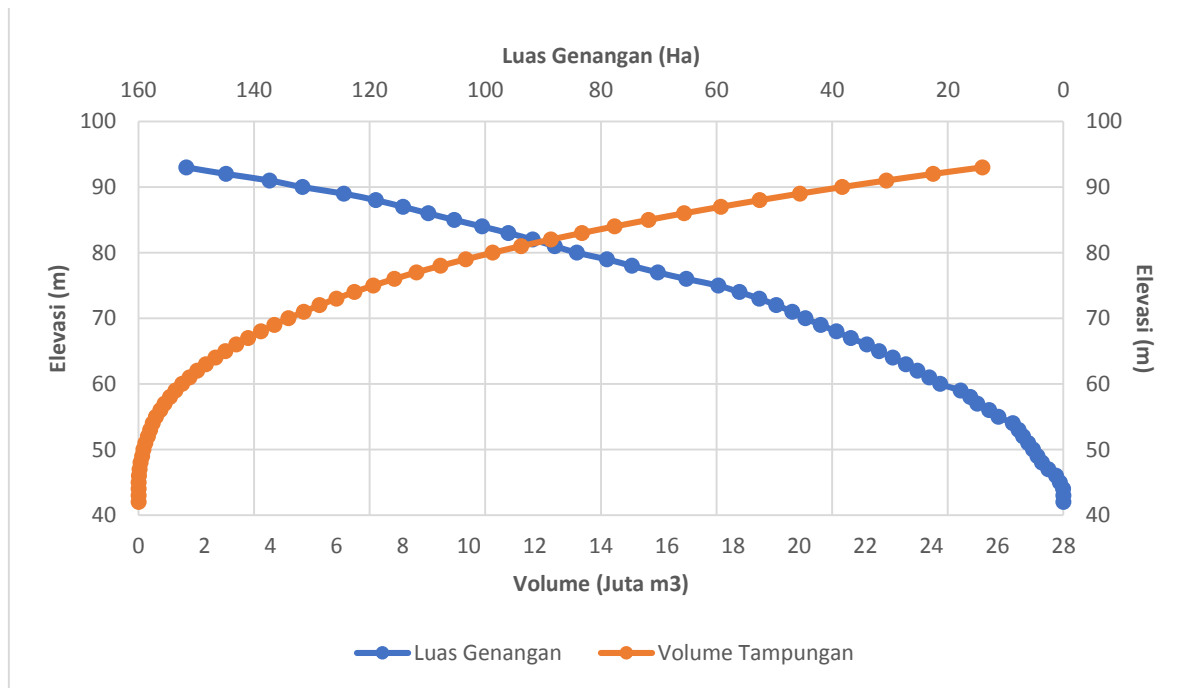
Kurva kapasitas tampungan bendungan Logung dihitung berdasarkan peta hasil pengukuran. Kurva tampungan dimulai dari elevasi +42,00 yang merupakan elevasi dasar as bendungan. Hubungan antara elevasi dengan kapasitas waduk dan luas tampungan dapat dilihat pada Tabel 4.22 dan Gambar 4.4.

Tabel 4.22 Hubungan elevasi muka air dan tampungan

| Elevasi (m) | H (m) | Luas | | Kapasitas | |
|----------------|----------|----------------|-------|---------------------|-----------|
| | | m ² | Ha | juta m ³ | Kumulatif |
| 42 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 43 | 1 | 103 | 0.01 | 0.00 | 0.00 |
| 44 | 2 | 680 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 45 | 3 | 6085 | 0.61 | 0.00 | 0.00 |
| 46 | 4 | 12888 | 1.29 | 0.01 | 0.01 |
| 47 | 5 | 26131 | 2.61 | 0.02 | 0.03 |
| 48 | 6 | 37279 | 3.73 | 0.03 | 0.06 |
| 49 | 7 | 45212 | 4.52 | 0.04 | 0.11 |
| 50 | 8 | 52866 | 5.29 | 0.05 | 0.15 |
| 51 | 9 | 61425 | 6.14 | 0.06 | 0.21 |
| 52 | 10 | 70123 | 7.01 | 0.07 | 0.28 |
| 53 | 11 | 78039 | 7.80 | 0.07 | 0.35 |
| 54 | 12 | 87788 | 8.78 | 0.08 | 0.43 |
| 55 | 13 | 112726 | 11.27 | 0.10 | 0.53 |
| 56 | 14 | 128464 | 12.85 | 0.12 | 0.66 |
| 57 | 15 | 149175 | 14.92 | 0.14 | 0.79 |
| 58 | 16 | 161327 | 16.13 | 0.16 | 0.95 |
| 59 | 17 | 178219 | 17.82 | 0.17 | 1.12 |
| 60 | 18 | 213439 | 21.34 | 0.20 | 1.32 |
| 61 | 19 | 232066 | 23.21 | 0.22 | 1.54 |
| 62 | 20 | 252468 | 25.25 | 0.24 | 1.78 |
| 63 | 21 | 272926 | 27.29 | 0.26 | 2.04 |
| 64 | 22 | 295467 | 29.55 | 0.28 | 2.33 |
| 65 | 23 | 319014 | 31.90 | 0.31 | 2.63 |
| 66 | 24 | 340452 | 34.05 | 0.33 | 2.96 |
| 67 | 25 | 367730 | 36.77 | 0.35 | 3.32 |
| 68 | 26 | 393081 | 39.31 | 0.38 | 3.70 |

| Elevasi (m) | H (m) | Luas | | Kapasitas | |
|----------------|----------|----------------|--------|---------------------|-----------|
| | | m ² | Ha | juta m ³ | Kumulatif |
| 69 | 27 | 419669 | 41.97 | 0.41 | 4.11 |
| 70 | 28 | 446391 | 44.64 | 0.43 | 4.54 |
| 71 | 29 | 469038 | 46.90 | 0.46 | 5.00 |
| 72 | 30 | 496740 | 49.67 | 0.48 | 5.48 |
| 73 | 31 | 526009 | 52.60 | 0.51 | 5.99 |
| 74 | 32 | 560736 | 56.07 | 0.54 | 6.53 |
| 75 | 33 | 597290 | 59.73 | 0.58 | 7.11 |
| 76 | 34 | 652385 | 65.24 | 0.62 | 7.74 |
| 77 | 35 | 701830 | 70.18 | 0.68 | 8.41 |
| 78 | 36 | 746751 | 74.68 | 0.72 | 9.14 |
| 79 | 37 | 789684 | 78.97 | 0.77 | 9.91 |
| 80 | 38 | 841964 | 84.20 | 0.82 | 10.72 |
| 81 | 39 | 880002 | 88.00 | 0.86 | 11.58 |
| 82 | 40 | 918376 | 91.84 | 0.90 | 12.48 |
| 83 | 41 | 960262 | 96.03 | 0.94 | 13.42 |
| 84 | 42 | 1005945 | 100.59 | 0.98 | 14.41 |
| 85 | 43 | 1053769 | 105.38 | 1.03 | 15.44 |
| 86 | 44 | 1098938 | 109.89 | 1.08 | 16.51 |
| 87 | 45 | 1142543 | 114.25 | 1.12 | 17.63 |
| 88 | 46 | 1189375 | 118.94 | 1.17 | 18.80 |
| 89 | 47 | 1245038 | 124.50 | 1.22 | 20.02 |
| 90 | 48 | 1316485 | 131.65 | 1.28 | 21.30 |
| 91 | 49 | 1373511 | 137.35 | 1.34 | 22.64 |
| 92 | 50 | 1448722 | 144.87 | 1.41 | 24.05 |
| 93 | 51 | 1517316 | 151.73 | 1.48 | 25.54 |

(sumber : sertifikasi desain bendungan logung, 2015)



Gambar 4.4 Grafik kurva tampungan dan luas genangan

4.2.1 Tampungan Mati (*Dead Storage*)

Tampungan mati diperkirakan dari laju sedimentasi yang masuk ke bendungan Logung. Berdasarkan analisa sedimentasi dengan menggunakan metode USLE, laju sedimentasi total bendungan Logung ditetapkan sebesar 3,105 mm/tahun/km² dengan usia layanan bendungan Logung direncanakan selama 50 tahun. Dari kedua nilai tersebut, setelah diketahui luasan masing-masing alternatif kemudian dihubungkan dengan lengkung kurva massa volume dan luas genangan, maka dapat diperoleh besarnya tampungan mati yaitu sebesar 6,43 juta meter kubik (*sertifikasi desain bendungan logung, 2015*).

4.2.2 Tampungan Efektif

Kapasitas tampungan efektif dihitung dengan menggunakan kurva kapasitas yang didasarkan pada besarnya debit inflow, kebutuhan air serta kehilangan air. Prinsip dasar dalam analisis kapasitas tampungan efektif bendungan adalah untuk mengoptimalkan ketersediaan air.

Debit inflow pada analisa kapasitas tampungan efektif menggunakan debit andalan Q80. Sedangkan debit outflow adalah debit untuk keperluan irigasi, air baku, maintenance flow dan besarnya evaporasi pada waduk. Dari perhitungan tersebut didapatkan tampungan efektif waduk tersebut 13,72 juta meter kubik (*sertifikasi desain bendungan logung, 2015*).

4.2.3 Kapasitas Tampungan Waduk

Bendungan Logung diprioritaskan untuk kebutuhan air irigasi di hilir bendungan yaitu DI. Logung dan pemenuhan kebutuhan air baku penduduk untuk wilayah pada desa-desa di kecamatan Dawe kabupaten Kudus.

Kapasitas tampungan waduk diperhitungkan dengan memperhatikan debit masuk dan debit keluar. Debit masuk (*inflow*) yang digunakan adalah debit andalan Q80. sedangkan debit yang dikeluarkan oleh waduk (*outflow*) meliputi:

- Kebutuhan air irigasi, dengan Pola Tata Tanam Padi – Padi – Palawija
- Kebutuhan air untuk Air Baku sebesar 0,2 m³/dt

- Maintenance Flow diambil sebesar $0.1 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Kehilangan air akibat Evaporasi
(sertifikasi desain bendungan logung, 2015).

Sehingga jumlah total keseluruhan tampungan waduk adalah tampungan mati (dead storage) ditambah dengan kapasitas kapasitas tampungan efektif yaitu 20,15 juta meter kubik. Setelah diketahui kapasitas bendungan kemudian menghitung elevasi bendungan dengan cara interpolasi data-data volume tampungan sehingga didapatkan :

- Tampungan Mati (Dead Storage)

| Elevasi | Volume | |
|----------------|---------------|-----------------------|
| 73 | 5.990.000 | |
| X | 6.430.000 | Interpolasi X = 73,81 |
| 74 | 6.530.000 | |

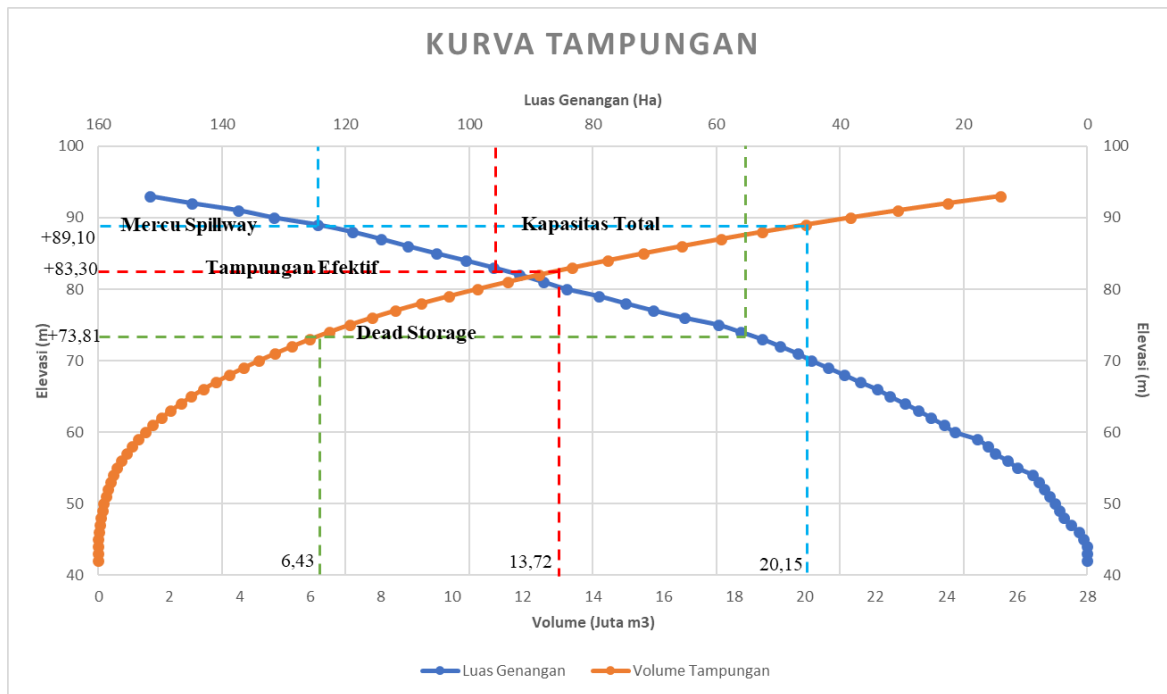
(sumber : hasil perhitungan)

- Tampungan Efektif

| Elevasi | Volume | |
|----------------|---------------|-----------------------|
| 83 | 13.420.000 | |
| X | 13.720.000 | Interpolasi X = 83,30 |
| 84 | 14.410.000 | |

- Kapasitas Total

| Elevasi | Volume | |
|----------------|---------------|-----------------------|
| 89 | 20.020.000 | |
| X | 20.150.000 | Interpolasi X = 89,10 |
| 90 | 21.300.000 | |



Gambar 4.5 Grafik Lengkung kapasitas waduk

4.2.4 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Penelusuran aliran adalah prosedur untuk menentukan waktu dan debit aliran (hidrograf aliran) di suatu titik pada aliran berdasarkan hidrograf yang diketahui di sebelah hulu. Apabila aliran tersebut adalah banjir maka prosedur tersebut dikenal dengan penelusuran banjir, dimana perlu dilakukan analisis perjalanan/penelusuran banjir di bendungan tersebut. Pada penelusuran banjir ini hidrograf di bagian hulu bendungan diketahui yaitu menggunakan hidrograf Gama 1 sebagai inflow sehingga dapat diketahui bentuk hidrograf banjir di bagian hilirnya.

Berikut merupakan perhitungan *flood routing* dengan menggunakan dimensi pelimpah $B = 32,5$ didapatkan dari data eksisting perencanaan Bendungan Logung. Berikut data-data dari perhitungan sebelumnya :

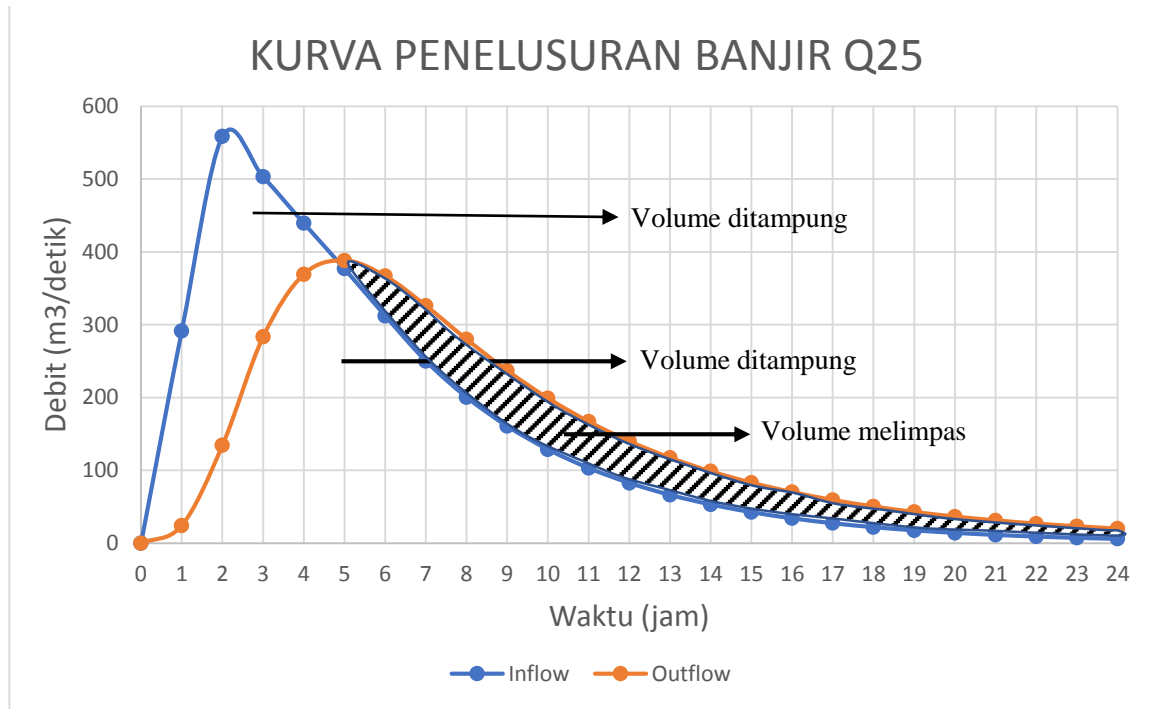
$$\begin{aligned} Q_{25} \text{ tahun} &= 582,758 \text{ m}^3/\text{detik} \\ \text{Elv. Mercu} &= +89,10 \\ \Delta t &= 1 \text{ jam} \end{aligned}$$

Perhitungan penelusuran banjir dapat dilihat pada Tabel 4.23. Dari perhitungan pada tabel tersebut dapat diketahui :

$$\begin{aligned} \text{Inflow Maksimum} &= 558,65 \text{ m}^3/\text{detik} \\ \text{Outflow Maksimum} &= 392,43 \text{ m}^3/\text{detik} \\ \text{Banjir terkendali} &= \text{Inf. Maks} - \text{Outf. Maks} \\ &= 558,65 \text{ m}^3/\text{detik} - 388,07 \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 170,58 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Tabel 4.23 Penelusuran banjir periode ulang 25 tahun

| T | Inflow | $(I1+I2)/2$ | Inflow | El. Res v | H | OutFlow (c. B . H 3/2) | Outflow | Storage | $\Psi (S1/\Delta t-O/2)$ | Φ $\{((I1+I2)/2)+\Psi\}$ | $(O1+O2)/2$ |
|-----|----------|-------------|-----------|-----------|------|------------------------|------------|-------------|--------------------------|----------------------------------|-------------|
| jam | m3/detik | m3/detik | m3 | m | m | m3/detik | m3 | m3 | m3/detik | m3/detik | m3/detik |
| 0 | 0.00 | 0 | 0 | 89.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 20150000.00 | 5597.222 | 5597.222 | 0.00 |
| 1 | 582.76 | 291.38 | 1048963.9 | 89.92 | 0.82 | 48.36 | 174093.52 | 21198963.89 | 5864.421 | 6447.179 | 24.18 |
| 2 | 534.55 | 558.65 | 2011152.4 | 91.36 | 2.26 | 220.29 | 793052.30 | 23036022.79 | 6288.749 | 6823.298 | 134.33 |
| 3 | 471.45 | 503.00 | 1810800.1 | 92.15 | 3.05 | 346.46 | 1247271.51 | 24053770.60 | 6508.371 | 6979.822 | 283.38 |
| 4 | 406.95 | 439.20 | 1581123.8 | 92.41 | 3.31 | 391.82 | 1410560.57 | 24387622.85 | 6578.428 | 6985.380 | 369.14 |
| 5 | 346.53 | 376.74 | 1356263.0 | 92.37 | 3.27 | 384.32 | 1383549.58 | 24333325.27 | 6567.097 | 6913.626 | 388.07 |
| 6 | 277.68 | 312.10 | 1123570.9 | 92.17 | 3.07 | 349.07 | 1256660.35 | 24073346.58 | 6512.505 | 6790.182 | 366.70 |
| 7 | 222.51 | 250.09 | 900332.7 | 91.89 | 2.79 | 302.64 | 1089492.33 | 23717018.91 | 6436.742 | 6659.249 | 325.85 |
| 8 | 178.30 | 200.40 | 721448.9 | 91.60 | 2.50 | 257.05 | 925389.19 | 23348975.46 | 6357.300 | 6535.598 | 279.84 |
| 9 | 142.87 | 160.59 | 578106.8 | 91.33 | 2.23 | 216.38 | 778953.99 | 23001693.12 | 6281.171 | 6424.044 | 236.71 |
| 10 | 114.49 | 128.68 | 463244.9 | 91.08 | 1.98 | 181.48 | 653332.45 | 22685984.04 | 6210.922 | 6325.407 | 198.93 |
| 11 | 91.74 | 103.11 | 371204.5 | 90.86 | 1.76 | 152.08 | 547479.65 | 22403856.05 | 6147.255 | 6238.993 | 166.78 |
| 12 | 73.51 | 82.63 | 297451.2 | 90.67 | 1.57 | 127.51 | 459030.26 | 22153827.62 | 6090.087 | 6163.598 | 139.79 |
| 13 | 58.91 | 66.21 | 238351.7 | 90.49 | 1.39 | 107.06 | 385400.82 | 21933149.08 | 6039.014 | 6097.919 | 117.28 |
| 14 | 47.20 | 53.05 | 190994.5 | 90.34 | 1.24 | 90.05 | 324190.91 | 21738742.74 | 5993.513 | 6040.715 | 98.55 |
| 15 | 37.82 | 42.51 | 153046.5 | 90.21 | 1.11 | 75.92 | 273305.97 | 21567598.32 | 5953.040 | 5990.864 | 82.99 |
| 16 | 30.31 | 34.07 | 122638.2 | 90.09 | 0.99 | 64.16 | 230971.13 | 21416930.59 | 5917.068 | 5947.377 | 70.04 |
| 17 | 24.29 | 27.30 | 98271.7 | 89.99 | 0.89 | 54.36 | 195704.56 | 21284231.16 | 5885.105 | 5909.392 | 59.26 |
| 18 | 19.46 | 21.87 | 78746.5 | 89.90 | 0.80 | 46.19 | 166278.74 | 21167273.05 | 5856.704 | 5876.165 | 50.28 |
| 19 | 15.59 | 17.53 | 63100.6 | 89.82 | 0.72 | 39.36 | 141681.00 | 21064094.92 | 5831.460 | 5847.054 | 42.77 |
| 20 | 12.50 | 14.05 | 50563.4 | 89.74 | 0.64 | 33.63 | 121077.63 | 20972977.30 | 5809.011 | 5821.507 | 36.49 |
| 21 | 10.01 | 11.25 | 40517.1 | 89.68 | 0.58 | 28.83 | 103782.74 | 20892416.80 | 5789.035 | 5799.048 | 31.23 |
| 22 | 8.02 | 9.02 | 32466.9 | 89.63 | 0.53 | 24.79 | 89232.13 | 20821100.98 | 5771.246 | 5779.270 | 26.81 |
| 23 | 6.43 | 7.23 | 26016.2 | 89.58 | 0.48 | 21.38 | 76961.39 | 20757885.05 | 5755.390 | 5761.820 | 23.08 |
| 24 | 5.15 | 5.79 | 20847.1 | 89.53 | 0.43 | 18.50 | 66588.00 | 20701770.79 | 5741.244 | 5746.396 | 19.94 |



Gambar 4.6 Grafik penelusuran banjir (flood routing)

4.3 Analisis Hidraulika Spillway

Setelah dilakukan perhitungan dengan flood routing dan didapatkan elevasi muka air tertinggi diatas mercu spillway selanjutnya melakukan perhitungan hidrolis pelimpah (spillway). Pada tugas akhir ini dilakukan 3 permodelan hidrolis pelimpah (spillway) yaitu spillway tipe ogee, spillway mercu bulat, dan spillway eksisting tipe ogee. Dari masing-masing tipe kemudian direncanakan bangunan hidrolisnya meliputi saluran pengarah aliran, mercu spillway, saluran transisi, saluran peluncur, dan peredam energi. Peredam energi yang digunakan adalah tipe USBR.

4.3.1 Spillway Tipe Ogee

- **Tinggi MA diatas Mercu Spillway**

Tinggi muka air diatas mercu spillway adalah tinggi muka air sedikit kearah hulu mercu, dihitung dari puncak bendung dengan muka air sebelum berubah melengkung kebawah. Untuk menghitung muka air yang melimpah diatas mercu spillway dipakai rumus sebagai berikut :

$$Qp = C.B.H^{3/2}$$

Dengan menggunakan data-data dari perhitungan sebelumnya maka akan didapatkan :

Diketahui :

$$\begin{aligned} Q &= 582,758 \text{ m}^3/\text{detik} \\ C &= C_0 = 1,40 \text{ (konstanta)} \\ &= C_1 = 1,43 \text{ (grafik utk tipe ogee)} \\ &= C_2 = \text{tidak digunakan karena hulu vertikal} \\ &= \text{sehingga } Cd = 2,00 \\ B &= 32,5 \\ H &= \text{Tinggi muka air di atas mercu} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} Q &= C.B.H^{3/2} \\ 582,758 &= 2,00 \times 32,5 \times H^{3/2} \\ Hd &= 4,316 \approx 4,32 \text{ meter} \end{aligned}$$

Jadi, tinggi muka air diatas mercu adalah 4,32 meter

Untuk mengetahui tinggi energi diatas mercu dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$H_e = H_d + \frac{V^2}{2g}$$

$$H_e = H_d + \frac{(Q/A)^2}{2g}$$

$$H_e = 4,316 + \frac{(582,758/(32,5 \times 4,10))^2}{2 \times 9,8}$$

$$H_e = 5,292 \text{ meter}$$

- **Lebar Efektif Mercu Spillway**

Lebar efektif mercu spillway yang dimaksud adalah jarak antara tembok pangkal di satu sisi dengan tembok pangkal di sisi lainnya. Perumusan dalam menentukan lebar efektif spillway seperti berikut ini :

$$B_e = B - 2 (n K_p + K_a) H_1$$

Diketahui :

n = Jumlah pilar = 0 buah

K_p = Koefisien kontraksi pilar = 0,01 untuk pilar berujung bulat

K_a = Koefisien kontraksi pangkal bendung = 0 untuk pangkal tembok bulat

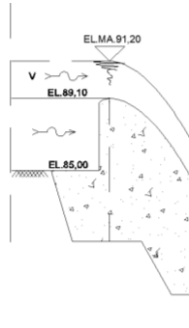
H₁ = Tinggi energi = 5,292 meter

Sehingga,

$$\begin{aligned} B_e &= B - 2 (n K_p + K_a) H_1 \\ &= 32,5 - 2 (0 \cdot 0,01 + 0) 5,292 \\ &= 32,5 \text{ meter} \end{aligned}$$

Jadi, lebar efektif mercu bendung tipe ogee tetap 32,5 meter

4.3.1.1 Saluran Pengarah Aliran



Gambar 4.7 Saluran pengarah aliran

Dari perhitungan inflow-outflow sebelumnya dapat diketahui data-data sebagai berikut :

- Elevasi MA diatas mercu = +93,42
- Elevasi puncak mercu = +89,10
- Elevasi dasar saluran pengarah = +85,00
- Ketinggian spillway (P) :
 $P = 89,10 - 81,00 = 8,10$ meter
- Tinggi MA diatas mercu (H)= 4,32 meter
- Kedalaman saluran pengarah aliran
 $H \text{ total} = 4,10 + 4,32 = 8,42$ meter
- Kecepatan pada saluran pengarah aliran :

$$\begin{aligned}
 v &= \frac{Q}{A} \\
 &= \frac{582,758}{32,5 \times 4,10} \\
 &= 4,373 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

4.3.1.2 Permukaan Mercu Spillway Tipe Ogee

Jenis mercu yang digunakan adalah mercu Ogee Tipe 1 dengan hulu atau hilir vertikal. Diketahui lebar pelimpah 32,5 meter dan tinggi pelimpah (P) adalah 4,10 meter. Untuk merencanakan permukaan mercu ogee bagian hilir menggunakan rumus persamaan berikut :

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{K} \left[\frac{X}{hd} \right]^n$$

Dari tabel 2.11 diketahui nilai $K = 2,00$ dan nilai $n = 1,85$ untuk hulu tegak dan permukaan hilir vertikal, sehingga persamaan tersebut menjadi seperti berikut :

$$\begin{aligned} \frac{Y}{hd} &= \frac{1}{K} \left[\frac{X}{hd} \right]^n \\ \frac{Y}{4,316} &= \frac{1}{2,00} \left[\frac{X}{4,316} \right]^{1,85} \\ Y &= 0,144 X^{1,85} \end{aligned}$$

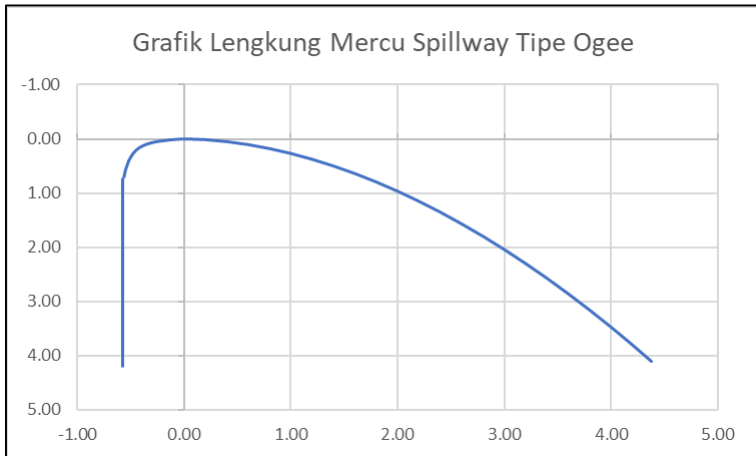
Kemudian persamaan tersebut selanjutnya dapat ditabelkan dimulai dari elevasi puncak mercu +89,10 hingga kemiringan 1:1 atau hingga elevasi +81,00, kemudian digambar atau diplot grafik seperti pada gambar 4.8

Tabel 4.24 Perhitungan lengkung hilir pelimpah

| No | X | Y | Elevasi |
|----|------|------|---------|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 89.10 |
| 2 | 0.20 | 0.01 | 89.09 |
| 3 | 0.40 | 0.03 | 89.07 |
| 4 | 0.60 | 0.06 | 89.04 |
| 5 | 0.80 | 0.10 | 89.00 |
| 6 | 1.00 | 0.14 | 88.96 |
| 7 | 1.20 | 0.20 | 88.90 |
| 8 | 1.40 | 0.27 | 88.83 |
| 9 | 1.60 | 0.34 | 88.76 |
| 10 | 1.80 | 0.43 | 88.67 |
| 11 | 2.00 | 0.52 | 88.58 |
| 12 | 2.20 | 0.62 | 88.48 |
| 13 | 2.40 | 0.73 | 88.37 |
| 14 | 2.60 | 0.85 | 88.25 |

| No | X | Y | Elevasi |
|-----------|----------|----------|----------------|
| 15 | 2.80 | 0.97 | 88.13 |
| 16 | 3.00 | 1.10 | 88.00 |
| 17 | 3.20 | 1.24 | 87.86 |
| 18 | 3.40 | 1.39 | 87.71 |
| 19 | 3.60 | 1.54 | 87.56 |
| 20 | 3.80 | 1.71 | 87.39 |
| 21 | 4.00 | 1.87 | 87.23 |
| 22 | 4.20 | 2.05 | 87.05 |
| 23 | 4.40 | 2.24 | 86.86 |
| 24 | 4.60 | 2.43 | 86.67 |
| 25 | 4.80 | 2.63 | 86.47 |
| 26 | 5.00 | 2.83 | 86.27 |
| 27 | 5.20 | 3.05 | 86.05 |
| 28 | 5.40 | 3.27 | 85.83 |
| 29 | 5.60 | 3.49 | 85.61 |
| 30 | 5.80 | 3.73 | 85.37 |
| 31 | 6.00 | 3.97 | 85.13 |
| 32 | 6.11 | 4.10 | 85.00 |

(sumber : hasil perhitungan)



Gambar 4.8 Grafik lengkung mercu pelimpah tipe ogee

Sedangkan pada hulu mercu perhitungan menggunakan rumus yang sudah tertera pada gambar mercu Ogee tipe 1.

$$\begin{aligned} X1 &= 0,175 \times Hd \\ &= 0,175 \times 2,10 \\ &= 0,367 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X2 &= 0,282 \times Hd \\ &= 0,282 \times 2,10 \\ &= 0,592 \text{ meter} \end{aligned}$$

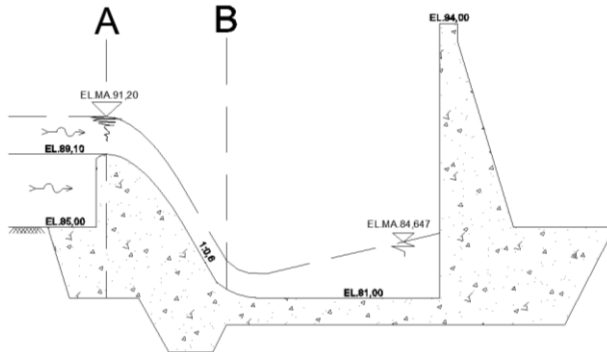
$$\begin{aligned} R1 &= 0,2 \times Hd \\ &= 0,2 \times 2,10 \\ &= 0,420 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R2 &= 0,5 \times Hd \\ &= 0,5 \times 2,10 \\ &= 1,050 \text{ meter} \end{aligned}$$

4.3.1.3 Perhitungan Hidrolis Mercu

Aliran pada saluran peluncur pada mercu direncanakan sebagai aliran superkritis dan *hydraulic control point* yang direncanakan pada ujung hulu saluran.

Di titik A :



Gambar 4.9 Ilustrasi aliran pada mercu pelimpah

- Kecepatan aliran (V_A) :

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{582,758}{32,5 \times 4,316} \\ &= 4,155 \text{ m/det} \end{aligned}$$

- Tinggi tekanan kecepatan aliran (h_{VA}) :

$$\begin{aligned} h_{VA} &= \frac{V^2}{2g} \\ &= \frac{4,373^2}{2 \times 9,8} \\ &= 0,881 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tinggi aliran pada titik A (hd_A) = 4,32 m

Di titik B :

- Tinggi dari elevasi maksimal sampai elevasi minimal lengkung mercu (Y) = 8,10 meter

- Panjang hidrolis pelimpah dari titik A ke B adalah 7,30 m
- Elevasi muka air di kaki pelimpah (hd_B) :

$$z_1 + hd_A + hv_A = z_2 + hd_B + hv_B + hf$$

$$z_1 + hd_A + \frac{V_A^2}{2g} = z_2 + hd_B + \frac{V_B^2}{2g} + \frac{n^2 V_B^2}{R^{4/3}} L$$

$$8,10 + 4,32 + \frac{4,155^2}{2 \times 9,8} = 0 + hd_B + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

$$13,296 = 0 + hd_B + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

Dari persamaan tersebut kemudian dihitung dengan cara “*trial and error*” memasukkan nilai $hd_B = 1,174$ meter

$$A = hd_B \times B$$

$$= 1,174 \times 32,5$$

$$= 38,150 \text{ m}^2$$

$$P = (2 \times hd_B) \times B$$

$$= (2 \times 1,174) \times 32,5$$

$$= 34,848 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$= \frac{38,150}{34,848}$$

$$= 1,095 \text{ m}$$

$$V_B = \frac{Q}{A}$$

$$= \frac{582,758}{37,171}$$

$$= 15,275 \text{ m/dtk}$$

$$hv_B = \frac{V^2}{2g}$$

$$= \frac{15,275^2}{2 \times 9,8}$$

$$= 11,905 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Hf &= \frac{n^2 V_B^2}{R^{4/3}} L \\
 &= \frac{0,012^2 \cdot 15,275^2}{1,095^{4/3}} 7,3 \\
 &= 0,217 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 z_1 + hd_A + hv_A &= z_2 + hd_B + hv_B + hf \\
 8,1 + 4,32 + 0,881 &= 0 + 1,174 + 11,905 + 0,217 \\
 13,296 &= 13,296 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Asumsi nilai $hd_B = 1,174$ meter dapat diterima

4.3.1.4 Saluran Peluncur

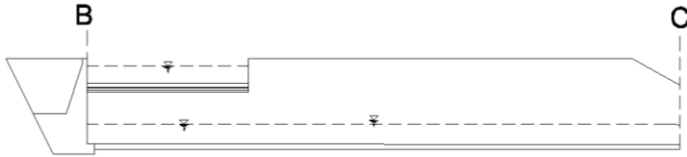
Pada perencanaan bangunan pelimpah antara tinggi mercu dengan bangunan peredam energi diberi saluran peluncur (flood way). Saluran ini berfungsi untuk mengatur aliran air yang melimpah dari mercu dapat mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis. Dalam merencanakan saluran peluncur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

- Agar air yang melimpah dari saluran mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
- Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- Agar gaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin.

Saluran peluncur dalam perencanaan pelimpah ini dibentuk sebagai berikut :

- Terbagi menjadi 2 saluran yaitu saluran transisi B-C dan saluran peluncur C-D
- Lebar saluran peluncur 12 meter
- Penampang melintang berbentuk segi empat.
- Kemiringan saluran direncanakan $S = 1:3$ (0,333)
- Elevasi hilir direncanakan hingga mencapai elevasi sungai +38,00

Saluran Transisi B-C



Gambar 4.10 Saluran peluncur B-C spillway tipe ogee
 Dari perhitungan sebelumnya dapat diketahui data-data sebagai berikut :

- $Q = 582,758 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $B = 12 \text{ meter}$
- $V_B = 15,678 \text{ m/detik}$
- $hd_B = 1,144 \text{ meter}$
- $h_{v_B} = 12,540 \text{ meter}$
- $S = 1/2000 = 0,0005$
- Beda elevasi B-C (Z)
 $Z = 0,06125 \text{ meter}$
- Panjang saluran direncanakan

$$L = \frac{Z}{S} = \frac{0,06125}{0,0005} = 122,5 \text{ meter}$$
- Tinggi muka air pada titik C dihitung dengan persamaan Bernoulli :

$$z_1 + hd_B + h_{v_B} = z_2 + hd_C + h_{v_C} + hf$$

$$z_1 + hd_B + \frac{V_B^2}{2g} = z_2 + hd_C + \frac{V_C^2}{2g} + \frac{n^2 V_C^2}{R^{4/3}} L$$

$$0,06125 + 1,174 + \frac{15,275^2}{2 \times 9,8} = 0 + hd_C + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

$$13,140 = 0 + hd_C + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

Dari persamaan tersebut kemudian dihitung dengan cara “*trial and error*” memasukkan nilai $hd_C = 3,782 \text{ meter}$

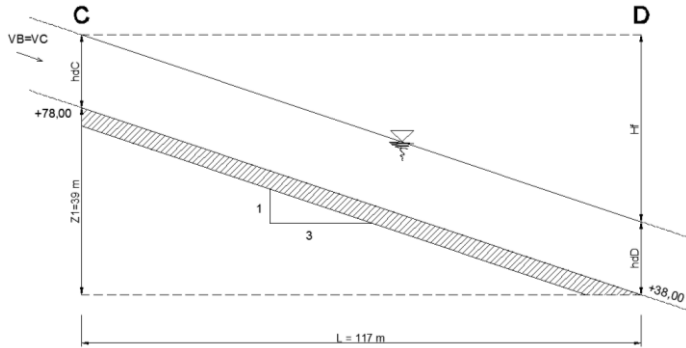
$$\begin{aligned}
 A &= hd_C \times B \\
 &= 3,782 \times 12 \\
 &= 45,388 \text{ m}^2 \\
 P &= (2 \times hd_C) \times B \\
 &= (2 \times 3,782) \times 12 \\
 &= 19,565 \text{ m}^2 \\
 R &= \frac{A}{P} \\
 &= \frac{45,388}{19,565} \\
 &= 2,320 \text{ m} \\
 V_C &= \frac{Q}{A} \\
 &= \frac{582,758}{45,388} \\
 &= 12,839 \text{ m/dtk} \\
 hv_C &= \frac{V^2}{2g} \\
 &= \frac{12,839^2}{2 \times 9,8} \\
 &= 8,411 \text{ m} \\
 Hf &= \frac{n^2 V_C^2}{R^{4/3}} L \\
 &= \frac{0,012^2 \cdot 12,839^2}{2,320^{4/3}} 122,5 \\
 &= 0,947 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 z_1 + hd_B + hv_B &= z_2 + hd_C + hv_C + hf \\
 0,06125 + 1,174 + 11,905 &= 0 + 3,782 + 8,411 + 0,947 \\
 13,140 &= 13,140 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Asumsi nilai $hd_C = 3,782$ meter dapat diterima

Saluran Peluncur C-D



Gambar 4.11 Saluran peluncur C-D spillway tipe ogee

Dari perhitungan sebelumnya dapat diketahui data-data sebagai berikut :

- $Q = 582,758 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $B = 12 \text{ meter}$
- $V_C = 12,839 \text{ m/detik}$
- $h_{dc} = 3,782 \text{ meter}$
- $h_{vc} = 8,411 \text{ meter}$
- $S = 1/3 = 0,333$
- Beda elevasi C-D (Z)
- Panjang saluran direncanakan

$$L = \frac{Z}{S} = \frac{43}{0,333} = 129 \text{ meter}$$

- Tinggi muka air pada titik D dihitung dengan persamaan Bernoulli :

$$z_1 + h_{dC} + h_{vC} = z_2 + h_{dD} + h_{vD} + h_f$$

$$z_1 + h_{dC} + \frac{V_C^2}{2g} = z_2 + h_{dD} + \frac{V_D^2}{2g} + \frac{n^2 V_D^2}{R^{4/3}} L$$

$$43 + 3,782 + \frac{12,839^2}{2 \times 9,8} = 0 + h_{dD} + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

$$55,193 = 0 + hd_D + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2(Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

Dari persamaan tersebut kemudian dihitung dengan cara “*trial and error*” memasukkan nilai $hd_D = 1,679$ meter

$$\begin{aligned} A &= hd_D \times B \\ &= 1,679 \times 12 \\ &= 20,146 \text{ m}^2 \\ P &= (2 \times hd_D) \times B \\ &= (2 \times 1,679) \times 12 \\ &= 15,358 \text{ m}^2 \\ R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{20,146}{15,358} \\ &= 1,312 \text{ m} \\ V_D &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{582,758}{20,146} \\ &= 28,926 \text{ m/dtk} \\ hv_D &= \frac{V^2}{2g} \\ &= \frac{28,926^2}{2 \times 9,8} \\ &= 42,690 \text{ m} \\ Hf &= \frac{n^2 V_D^2}{R^{4/3}} L \\ &= \frac{0,012^2 \cdot 28,926^2}{1,312^{4/3}} \cdot 129 \\ &= 10,824 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$z_1 + hd_C + hv_C = z_2 + hd_D + hv_D + hf$$

$$43+3,782+8,411= 0+1,672+42,690+10,824$$

$$55,193 = 55,193 \text{ (OK)}$$

Asumsi nilai $hd_D = 1,679$ meter dapat diterima

4.3.1.5 Saluran Peredam Energi

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan ke sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi super kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis. Guna mereduksi energi yang terdapat di dalam aliran tersebut, maka di ujung hilir saluran peluncur harus dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi (*stilling basin*).

Dari perhitungan sebelumnya didapat harga:

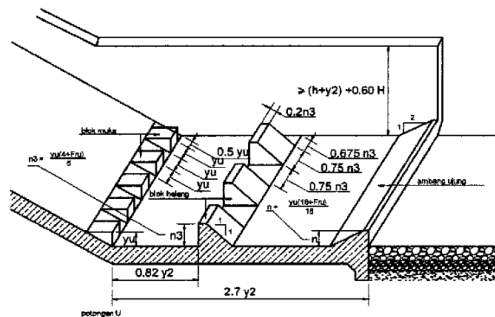
$$V = V_D = 28,926 \text{ m/dtk}$$

$$d_1 = 1,679 \text{ meter}$$

Sehingga,

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot hd_D}} = \frac{28,926}{\sqrt{9,8 \times 1,679}} = 7,131$$

Dalam perencanaan peredam energi direncanakan menggunakan kolam olakan datar tipe III USBR berdasarkan nilai bilangan Froude $> 4,5$.

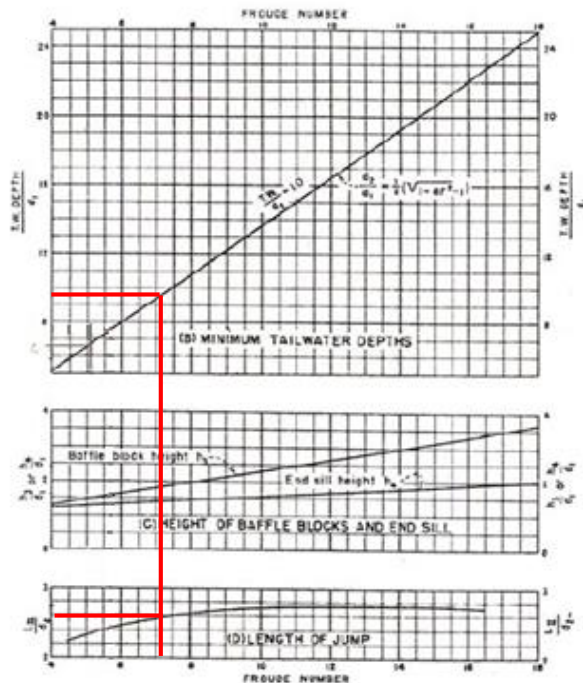


Gambar 4.12 Kolam USBR tipe III pelimpah ogee

- Tinggi air pada kolam

$$\begin{aligned} \frac{d_2}{d_1} &= \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \\ d_2 &= \frac{d_1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \\ d_2 &= \frac{1,679}{2}(\sqrt{1 + (8 \times 7,131^2)} - 1) \\ d_2 &= 16,11 \text{ m} \approx 16,00 \text{ m} \end{aligned}$$

- Panjang kolam olak



Gambar 4.13 Grafik kolam olak USBR tipe III

Untuk mengetahui panjang kolam olak dipakai rumus berikut dengan cara tarik garis lurus berdasarkan $Fr = 6,990$ pada grafik 4.13

$$\frac{L}{d_2} = 2,60 \text{ (dari grafik 4.13)}$$

$$\frac{L}{16,11} = 2,60$$

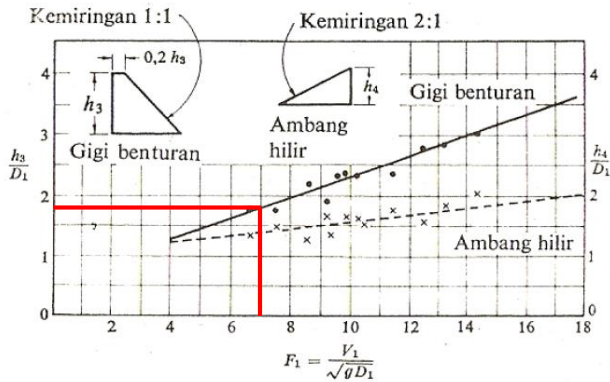
$$L = 2,60 \times 16,11 = 41,894 \approx 45 \text{ meter}$$

- Gigi pemencar aliran

Ukuran gigi-gigi pemencar aliran adalah $d_1 = 1,672$ meter apabila dibulatkan menjadi 1,7 meter. Karena lebar kolam olak 12 meter maka jumlah pemencar aliran dibuat 4 buah dengan lebar 1,7 meter, tinggi 1,7 meter, dan jarak antar pemencar aliran 1,7 m sehingga jarak tepi pemencar aliran masing-masing 0,05 meter.

$$\text{Cek lebar} = (4 \times 1,7) + (3 \times 1,7) + (2 \times 0,05) = 12 \text{ meter}$$

- Gigi pembentur aliran



Gambar 4.14 Grafik penentuan gigi benturan dan ambang hilir kolam olak

Mengacu pada gambar 4.14 dengan Fr diketahui.

$$Fr = 7,131$$

$$\frac{H_3}{d_1} = 1,78 \text{ (dari grafik 4.14)}$$

$$H_3 = 1,679 \times 1,78 = 2,988 \approx 3 \text{ m}$$

$$0,75 H_3 = 0,75 \times 3,00 = 2,250 \approx 2,2 \text{ m}$$

$$0,20 H_3 = 0,20 \times 3,00 = 0,600 \approx 0,6 \text{ m}$$

Jarak gigi pembentur aliran dari hulu adalah :

$$0,82 d_2 = 0,82 \times 16,00 = 13,120 \text{ m}$$

Sehingga direncanakan 3 buah gigi pembentur aliran dengan hulu permukaan tegak dan hilir permukaan miring (1:1) dengan lebar 2,2 meter, tinggi 3 meter, dan jarak antar pembentur aliran 2,2 meter. Sehingga jarak tepi pembentur aliran masing-masing 0,5 meter.

$$\text{Cek lebar} = (3 \times 2,20) + (2 \times 1,5) + (2 \times 1,20) = 12 \text{ meter}$$

- Tinggi *end sill* atau ujung hilir pembentur aliran

$$Fr = 7,131$$

$$\frac{H_4}{d_1} = 1,40 \text{ (dari grafik 4.14)}$$

$$H_4 = 1,679 \times 1,40 = 2,340 \approx 2,4 \text{ m}$$

- Tinggi jagaan (*Walking/Freeboard*)

$$Fb = 0,6 + (0,037 \cdot V \cdot d_2^{1/3})$$

Dengan,

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{B \times d_2} = \frac{582,758}{12 \times 16,11} = 3,01 \text{ m/det}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} Fb &= 0,6 + (0,037 \cdot V \cdot d_2^{1/3}) \\ &= 0,6 + (0,037 \times 3,01 \times 16,11^{1/3}) \\ &= 3,42 \approx 3,5 \text{ meter} \end{aligned}$$

4.3.2 Spillway Tipe Mercu Bulat

- Tinggi MA diatas Mercu Spillway

Tinggi muka air diatas mercu spillway adalah tinggi muka air sedikit kearah hulu mercu, dihitung dari puncak bendung dengan muka air sebelum berubah melengkung kebawah. Untuk menghitung muka air yang melimpah diatas mercu spillway dipakai rumus sebagai berikut :

$$Qp = C.B.H^{3/2}$$

Dengan menggunakan data-data dari perhitungan sebelumnya maka akan didapatkan :

Diketahui :

$$\begin{aligned} Q &= 582,758 \text{ m}^3/\text{detik} \\ Cd &= C_0 = 1,40 \text{ (grafik utk tipe mercu bulat)} \\ &= C_1 = 1,09 \text{ (grafik utk tipe mercu bulat)} \\ &= C_2 = 1,48 \text{ (grafik utk tipe mercu bulat)} \\ &= \text{sehingga } Cd = 2,19 \\ B &= 32,5 \\ g &= 9,8 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} Q &= C.B.H^{3/2} \\ 582,758 &= 2,19 \times 32,5 \times H^{3/2} \\ Hd &= 4,062 \approx 4,10 \text{ meter} \end{aligned}$$

Jadi, tinggi muka air diatas mercu adalah 4,10 meter

Untuk mengetahui tinggi energi diatas mercu dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$\begin{aligned} He &= Hd + \frac{V^2}{2g} \\ He &= Hd + \frac{(Q/A)^2}{2g} \\ He &= 4,062 + \frac{(582,758/(32,5 \times 4,10))^2}{2 \times 9,8} \\ He &= 5,038 \text{ meter} \end{aligned}$$

- **Lebar Efektif Mercu Spillway**

Lebar efektif mercu spillway yang dimaksud adalah jarak antara tembok pangkal di satu sisi dengan tembok pangkal di sisi lainnya. Perumusan dalam menentukan lebar efektif bendung seperti berikut ini :

$$Be = B - 2 (n Kp + Ka) H_1$$

Diketahui :

- n = Jumlah pilar = 0 buah
- Kp = Koefisien kontraksi pilar = 0,01 untuk pilar berujung bulat
- Ka = Koefisien kontraksi pangkal bendung = 0 untuk pangkal tembok bulat
- H₁ = Tinggi energi = 5,038 meter

Sehingga,

$$\begin{aligned} Be &= B - 2 (n Kp + Ka) H_1 \\ &= 32,5 - 2 (0 \cdot 0,01 + 0) 5,038 \\ &= 32,5 \text{ meter} \end{aligned}$$

Jadi, lebar efektif mercu bendung tetap 32,5 meter

4.3.2.1 Saluran Pengarah Aliran

Dari perhitungan inflow-outflow sebelumnya dapat diketahui data-data sebagai berikut :

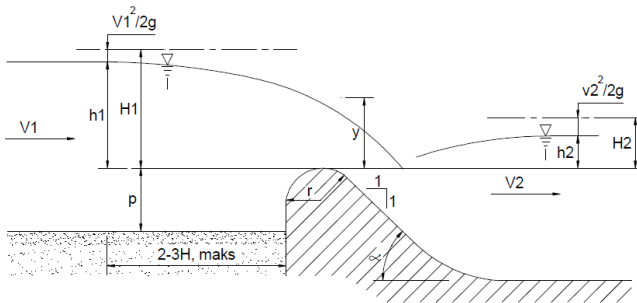
- Elevasi MA diatas mercu = +93,20
- Elevasi puncak mercu = +89,10
- Elevasi dasar saluran pengarah = +85,00
- Ketinggian spillway (P) :
P = 89,10 – 81,00 = 8,10 meter
- Tinggi MA diatas mercu (H)= 4,10 meter
- Kedalaman saluran pengarah aliran
H total = 4,10 + 4,10= 8,20 meter
- Kecepatan pada saluran pengarah aliran :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{582,758}{32,5 \times 4,10} = 4,373 \text{ m/det}$$

4.3.2.2 Permukaan Mercu Spillway Tipe Bulat

Untuk jari-jari mercu (r) spillway tipe bulat yang terbuat dari beton jari-jari berkisar antara 0,1 sampai 0,7 kali tinggi muka air (H_d) :

$$\begin{aligned} r &= 0,4 \times H_d \text{ (dipilih mediannya 0,4)} \\ &= 0,4 \times 4,10 \\ &= 1,640 \text{ meter} \end{aligned}$$

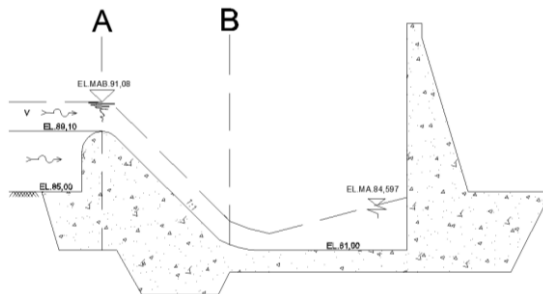


Gambar 4.15 Mercu spillway tipe bulat

4.3.2.3 Perhitungan Hidrolis Mercu

Aliran pada saluran peluncur pada mercu direncanakan sebagai aliran superkritis dan *hydraulic control point* yang direncanakan pada ujung hulu saluran.

Di titik A :



Gambar 4.16 Ilustrasi aliran pada mercu pelimpah bulat

- Kecepatan aliran (V_A) = 4,414 m/det

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{582,758}{32,5 \times 4,062} \\ &= 4,414 \text{ m/det} \end{aligned}$$

- Tinggi tekanan kecepatan aliran (h_{vA}) :

$$\begin{aligned} h_{vA} &= \frac{V^2}{2g} \\ &= \frac{4,414^2}{2 \times 9,8} \\ &= 0,994 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tinggi aliran pada titik A (hd_A) = 4,10 m

Di titik B :

- Tinggi dari elevasi maksimal sampai elevasi minimal lengkung mercu (Y) = 8,10 meter
- Panjang hidrolis pelimpah dari titik A ke B adalah 10 m
- Elevasi muka air di kaki pelimpah (hd_B) :

$$\begin{aligned} z_1 + hd_A + h_{vA} &= z_2 + hd_B + h_{vB} + hf \\ z_1 + hd_A + \frac{V_A^2}{2g} &= z_2 + hd_B + \frac{V_B^2}{2g} + \frac{n^2 V_B^2}{R^{4/3}} L \\ 8,10 + 4,10 + \frac{4,414^2}{2 \times 9,8} &= 0 + hd_B + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L \\ 13,156 &= 0 + hd_B + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L \end{aligned}$$

Dari persamaan tersebut kemudian dihitung dengan cara “*trial and error*” memasukkan nilai $hd_B = 1,185$ meter

$$\begin{aligned} A &= hd_B \times B \\ &= 1,185 \times 32,5 \\ &= 38,512 \text{ m}^2 \\ P &= (2 \times hd_B) \times B \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (2 \times 1,185) \times 32,5 \\
 &= 34,870 \text{ m}^2 \\
 R &= \frac{A}{P} \\
 &= \frac{38,512}{34,870} \\
 &= 1,104 \text{ m} \\
 V_B &= \frac{Q}{A} \\
 &= \frac{582,758}{38,512} \\
 &= 15,132 \text{ m/dtk} \\
 hv_B &= \frac{V^2}{2g} \\
 &= \frac{15,132}{2 \times 9,8} \\
 &= 11,682 \text{ m} \\
 Hf &= \frac{n^2 V_B^2}{R^{4/3}} L \\
 &= \frac{0,012^2 \cdot 15,132^2}{1,104^{4/3}} 7,3 \\
 &= 1,092 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 z_1 + hd_A + hv_A &= z_2 + hd_B + hv_B + hf \\
 8,1 + 4,10 + 0,994 &= 0 + 1,185 + 11,682 + 0,289 \\
 13,156 &= 13,156 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Asumsi nilai $hd_B = 1,185$ meter dapat diterima

4.3.2.4 Saluran Peluncur

Pada perencanaan bangunan pelimpah antara tinggi mercu dengan bangunan peredam energi diberi saluran peluncur (flood way). Saluran ini berfungsi untuk mengatur aliran air yang melimpah dari mercu dapat mengalir dengan lancar tanpa

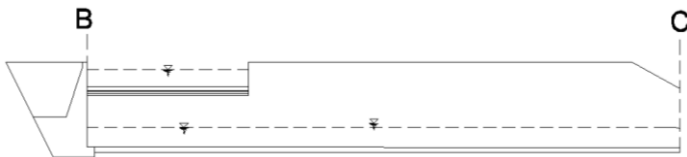
hambatan-hambatan hidrolis. Dalam merencanakan saluran peluncur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

- Agar air yang melimpah dari saluran mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
- Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- Agar gaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin.

Saluran peluncur dalam perencanaan pelimpah ini dibentuk sebagai berikut :

- Terbagi menjadi 2 saluran yaitu saluran transisi B-C dan saluran peluncur C-D
- Lebar saluran peluncur 12 meter
- Penampang melintang berbentuk segi empat.
- Kemiringan saluran direncanakan $S = 1:3$ (0,333)
- Elevasi hilir direncanakan hingga mencapai elevasi sungai +38,00

Saluran Transisi B-C



Gambar 4.17 Saluran peluncur spillway tipe bulat

Dari perhitungan sebelumnya dapat diketahui data-data sebagai berikut :

- $Q = 582,758 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $B = 12 \text{ meter}$
- $V_B = 15,132 \text{ m/detik}$
- $hd_B = 1,185 \text{ meter}$
- $h_{v_B} = 11,682 \text{ meter}$
- $S = 1/2000 = 0,0005$
- Beda elevasi B-C (Z)

$$Z = 0,06125 \text{ meter}$$

- Panjang saluran direncanakan

$$L = \frac{Z}{S} = \frac{0,06125}{0,0005} = 122,5 \text{ meter}$$

- Tinggi muka air pada titik C dihitung dengan persamaan Bernoulli :

$$\begin{aligned} z_1 + hd_B + hv_B &= z_2 + hd_C + hv_C + hf \\ z_1 + hd_B + \frac{V_B^2}{2g} &= z_2 + hd_C + \frac{V_C^2}{2g} + \frac{n^2 V_C^2}{R^{4/3}} L \\ 0,06125 + 1,185 + \frac{15,132^2}{2 \times 9,8} &= 0 + hd_C + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L \\ 12,928 &= 0 + hd_C + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L \end{aligned}$$

Dari persamaan tersebut kemudian dihitung dengan cara "trial and error" memasukkan nilai $hd_C = 3,835$ meter

$$\begin{aligned} A &= hd_C \times B \\ &= 3,835 \times 12 \\ &= 46,017 \text{ m}^2 \\ P &= (2 \times hd_C) \times B \\ &= (2 \times 3,835) \times 12 \\ &= 19,670 \text{ m}^2 \\ R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{46,017}{19,670} \\ &= 2,340 \text{ m} \\ V_C &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{582,758}{46,017} \\ &= 12,664 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

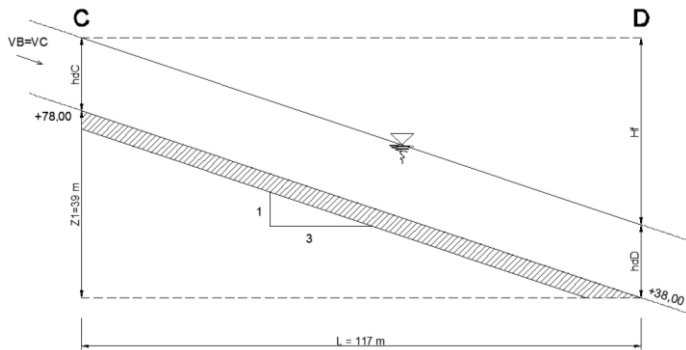
$$\begin{aligned}
 hv_c &= \frac{V^2}{2g} \\
 &= \frac{12,664^2}{2 \times 9,8} \\
 &= 8,182 \text{ m} \\
 Hf &= \frac{n^2 V_c^2}{R^{4/3}} L \\
 &= \frac{0,012^2 \cdot 12,664^2}{2,340^{4/3}} 122,5 \\
 &= 0,911 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 z_1 + hd_B + hv_B &= z_2 + hd_C + hv_C + hf \\
 0,06125 + 1,185 + 11,682 &= 0 + 3,835 + 8,182 + 0,911 \\
 12,928 &= 12,928 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Asumsi nilai $hd_C = 3,835$ meter dapat diterima

Saluran Peluncur C-D



Gambar 4.18 Saluran peluncur C-D spillway tipe bulat

Dari perhitungan sebelumnya dapat diketahui data-data sebagai berikut :

- $Q = 582,758 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $B = 12 \text{ meter}$

- $V_C = 12,664$ m/detik
- $h_{dC} = 3,835$ meter
- $h_{vC} = 8,182$ meter
- $S = 1/3 = 0,333$
- Beda elevasi C-D (Z)
 $Z = 43$ meter
- Panjang saluran direncanakan
 $L = \frac{Z}{S} = \frac{43}{0,333} = 129$ meter
- Tinggi muka air pada titik D dihitung dengan persamaan Bernoulli :

$$z_1 + h_{dC} + h_{vC} = z_2 + h_{dD} + h_{vD} + h_f$$

$$z_1 + h_{dC} + \frac{V_C^2}{2g} = z_2 + h_{dD} + \frac{V_D^2}{2g} + \frac{n^2 V_D^2}{R^{4/3}} L$$

$$43 + 3,835 + \frac{12,664^2}{2 \times 9,8} = 0 + h_{dD} + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

$$55,899 = 0 + h_{dD} + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

Dari persamaan tersebut kemudian dihitung dengan cara “*trial and error*” memasukkan nilai $h_{dD} = 1,681$ meter

$$A = h_{dD} \times B$$

$$= 1,681 \times 12$$

$$= 20,177 \text{ m}^2$$

$$P = (2 \times h_{dD}) \times B$$

$$= (2 \times 1,681) \times 12$$

$$= 15,363 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$= \frac{20,177}{15,363}$$

$$= 1,313 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 V_D &= \frac{Q}{A} \\
 &= \frac{582,758}{20,177} \\
 &= 28,883 \text{ m/dtk} \\
 hv_D &= \frac{V^2}{2g} \\
 &= \frac{28,883}{2 \times 9,8} \\
 &= 42,561 \text{ m} \\
 Hf &= \frac{n^2 V_D^2}{R^{4/3}} L \\
 &= \frac{0,012^2 \cdot 28,883^2}{1,313^{4/3}} 129 \\
 &= 10,774 \text{ m/dtk}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 z_1 + hd_C + hv_C &= z_2 + hd_D + hv_D + hf \\
 43 + 3,835 + 8,182 &= 0 + 1,681 + 42,561 + 10,774 \\
 55,017 &= 55,017 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Asumsi nilai $hd_D = 1,681$ meter dapat diterima

4.3.2.5 Saluran Peredam Energi

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan ke sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi super kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis. Guna mereduksi energi yang terdapat di dalam aliran tersebut, maka di ujung hilir saluran peluncur harus dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi (*stilling basin*).

Dari perhitungan sebelumnya didapat harga:

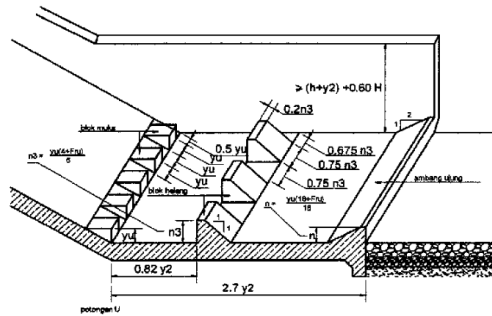
$$V = V_D = 28,883 \text{ m/dtk}$$

$$d_1 = 1,681 \text{ meter}$$

Sehingga,

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h d_B}} = \frac{28,883}{\sqrt{9,8 \times 1,681}} = 7,115$$

Dalam perencanaan peredam energi direncanakan menggunakan kolam olakan datar tipe III USBR berdasarkan nilai bilangan Froude $> 4,5$.



Gambar 4.19 Kolam USBR tipe III pelimpah bulat

- Tinggi air pada kolam

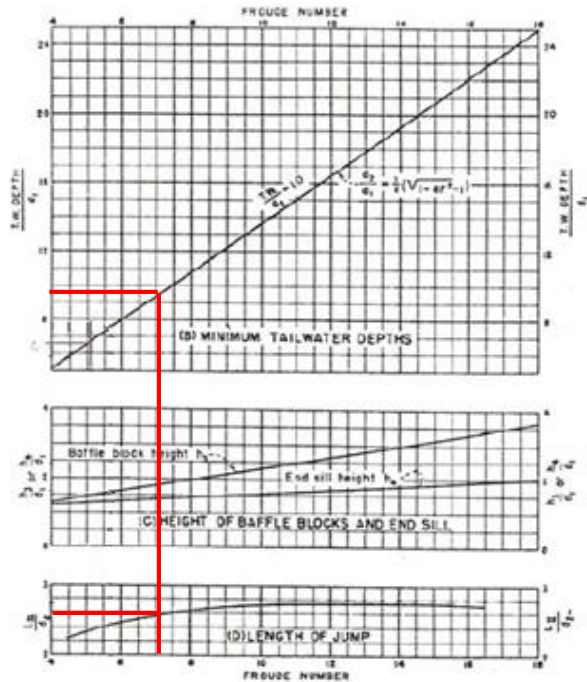
$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$d_2 = \frac{1,681}{2} (\sqrt{1 + (8 \times 7,115^2)} - 1)$$

$$d_2 = 16,10 \approx 16 \text{ m}$$

- Panjang kolam olak



Gambar 4.20 Grafik kolom olak USBR tipe III

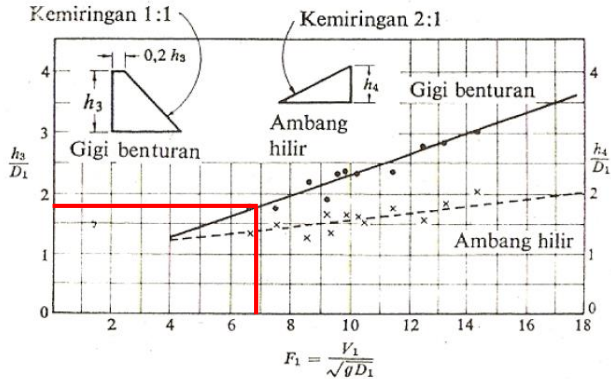
Untuk mengetahui panjang kolam olak dipakai rumus berikut dengan cara tarik garis lurus berdasarkan $Fr = 6,914$ pada grafik 4.18

$$\frac{L}{d_2} = 2,60 \text{ (lihat dari grafik 4.20)}$$

$$\frac{L}{16,10} = 2,60$$

$$L = 2,60 \times 16,10 = 41,858 \approx 45 \text{ meter}$$

- Gigi pemencar aliran



Gambar 4.21 Grafik penentuan gigi benturan dan ambang hilir kolam olak

Ukuran gigi-gigi pemancar aliran adalah $d_1 = 1,669$ meter apabila dibulatkan menjadi 1,7 meter. Karena lebar kolam olak 12 meter maka jumlah pemancar aliran dibuat 4 buah dengan lebar 1,7 meter, tinggi 1,7 meter, dan jarak antar pemancar aliran 1,7 meter sehingga jarak tepi pemancar aliran masing-masing 0,05 meter.

Cek jumlah jarak = $(20 \times 0,8) + (19 \times 0,8) + (2 \times 0,65) = 32$ meter

- Gigi pembentur aliran

Mengacu pada gambar 4.21 dengan Fr diketahui.

$$Fr = 7,115$$

$$\frac{H_3}{d_1} = 1,70 \text{ (lihat dari grafik 4.21)}$$

$$H_3 = 1,681 \times 1,70 = 2,858 \approx 3 \text{ m}$$

$$0,75 H_3 = 0,75 \times 3,00 = 2,25 \approx 2,2 \text{ m}$$

$$0,20 H_3 = 0,20 \times 3,00 = 0,6 \text{ m}$$

Jarak gigi pembentur aliran dari hilir adalah :

$$0,82 d_2 = 0,82 \times 8,806 = 13,12 \text{ meter}$$

Sehingga direncanakan 3 buah gigi pembentur aliran dengan hulu permukaan tegak dan hilir permukaan miring (1:1)

dengan lebar 2,2 meter, tinggi 3 meter, dan jarak antar pembentur aliran 2,2 meter. Sehingga jarak tepi pembentur aliran masing-masing 0,5 meter.

Cek jumlah jarak = $(3 \times 2,20) + (2 \times 2,20) + (2 \times 0,50) = 12$ meter

- Tinggi *end sill* atau ujung hilir pembentur aliran

$$Fr = 7,115$$

$$\frac{H_4}{d_1} = 1,35 \text{ (lihat dari grafik 4.21)}$$

$$H_4 = 1,681 \times 1,35 = 2,253 \approx 2,3 \text{ m}$$

- Tinggi jagaan (*Walking/Freeboard*)

$$Fb = 0,6 + (0,037 \cdot V \cdot d_2^{1/3})$$

Dengan,

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{B \times d_2} = \frac{582,758}{12 \times 16,10} = 3,02 \text{ m/det}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} Fb &= 0,6 + (0,037 \cdot V \cdot d_2^{1/3}) \\ &= 0,6 + (0,037 \times 3,01 \times 16,10^{1/3}) \\ &= 3,42 \approx 3,5 \text{ meter} \end{aligned}$$

4.3.3 Spillway Eksisting Tipe Ogee

Dari data perencanaan yang sudah ada diketahui data-data sebagai berikut :

- Elevasi MA diatas mercu = +92,52
- Elevasi puncak mercu = +89,10
- Elevasi dasar saluran pengarah = +85,00
- Ketinggian spillway (P) :
 $P = 88,50 - 78,57 = 9,93$ meter
- Tinggi MA diatas mercu (H)= 3,42 meter
- Kedalaman saluran pengarah aliran
 $H \text{ total} = 4,10 + 3,42 = 7,52$ meter

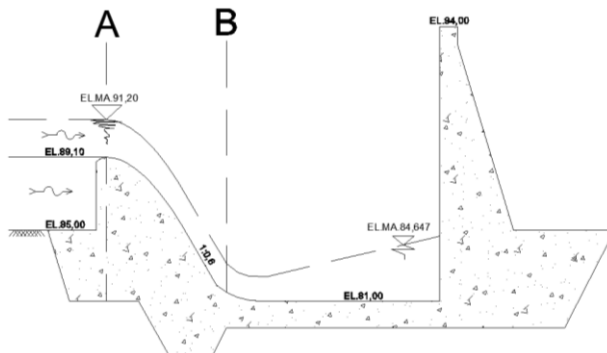
- Kecepatan pada saluran pengarah aliran :

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{Q}{A} \\
 &= \frac{582,758}{32,5 \times 4,10} \\
 &= 4,373 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

4.3.3.1 Perhitungan Hidrolis Mercu

Aliran pada saluran peluncur pada mercu direncanakan sebagai aliran superkritis dan *hydraulic control point* yang direncanakan pada ujung hulu saluran.

Di titik A :



Gambar 4.22 Ilustrasi aliran pada mercu pelimpah

- Kecepatan aliran (V_A) = 5,232 m/det

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{Q}{A} \\
 &= \frac{582,758}{32,5 \times 3,427} \\
 &= 5,232 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

- Tinggi tekanan kecepatan aliran (h_{VA}) :

$$h_{VA} = \frac{V^2}{2g}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{5,232^2}{2 \times 9,8} \\
 &= 1,397 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Tinggi aliran pada titik A (hd_A) = 3,42 m

Di titik B :

- Tinggi dari elevasi maksimal sampai elevasi minimal lengkung mercu (Y) = 8,10 meter
- Panjang hidrolis pelimpah dari titik A ke B adalah 10,57 m
- Elevasi muka air di kaki pelimpah (hd_B) :

$$\begin{aligned}
 z_1 + hd_A + hv_A &= z_2 + hd_B + hv_B + hf \\
 z_1 + hd_A + \frac{V_A^2}{2g} &= z_2 + hd_B + \frac{V_B^2}{2g} + \frac{n^2 V_B^2}{R^{4/3}} L \\
 8,10 + 3,42 + \frac{5,232^2}{2 \times 9,8} &= 0 + hd_B + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L \\
 12,924 &= 0 + hd_B + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L
 \end{aligned}$$

Dari persamaan tersebut kemudian dihitung dengan cara “*trial and error*” memasukkan nilai $hd_B = 1,198$ meter

$$\begin{aligned}
 A &= hd_B \times B \\
 &= 1,198 \times 32,5 \\
 &= 38,932 \text{ m}^2 \\
 P &= (2 \times hd_B) \times B \\
 &= (2 \times 1,198) \times 32,5 \\
 &= 34,896 \text{ m}^2 \\
 R &= \frac{A}{P} \\
 &= \frac{38,932}{34,896} \\
 &= 1,116 \text{ m} \\
 V_B &= \frac{Q}{A}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{582,758}{38,932} \\
 &= 14,969 \text{ m/dtk} \\
 hv_B &= \frac{V^2}{2g} \\
 &= \frac{14,969^2}{2 \times 9,8} \\
 &= 11,432 \text{ m} \\
 Hf &= \frac{n^2 V_B^2 L}{R^{4/3}} \\
 &= \frac{0,012^2 \cdot 14,969^2}{1,116^{4/3}} = 11,21 \\
 &= 0,295 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 z_1 + hd_A + hv_A &= z_2 + hd_B + hv_B + hf \\
 8,10 + 3,42 + 1,397 &= 0 + 1,198 + 11,432 + 0,295 \\
 12,924 &= 12,924 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Asumsi nilai $hd_B = 1,198$ meter dapat diterima

4.3.3.2 Saluran Peluncur

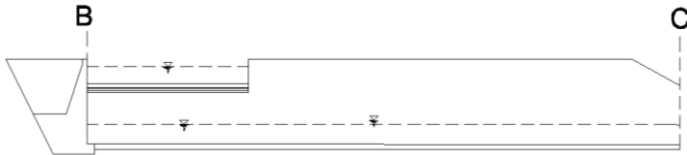
Pada perencanaan bangunan pelimpah antara tinggi mercu dengan bangunan peredam energi diberi saluran peluncur (flood way). Saluran ini berfungsi untuk mengatur aliran air yang melimpah dari mercu dapat mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis. Dalam merencanakan saluran peluncur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

- Agar air yang melimpah dari saluran mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
- Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- Agar gaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin.

Saluran peluncur dalam perencanaan pelimpah ini dibentuk sebagai berikut :

- Terbagi menjadi 2 saluran yaitu saluran transisi B-C dan saluran peluncur C-D
- Lebar saluran peluncur 12 meter
- Penampang melintang berbentuk segi empat.
- Kemiringan saluran direncanakan $S = 1:3$ (0,333)
- Elevasi hilir direncanakan hingga mencapai elevasi sungai +38,00

Saluran Transisi B-C



Gambar 4.23 Saluran peluncur B-C spillway eksisting tipe ogee
 Dari perhitungan sebelumnya dapat diketahui data-data sebagai berikut :

- $Q = 582,758 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $B = 12 \text{ meter}$
- $V_B = 14,969 \text{ m/detik}$
- $hd_B = 1,198 \text{ meter}$
- $h_{vB} = 11,432 \text{ meter}$
- $S = 1/2000 = 0,0005$
- Beda elevasi B-C (Z)
 $Z = 0,06125 \text{ meter}$
- Panjang saluran direncanakan

$$L = \frac{Z}{S} = \frac{0,06125}{0,0005} = 122,5 \text{ meter}$$
- Tinggi muka air pada titik C dihitung dengan persamaan Bernoulli :

$$z_1 + hd_B + h_{vB} = z_2 + hd_C + h_{vC} + hf$$

$$z_1 + hd_B + \frac{V_B^2}{2g} = z_2 + hd_C + \frac{V_C^2}{2g} + \frac{n^2 V_C^2}{R^{4/3}} L$$

$$0,06125 + 1,198 + \frac{14,969^2}{2 \times 9,8} = 0 + hd_c + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2(Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

$$12,691 = 0 + hd_c + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2(Q/A)^2}{R^{4/3}} L$$

Dari persamaan tersebut kemudian dihitung dengan cara “*trial and error*” memasukkan nilai $hd_c = 3,897$ meter

$$\begin{aligned} A &= hd_c \times B \\ &= 3,897 \times 12 \\ &= 46,763 \text{ m}^2 \\ P &= (2 \times hd_c) \times B \\ &= (2 \times 3,897) \times 12 \\ &= 19,794 \text{ m}^2 \\ R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{46,763}{19,794} \\ &= 2,363 \text{ m} \\ V_c &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{582,758}{46,763} \\ &= 12,462 \text{ m/dtk} \\ hv_c &= \frac{V^2}{2g} \\ &= \frac{12,462^2}{2 \times 9,8} \\ &= 7,923 \text{ m} \\ Hf &= \frac{n^2 V_c^2}{R^{4/3}} L \\ &= \frac{0,012^2 \cdot 12,462^2}{2,363^{4/3}} \cdot 122,5 \\ &= 0,871 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

Sehingga,

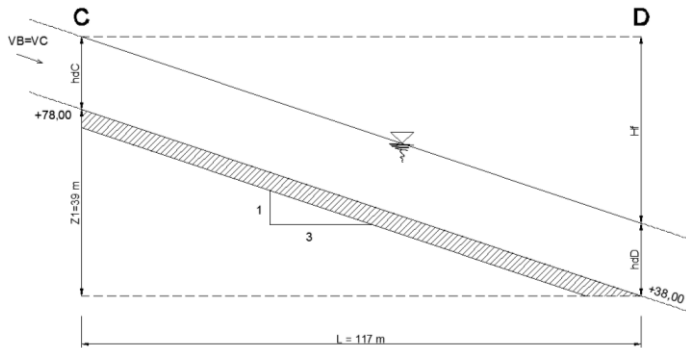
$$z_1 + hd_B + hv_B = z_2 + hd_C + hv_C + hf$$

$$0,06125 + 1,198 + 11,432 = 0 + 3,897 + 7,923 + 0,871$$

$$12,691 = 12,691 \text{ (OK)}$$

Asumsi nilai $hd_C = 3,897$ meter dapat diterima

Saluran Peluncur C-D



Gambar 4.24 Saluran peluncur C-D spillway eksisting tipe ogee

Dari perhitungan sebelumnya dapat diketahui data-data sebagai berikut :

- $Q = 582,758 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $B = 12 \text{ meter}$
- $V_C = 12,462 \text{ m/detik}$
- $h_{dC} = 3,897 \text{ meter}$
- $h_{vC} = 7,923 \text{ meter}$
- $S = 1/3 = 0,333$
- Beda elevasi C-D (Z)
 $Z = 43 \text{ meter}$
- Panjang saluran direncanakan
 $L = \frac{Z}{S} = \frac{43}{0,333} = 129 \text{ meter}$

- Tinggi muka air pada titik D dihitung dengan persamaan Bernoulli :

$$\begin{aligned}
 z_1 + hd_C + hv_C &= z_2 + hd_D + hv_D + hf \\
 z_1 + hd_C + \frac{V_C^2}{2g} &= z_2 + hd_D + \frac{V_D^2}{2g} + \frac{n^2 V_D^2}{R^{4/3}} L \\
 43 + 3,897 + \frac{12,462^2}{2 \times 9,8} &= 0 + hd_D + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L \\
 54,820 &= 0 + hd_D + \frac{(Q/A)^2}{2 \times 9,8} + \frac{n^2 (Q/A)^2}{R^{4/3}} L
 \end{aligned}$$

Dari persamaan tersebut kemudian dihitung dengan cara “*trial and error*” memasukkan nilai $hd_D = 1,684$ meter

$$\begin{aligned}
 A &= hd_D \times B \\
 &= 1,684 \times 12 \\
 &= 20,211 \text{ m}^2 \\
 P &= (2 \times hd_D) \times B \\
 &= (2 \times 1,684) \times 12 \\
 &= 15,369 \text{ m}^2 \\
 R &= \frac{A}{P} \\
 &= \frac{20,211}{15,369} \\
 &= 1,315 \text{ m} \\
 V_D &= \frac{Q}{A} \\
 &= \frac{582,758}{20,211} \\
 &= 28,834 \text{ m/dtk} \\
 hv_D &= \frac{V^2}{2g} \\
 &= \frac{28,834^2}{2 \times 9,8} \\
 &= 42,417 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_f &= \frac{n^2 V_D^2}{R^{4/3}} L \\
 &= \frac{0,012^2 \cdot 28,834^2}{1,315^{4/3}} \cdot 117 \\
 &= 10,719 \text{ m/dtk}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 z_1 + hd_C + hv_C &= z_2 + hd_D + hv_D + hf \\
 43 + 3,897 + 7,923 &= 0 + 1,684 + 42,417 + 10,719 \\
 54,820 &= 54,820 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Asumsi nilai $hd_D = 1,684$ meter dapat diterima

4.3.3.3 Saluran Peredam Energi

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan ke sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi super kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis. Guna mereduksi energi yang terdapat di dalam aliran tersebut, maka di ujung hilir saluran peluncur harus dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi (*stilling basin*).

Dari perhitungan sebelumnya didapat harga:

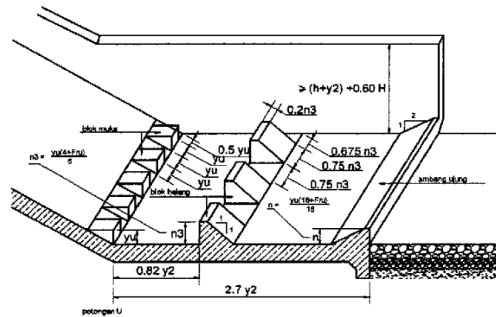
$$V = V_D = 28,834 \text{ m/dtk}$$

$$d_1 = 1,684 \text{ meter}$$

Sehingga,

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot hd_D}} = \frac{28,834}{\sqrt{9,8 \times 1,684}} = 7,097$$

Dalam perencanaan peredam energi direncanakan menggunakan kolam olakan datar tipe III USBR berdasarkan nilai bilangan Froude $> 4,5$.



Gambar 4.25 Kolam USBR tipe III pelimpah ogee

- Tinggi air pada kolam

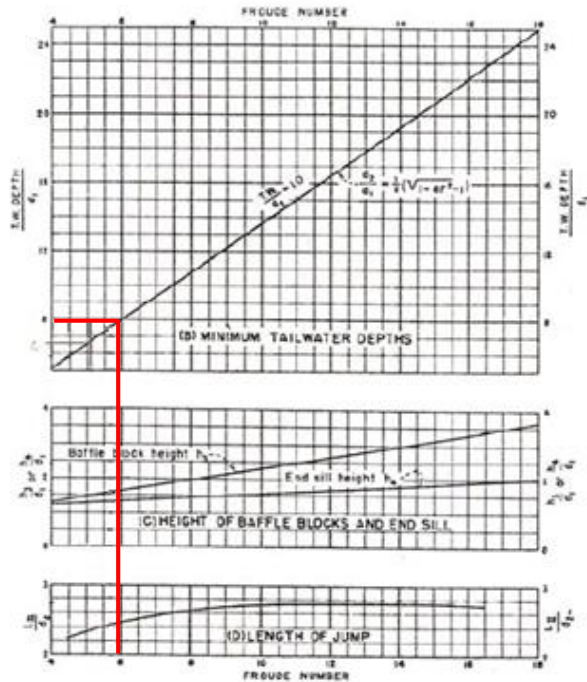
$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = \frac{1,684}{2} \left(\sqrt{1 + (8 \times 7,097^2)} - 1 \right)$$

$$d_2 = 16,083 \text{ m} \approx 16 \text{ m}$$

- Panjang kolam olak



Gambar 4.26 Grafik kolom olak USBR tipe III

Untuk mengetahui panjang kolam olak dipakai rumus berikut dengan cara tarik garis lurus berdasarkan $Fr = 6,990$ pada grafik 4.26

$$\frac{L}{d_2} = 2,60 \text{ (dari grafik 4.13)}$$

$$\frac{L}{16,08} = 2,60$$

$$L = 2,60 \times 16,08 = 41,817 \approx 45 \text{ meter}$$

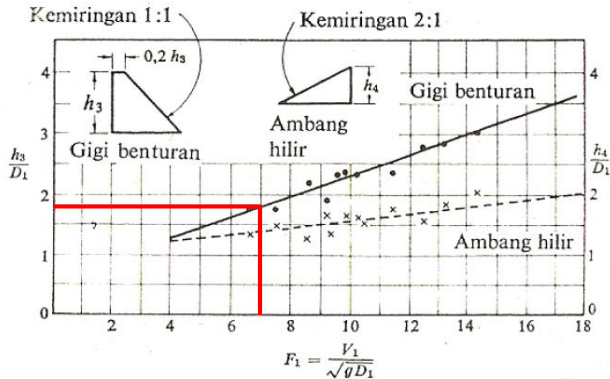
- Gigi pemancar aliran

Ukuran gigi-gigi pemancar aliran adalah $d_1 = 1,701$ meter apabila dibulatkan menjadi 1,7 meter. Karena lebar kolam olak 12 meter maka jumlah pemancar aliran dibuat 4 buah

dengan lebar 1,7 meter, tinggi 1,7 meter, dan jarak antar pemencar aliran 1,7 m sehingga jarak tepi pemencar aliran masing-masing 0,05 meter.

Cek lebar = $(4 \times 1,7) + (3 \times 1,7) + (2 \times 0,05) = 12$ meter

- Gigi pembentur aliran



Gambar 4.27 Grafik penentuan gigi benturan dan ambang hilir kolam olak

Mengacu pada gambar 4.27 dengan Fr diketahui.

$Fr = 7,097$

$\frac{H_3}{d_1} = 1,78$ (dari grafik 4.27)

$H_3 = 1,684 \times 1,78 = 2,863 \approx 3 \text{ m}$

$0,75 H_3 = 0,75 \times 3,00 = 2,250 \approx 2,2 \text{ m}$

$0,20 H_3 = 0,20 \times 3,00 = 0,600 \approx 0,6 \text{ m}$

Jarak gigi pembentur aliran dari hulu adalah :

$0,82 d_2 = 0,82 \times 16,08 = 13,120 \text{ m}$

Sehingga direncanakan 3 buah gigi pembentur aliran dengan hulu permukaan tegak dan hilir permukaan miring (1:1) dengan lebar 2,2 meter, tinggi 3 meter, dan jarak antar

pembentur aliran 2,2 meter. Sehingga jarak tepi pembentur aliran masing-masing 0,5 meter.

$$\text{Cek lebar} = (3 \times 2,20) + (2 \times 2,20) + (2 \times 0,50) = 12 \text{ meter}$$

- Tinggi *end sill* atau ujung hilir pembentur aliran

$$Fr = 7,097$$

$$\frac{H_4}{d_1} = 1,40 \text{ (dari grafik 4.27)}$$

$$H_4 = 1,684 \times 1,40 = 2,274 \approx 2,4 \text{ m}$$

- Tinggi jagaan (*Walking/Freeboard*)

$$Fb = 0,6 + (0,037 \cdot V \cdot d_2^{1/3})$$

Dengan,

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{B \times d_2} = \frac{582,758}{12 \times 16,08} = 3,02 \text{ m/det}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} Fb &= 0,6 + (0,037 \cdot V \cdot d_2^{1/3}) \\ &= 0,6 + (0,037 \times 3,02 \times 16,11^{1/3}) \\ &= 3,42 \approx 3,5 \text{ meter} \end{aligned}$$

Gambar autocad dari 3 desain alternatif spillway dapat dilihat pada lampiran 1.

Perbandingan dimensi dan tinggi muka air pada 3 desain alternatif spillway tersebut dapat dilihat pada tabel yang dilampirkan pada lampiran 2 nomor 1.

4.4 Analisis Stabilitas Spillway

Analisis stabilitas bangunan pelimpah berdasarkan pada jenis bahan bangunan serta Geologi bangunan pelimpah ditempatkan. Stabilitas suatu bangunan spillway ditentukan oleh kondisi tanah yang menahan beban bangunan tersebut.

Kemampuan tanah dalam memikul bangunan di atasnya tergantung pada sifat, jenis, dan pengaruh terhadap gaya luar.

Untuk mengetahui keamanan dari tubuh pelimpah harus dilakukan analisis stabilitas. Pada analisis stabilitas dilakukan permodelan kondisi spillway pada saat muka air normal. Dalam analisis stabilitas pelimpah dilakukan kontrol terhadap:

1. Gaya Geser
2. Gaya Guling
3. Ambles

4.4.1 Stabilitas Spillway Tipe Ogee

Data-data geologi tanah diketahui sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{tanah}} &= 15,87 \text{ KN/m}^3 \\ \phi &= 17,5 \\ C &= 27,5 \text{ KPa}\end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}Ka &= \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \\ &= \tan^2\left(45 - \frac{17,5}{2}\right) \\ &= 0,537\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Kp &= \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \\ &= \tan^2\left(45 + \frac{17,5}{2}\right) \\ &= 1,860\end{aligned}$$

- Menghitung tegangan vertikal tanah

Aktif :

$$\begin{aligned}\sigma V_1 &= \gamma_{\text{tanah}} \times h \\ &= 15,87 \times 0 \\ &= 0 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma V_2 &= \sigma_{V1} + (\gamma_{tanah} \times h) \\
 &= 0 + (15,87 \text{ KN/m}^3 \times 7\text{m}) \\
 &= 111,09 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Pasif :

$$\begin{aligned}
 \sigma V_1 &= \gamma_{tanah} \times h \\
 &= 15,87 \times 0 \\
 &= 0 \text{ KN/m}^2 \\
 \sigma V_2 &= \sigma_{V1} + (\gamma_{tanah} \times h) \\
 &= 0 + (15,87 \text{ KN/m}^3 \times 1,5\text{m}) \\
 &= 23,805 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Menghitung tegangan horizontal tanah

Aktif :

$$\begin{aligned}
 \sigma H_1 &= (\sigma_{V1} \cdot Ka) - (2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}) \\
 &= (0 \cdot 0,537) - (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{0,537}) \\
 &= -40,304 \text{ KN/m}^2 \\
 \sigma H_2 &= (\sigma_{V2} \cdot Ka) - (2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}) \\
 &= (111,09 \cdot 0,537) - (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{0,537}) \\
 &= 19,781 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Pasif :

$$\begin{aligned}
 \sigma H_1 &= (\sigma_{V1} \cdot Kp) + (2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}) \\
 &= (0 \cdot 1,860) + (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{1,860}) \\
 &= 75,00 \text{ KN/m}^2 \\
 \sigma H_2 &= (\sigma_{V2} \cdot Kp) + (2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}) \\
 &= (23,805 \cdot 1,860) + (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{1,860}) \\
 &= 119,287 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Menghitung tegangan horizontal air

Aktif :

$$\begin{aligned}\sigma_{H_{A1}} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\ &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 0 \text{ m} \\ &= 0 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

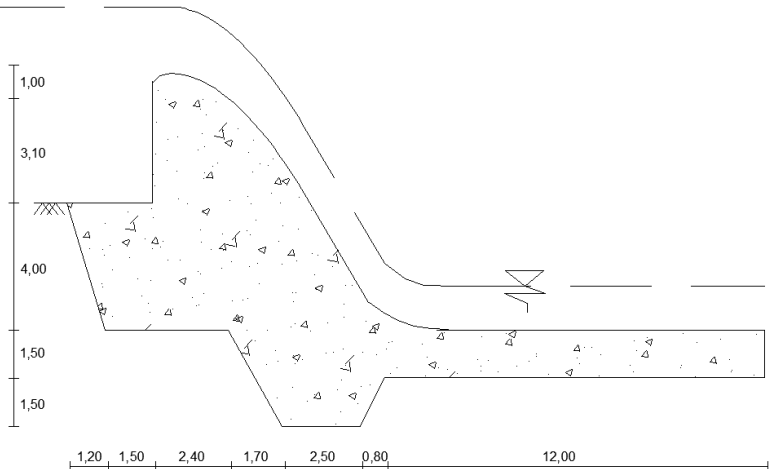
$$\begin{aligned}\sigma_{H_{A2}} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\ &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 11,1 \text{ m} \\ &= 108,90 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

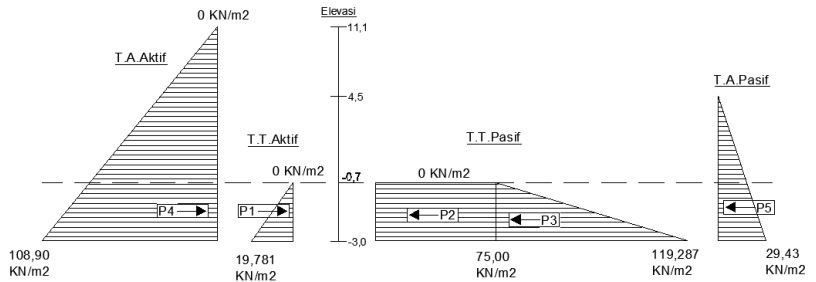
Pasif :

$$\begin{aligned}\sigma_{H_{A1}} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\ &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 0 \text{ m} \\ &= 0 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{H_{A1}} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\ &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 3 \text{ m} \\ &= 29,43 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

- Menghitung tekanan tanah aktif dan pasif





Gambar 4.28 Diagram tegangan tanah spillway tipe ogee

$$\frac{7 - X}{40,304} = \frac{X}{19,781}$$

$$138,467 - 19,781X = 40,304 X$$

$$X = 2,304 \approx 2,3$$

Aktif :

$$P1 = \frac{1}{2} \times 19,781 \text{ KN/m}^2 \times 2,3 \text{ m}$$

$$= 22,748 \text{ KN/m}'$$

Pasif :

$$P2 = 75 \text{ KN/m}^2 \times 3 \text{ m}$$

$$= 225 \text{ KN/m}'$$

$$P3 = \frac{1}{2} \times (119,287 \text{ KN/m}^2 - 75,0 \text{ KN/m}^2) \times 3 \text{ m}$$

$$= 66,431 \text{ KN/m}'$$

- Menghitung tekanan air aktif dan pasif

Aktif :

$$P4 = \frac{1}{2} \times 108,90 \text{ KN/m}^2 \times 11,1 \text{ m}$$

$$= 604,395 \text{ KN/m}'$$

Pasif :

$$P5 = \frac{1}{2} \times 29,43 \text{ KN/m}^2 \times 4,5 \text{ m}$$

$$= 66,2175 \text{ KN/m}'$$

- Menghitung momen pendorong dan penahan
Pendorong :

$$\begin{aligned}
 M1 &= P1 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 22,748 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 2,3 \text{ m} \\
 &= 17,440 \text{ KN. m/m}' \\
 M4 &= P4 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 604,395 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 11,1 \text{ m} \\
 &= 2236,262 \text{ KN. m/m}'
 \end{aligned}$$

Penahan :

$$\begin{aligned}
 M2 &= P2 \times \frac{1}{2} \times h \\
 &= 225 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{2} \times 3 \text{ m} \\
 &= 337,5 \text{ KN. m/m}' \\
 M3 &= P3 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 66,431 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 3 \text{ m} \\
 &= 66,431 \text{ KN. m/m}' \\
 M5 &= P5 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 66,2175 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 4,5 \text{ m} \\
 &= 99,236 \text{ KN. m/m}'
 \end{aligned}$$

- Menghitung daya dukung tanah terhadap geser

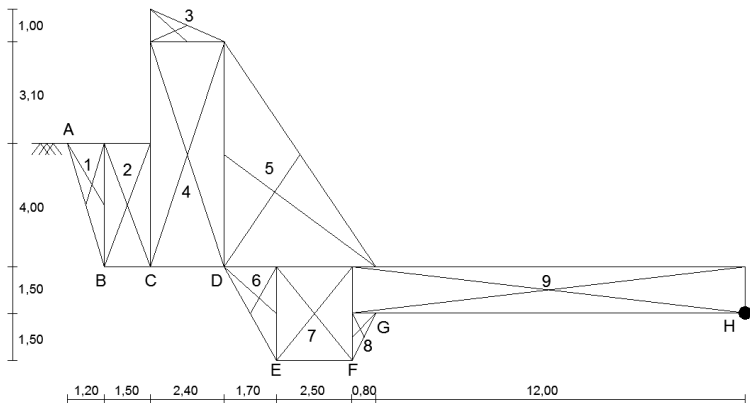
$$\begin{aligned}
 \Sigma Pp &= P2 + P3 + P5 \\
 &= 225 \text{ KN/m}' + 66,431 \text{ KN/m}' + \\
 &\quad 66,2175 \text{ KN/m}' \\
 &= 357,649 \text{ KN/m}' \\
 \Sigma H &= P1 + P4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 22,748 \text{ KN/m}' + 604,395 \text{ KN/m}' \\
 &= 627,143 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{T_{max}}{\Sigma H} \\
 &= \frac{\left(\Sigma V \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) \right) + \left(B \cdot \frac{2}{3} \cdot C \right) + \Sigma Pp}{\Sigma H} \\
 &= \frac{\left(627,143 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 17,5\right) \right) + \left(19,3 \cdot \frac{2}{3} \cdot 27,5 \right) + 357,649}{627,143} \\
 &= \frac{129,494 + 405,167 + 357,649}{627,143} \\
 &= 1,42 > 1,2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Maka, stabilitas spillway terhadap gaya geser aman

- Menghitung daya dukung tanah terhadap guling



Gambar 4.29 Segmen spillway tipe ogee

Contoh perhitungan :

Besarnya gaya berat sendiri G_1 ;

γ Pasangan beton = $2,4 \text{ ton/m}^3 = 24 \text{ KN/m}^3$

$$\begin{aligned}
 \text{Volume } G1 &= \frac{1}{2} \cdot \text{alas} \cdot \text{tinggi} \cdot \text{lebar} \\
 &= 0,5 \times 1,2 \times 4 \times 1 \\
 &= 2,40 \text{ m}^3 \\
 \text{Besaran gaya} &= \text{Volume} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 2,40 \text{ m}^3 \times 24 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 57,6 \text{ KN} \\
 \text{Momen} &= \text{Gaya} \times \text{Jarak} \\
 &= 57,6 \text{ KN} \times 8,50 \text{ m} \\
 &= 489,60 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan untuk segmen selanjutnya dilakukan dengan cara tabel sebagai berikut :

Tabel 4.25 Perhitungan momen spillway tipe ogee

| No. Gaya | Luas | Berat | Gaya | Lengan | Momen |
|-------------|----------------|-------------------|----------------|-------------|----------------------|
| | m ³ | KN/m ³ | Vertikal KN | Thd. F m | tahan thd. F KN.m |
| G1 | 2.40 | 24 | 57.60 | 8.50 | 489.60 |
| G2 | 6.00 | 24 | 144.00 | 7.35 | 1058.40 |
| G3 | 1.20 | 24 | 28.80 | 5.80 | 167.04 |
| G4 | 17.04 | 24 | 408.96 | 5.40 | 2208.38 |
| G5 | 17.75 | 24 | 426.00 | 2.53 | 1079.19 |
| G6 | 2.55 | 24 | 61.20 | 3.07 | 187.68 |
| G7 | 7.50 | 24 | 180.00 | 1.25 | 225.00 |
| G8 | 0.60 | 24 | 14.40 | 0.27 | -3.83 |
| G9 | 19.20 | 24 | 460.80 | 6.40 | -2949.12 |
| Total | | | 1781.76 | | 5411.46 |

(Sumber: Analisis perhitungan)

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{T_{max}}{\Sigma H} \\
 &= \frac{\Sigma M_F + M2 + M3 + M5}{M1 + M4} \\
 &= \frac{5411,46 + 337,5 + 66,431 + 99,326}{17,440 + 2236,262}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{5914,71}{2253,70} \\
 &= 2,62 > 1,5 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Maka, stabilitas spillway terhadap gaya guling aman

- Menghitung daya dukung tanah terhadap ambles
Diketahui $\phi = 17,5$

Tabel 4.26 Nilai faktor kapasitas daya dukung terzaghi

| ϕ | Keruntuhan geser umum | | |
|--------|-----------------------|-------|------------|
| | Nc | Nq | N γ |
| 0 | 5.7 | 1.0 | 0.0 |
| 5 | 7.3 | 1.6 | 0.5 |
| 10 | 9.6 | 2.7 | 1.2 |
| 15 | 12.9 | 4.4 | 2.5 |
| 20 | 17.7 | 7.4 | 5.0 |
| 25 | 25.1 | 12.7 | 9.7 |
| 30 | 37.2 | 22.5 | 19.7 |
| 34 | 52.6 | 36.5 | 35.0 |
| 35 | 57.8 | 41.4 | 42.4 |
| 40 | 95.7 | 81.3 | 100.4 |
| 45 | 172.3 | 173.3 | 297.5 |
| 48 | 258.3 | 287.9 | 780.1 |
| 50 | 347.6 | 415.1 | 1153.2 |

(Sumber: *Rekayasa pondasi I*)

Interpolasi untuk nilai $\phi = 17,5$

$$N_c = 12,9 + \left(\left(\frac{17,5 - 15}{20 - 15} \right) x (17,7 - 12,9) \right)$$

$$= 15,3$$

$$N_q = 4,4 + \left(\left(\frac{17,5 - 15}{20 - 15} \right) x (7,4 - 4,4) \right)$$

$$= 5,9$$

$$\begin{aligned}
 N\gamma &= 2,5 + \left(\left(\frac{17,5 - 15}{20 - 15} \right) x (5 - 2,5) \right) \\
 &= 3,75
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= (C \cdot Nc) + (q \cdot Nq) + \left(\frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot B \cdot N\gamma \right) \\
 &= (27,5 \times 15,3) + (6,06 \times 5,9) + (0,5 \times 6,06 \times 5 \times 3,75) \\
 &= 513,3165 \\
 q_{ijin} &= \frac{\Sigma V}{B} = \frac{627,143}{5} = 125,4286 \\
 SF &= \frac{q_{ult}}{q_{ijin}} = \frac{513,3165}{125,4286} = 4,092 \\
 &= 4,092 > 3 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Maka, stabilitas spillway terhadap gaya ambles aman

4.4.2 Stabilitas Spillway Tipe Bulat

Data-data geologi tanah diketahui sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \gamma_{\text{tanah}} &= 15,87 \text{ KN/m}^3 \\
 \phi &= 17,5 \\
 C &= 27,5 \text{ KPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 Ka &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{17,5}{2} \right) \\
 &= 0,537
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Kp &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 + \frac{17,5}{2} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 1,860$$

- Menghitung tegangan vertikal tanah

Aktif :

$$\begin{aligned}\sigma V_1 &= \gamma_{tanah} \times h \\ &= 15,87 \times 0 \\ &= 0 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma V_2 &= \sigma_{V1} + (\gamma_{tanah} \times h) \\ &= 0 + (15,87 \text{ KN/m}^3 \times 7\text{m}) \\ &= 111,09 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Pasif :

$$\begin{aligned}\sigma V_1 &= \gamma_{tanah} \times h \\ &= 15,87 \times 0 \\ &= 0 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma V_2 &= \sigma_{V1} + (\gamma_{tanah} \times h) \\ &= 0 + (15,87 \text{ KN/m}^3 \times 1,5\text{m}) \\ &= 23,805 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

- Menghitung tegangan horizontal tanah

Aktif :

$$\begin{aligned}\sigma H_1 &= (\sigma_{V1} \cdot Ka) - (2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}) \\ &= (0 \cdot 0,537) - (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{0,537}) \\ &= -40,304 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma H_2 &= (\sigma_{V2} \cdot Ka) - (2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}) \\ &= (111,09 \cdot 0,537) - (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{0,537}) \\ &= 19,781 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Pasif :

$$\begin{aligned}\sigma H_1 &= (\sigma_{V1} \cdot Kp) + (2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}) \\ &= (0 \cdot 1,860) + (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{1,860}) \\ &= 75,00 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{H_2} &= (\sigma_{v_2} \cdot K_p) + (2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}) \\
 &= (23,805 \cdot 1,860) + (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{1,860}) \\
 &= 119,287 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Menghitung tegangan horizontal air

Aktif :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{H_{A1}} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\
 &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 0 \text{ m} \\
 &= 0 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

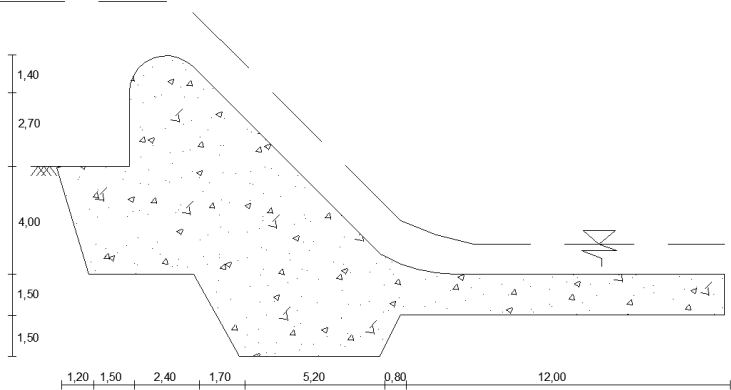
$$\begin{aligned}
 \sigma_{H_{A2}} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\
 &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 11,1 \text{ m} \\
 &= 108,90 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

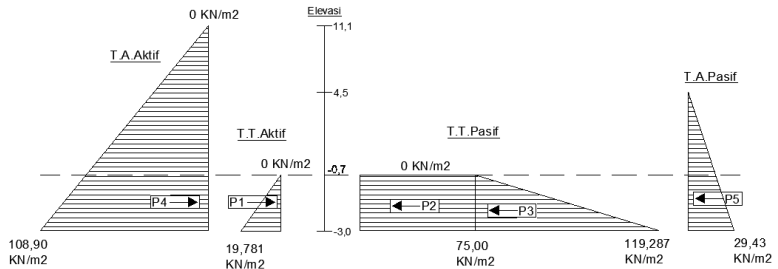
Pasif :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{H_{A1}} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\
 &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 0 \text{ m} \\
 &= 0 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{H_{A1}} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\
 &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 3 \text{ m} \\
 &= 29,43 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Menghitung tekanan tanah aktif dan pasif





Gambar 4.30 Diagram tegangan tanah spillway tipe bulat

$$\frac{7 - X}{40,304} = \frac{X}{19,781}$$

$$138,467 - 19,781X = 40,304 X$$

$$X = 2,304 \approx 2,3$$

Aktif :

$$P1 = \frac{1}{2} \times 19,781 \text{ KN/m}^2 \times 2,3 \text{ m}$$

$$= 22,748 \text{ KN/m}'$$

Pasif :

$$P2 = 75 \text{ KN/m}^2 \times 3 \text{ m}$$

$$= 225 \text{ KN/m}'$$

$$P3 = \frac{1}{2} \times (119,287 \text{ KN/m}^2 - 75,0 \text{ KN/m}^2) \times 3 \text{ m}$$

$$= 66,431 \text{ KN/m}'$$

- Menghitung tekanan air aktif dan pasif

Aktif :

$$P4 = \frac{1}{2} \times 108,90 \text{ KN/m}^2 \times 11,1 \text{ m}$$

$$= 604,395 \text{ KN/m}'$$

Pasif :

$$P5 = \frac{1}{2} \times 29,43 \text{ KN/m}^2 \times 4,5 \text{ m}$$

$$= 66,2175 \text{ KN/m}'$$

- Menghitung momen pendorong dan penahan

Pendorong :

$$\begin{aligned}
 M1 &= P1 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 22,748 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 2,3 \text{ m} \\
 &= 17,440 \text{ KN.m/m}' \\
 M4 &= P4 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 604,395 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 11,1 \text{ m} \\
 &= 2236,262 \text{ KN.m/m}'
 \end{aligned}$$

Penahan :

$$\begin{aligned}
 M2 &= P2 \times \frac{1}{2} \times h \\
 &= 225 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{2} \times 3 \text{ m} \\
 &= 337,5 \text{ KN.m/m}' \\
 M3 &= P3 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 66,431 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 3 \text{ m} \\
 &= 66,431 \text{ KN.m/m}' \\
 M5 &= P5 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 66,2175 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 4,5 \text{ m} \\
 &= 99,236 \text{ KN.m/m}'
 \end{aligned}$$

- Menghitung daya dukung tanah terhadap geser

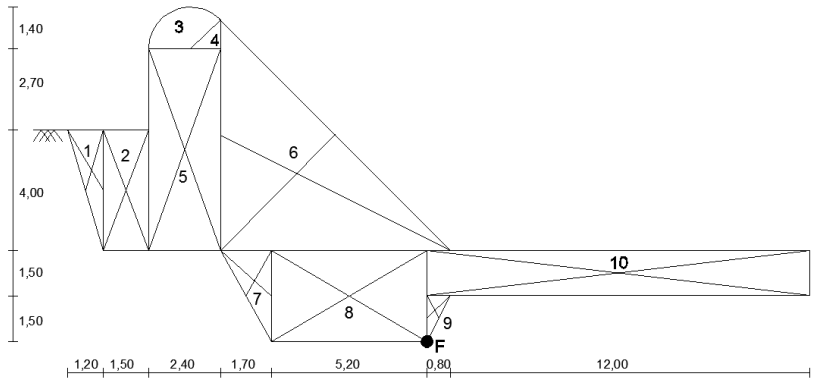
$$\begin{aligned}
 \Sigma Pp &= P2 + P3 + P5 \\
 &= 225 \text{ KN/m}' + 66,431 \text{ KN/m}' + \\
 &\quad 66,2175 \text{ KN/m}' \\
 &= 357,649 \text{ KN/m}' \\
 \Sigma H &= P1 + P4 \\
 &= 22,748 \text{ KN/m}' + 604,395 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

$$= 627,143 \text{ KN/m'}$$

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{T_{max}}{\Sigma H} \\
 &= \frac{\left(\Sigma V \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) \right) + \left(B \cdot \frac{2}{3} \cdot C \right) + \Sigma Pp}{\Sigma H} \\
 &= \frac{\left(627,143 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 17,5\right) \right) + \left(24,8 \cdot \frac{2}{3} \cdot 27,5 \right) + 357,649}{627,143} \\
 &= \frac{129,494 + 454,667 + 357,649}{627,143} \\
 &= 1,50 < 1,2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Maka, stabilitas spillway terhadap gaya geser aman

- Menghitung daya dukung tanah terhadap guling



Gambar 4.31 Segmen spillway tipe bulat

Contoh perhitungan :

Besarnya gaya berat sendiri $G1$;

γ Pasangan beton = $2,4 \text{ ton/m}^3 = 24 \text{ KN/m}^3$

$$Volume \ G1 = \frac{1}{2} \cdot \text{alas} \cdot \text{tinggi} \cdot \text{lebar}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times 1,2 \times 4 \times 1 \\
 &= 2,40 \text{ m}^3 \\
 \text{Besar gaya} &= \text{Volume} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 2,40 \text{ m}^3 \times 24 \text{ KN/m}^3 \\
 &= 57,6 \text{ KN} \\
 \text{Momen} &= \text{Gaya} \times \text{Jarak} \\
 &= 57,6 \text{ KN} \times 11,2 \text{ m} \\
 &= 645,12 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan untuk segmen selanjutnya dilakukan dengan cara tabel sebagai berikut :

Tabel 4.27 Perhitungan momen spillway tipe bulat

| No. Gaya | Luas | Berat Jenis | Gaya Vertikal | Lengan Thd. F | Momen tahan thd. F |
|-------------|----------------|-------------------|------------------|------------------|--------------------------|
| | m ³ | KN/m ³ | KN | m | KN.m |
| G1 | 2.40 | 24 | 57.60 | 11.20 | 645.12 |
| G2 | 6.00 | 24 | 144.00 | 10.05 | 1447.20 |
| G3 | 1.13 | 24 | 27.17 | 8.29 | 225.12 |
| G4 | 0.48 | 24 | 11.51 | 7.24 | 83.32 |
| G5 | 26.80 | 24 | 643.20 | 8.10 | 5209.92 |
| G6 | 29.45 | 24 | 706.86 | 4.33 | 3063.04 |
| G7 | 2.55 | 24 | 61.20 | 5.77 | 352.92 |
| G8 | 15.60 | 24 | 374.40 | 2.60 | -973.44 |
| G9 | 0.60 | 24 | 14.40 | 0.27 | -3.84 |
| G10 | 19.20 | 24 | 460.80 | 6.40 | -2949.12 |
| Total | | | 2501.14 | | 7100.24 |

(Sumber: Analisis perhitungan)

$$SF = \frac{T_{max}}{\Sigma H}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\Sigma M_F + M_2 + M_3 + M_5}{M_1 + M_4} \\
 &= \frac{7100,24 + 337,5 + 66,431 + 99,326}{17,440 + 2236,262} \\
 &= \frac{7603,49}{2253,70} \\
 &= 3,37 > 1,5 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Maka, stabilitas spillway terhadap gaya guling aman

- Menghitung daya dukung tanah terhadap ambles
Diketahui $\phi = 17,5$

Tabel 4.28 Nilai faktor kapasitas daya dukung terzaghi

| ϕ | Keruntuhan geser umum | | |
|--------|-----------------------|-------|------------|
| | Nc | Nq | N γ |
| 0 | 5.7 | 1.0 | 0.0 |
| 5 | 7.3 | 1.6 | 0.5 |
| 10 | 9.6 | 2.7 | 1.2 |
| 15 | 12.9 | 4.4 | 2.5 |
| 20 | 17.7 | 7.4 | 5.0 |
| 25 | 25.1 | 12.7 | 9.7 |
| 30 | 37.2 | 22.5 | 19.7 |
| 34 | 52.6 | 36.5 | 35.0 |
| 35 | 57.8 | 41.4 | 42.4 |
| 40 | 95.7 | 81.3 | 100.4 |
| 45 | 172.3 | 173.3 | 297.5 |
| 48 | 258.3 | 287.9 | 780.1 |
| 50 | 347.6 | 415.1 | 1153.2 |

(Sumber: Rekayasa pondasi I)

Interpolasi untuk nilai $\phi = 17,5$

$$N_c = 12,9 + \left(\left(\frac{17,5 - 15}{20 - 15} \right) x (17,7 - 12,9) \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 15,3 \\
 Nq &= 4,4 + \left(\left(\frac{17,5 - 15}{20 - 15} \right) x (7,4 - 4,4) \right) \\
 &= 5,9 \\
 Ny &= 2,5 + \left(\left(\frac{17,5 - 15}{20 - 15} \right) x (5 - 2,5) \right) \\
 &= 3,75
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= (C \cdot Nc) + (q \cdot Nq) + \left(\frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot B \cdot Ny \right) \\
 &= (27,5 \times 15,3) + (6,06 \times 5,9) + (0,5 \times 6,06 \times 7,7 \times 3,75) \\
 &= 543,995 \\
 q_{ijin} &= \frac{\Sigma V}{B} = \frac{627,143}{7,7} = 81,447 \\
 SF &= \frac{q_{ult}}{q_{ijin}} = \frac{543,995}{81,447} = 6,679 \\
 &= 6,68 > 3 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Maka, stabilitas spillway terhadap gaya ambles aman

4.4.3 Stabilitas Spillway Eksisting Tipe Ogee

Data-data geologi tanah diketahui sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \gamma_{\text{tanah}} &= 15,87 \text{ KN/m}^3 \\
 \phi &= 17,5 \\
 C &= 27,5 \text{ KPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 Ka &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{17,5}{2} \right) \\
 &= 0,537
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Kp &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 + \frac{17,5}{2} \right) \\
 &= 1,860
 \end{aligned}$$

- Menghitung tegangan vertikal tanah

Aktif :

$$\begin{aligned}
 \sigma V_1 &= \gamma_{tanah} \times h \\
 &= 15,87 \times 0 \\
 &= 0 \text{ KN/m}^2 \\
 \sigma V_2 &= \sigma_{V1} + (\gamma_{tanah} \times h) \\
 &= 0 + (15,87 \text{ KN/m}^3 \times 9,43 \text{ m}) \\
 &= 149,654 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Pasif :

$$\begin{aligned}
 \sigma V_1 &= \gamma_{tanah} \times h \\
 &= 15,87 \times 0 \\
 &= 0 \text{ KN/m}^2 \\
 \sigma V_2 &= \sigma_{V1} + (\gamma_{tanah} \times h) \\
 &= 0 + (15,87 \text{ KN/m}^3 \times 1,5 \text{ m}) \\
 &= 23,805 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Menghitung tegangan horizontal tanah

Aktif :

$$\begin{aligned}
 \sigma H_1 &= (\sigma_{V1} \cdot Ka) - (2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}) \\
 &= (0 \cdot 0,537) - (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{0,537}) \\
 &= -40,304 \text{ KN/m}^2 \\
 \sigma H_2 &= (\sigma_{V2} \cdot Ka) - (2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}) \\
 &= (149,654 \cdot 0,537) - (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{0,537}) \\
 &= 40,060 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Pasif :

$$\begin{aligned}
 \sigma H_1 &= (\sigma_{v1} \cdot Kp) + (2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}) \\
 &= (0,1860) + (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{1,860}) \\
 &= 75,00 \text{ KN/m}^2 \\
 \sigma H_2 &= (\sigma_{v2} \cdot Kp) + (2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}) \\
 &= (23,805 \cdot 1,860) + (2 \cdot 27,5 \cdot \sqrt{1,860}) \\
 &= 119,287 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Menghitung tegangan horizontal air

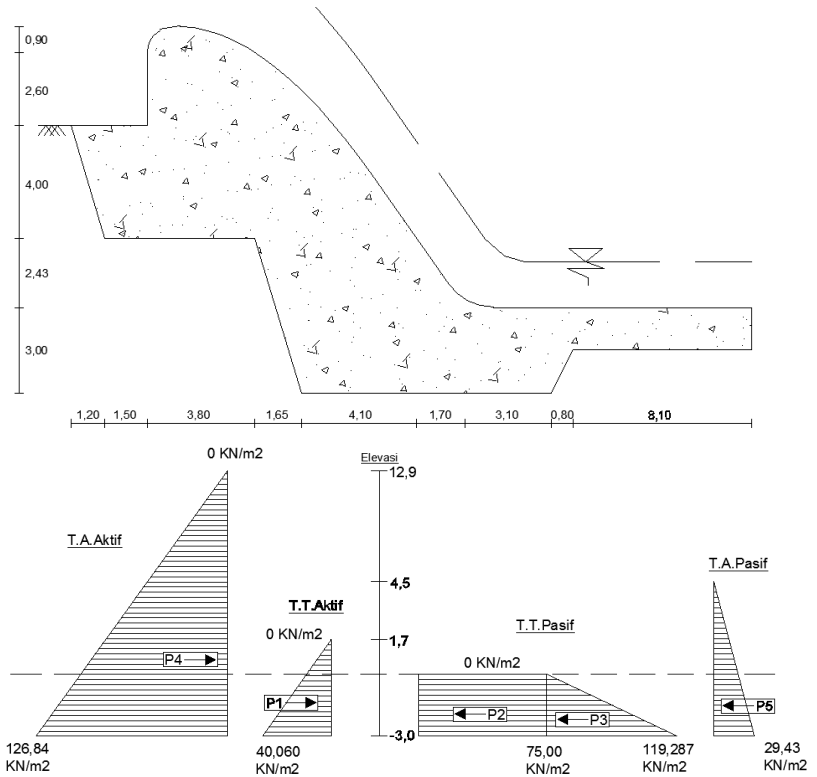
Aktif :

$$\begin{aligned}
 \sigma H_{A1} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\
 &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 0 \text{ m} \\
 &= 0 \text{ KN/m}^2 \\
 \sigma H_{A2} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\
 &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 12,93 \text{ m} \\
 &= 126,843 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Pasif :

$$\begin{aligned}
 \sigma H_{A1} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\
 &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 0 \text{ m} \\
 &= 0 \text{ KN/m}^2 \\
 \sigma H_{A1} &= \gamma_{air} \cdot x \cdot h \\
 &= 9,81 \text{ KN/m}^3 \times 3 \text{ m} \\
 &= 29,43 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Menghitung tekanan tanah aktif dan pasif



Gambar 4.32 Diagram tegangan tanah spillway eksisting tipe ogee

$$\frac{9,43 - X}{40,304} = \frac{X}{40,060}$$

$$377,766 - 40,060X = 40,304 X$$

$$X = 4,700 \approx 4,7$$

Aktif :

$$P1 = \frac{1}{2} \times 40,060 \text{ KN/m}^2 \times 4,7 \text{ m}$$

$$= 94,141 \text{ KN/m'}$$

Pasif :

$$\begin{aligned}
 P2 &= 75 \text{ KN/m}^2 \times 3 \text{ m} \\
 &= 225 \text{ KN/m}' \\
 P3 &= \frac{1}{2} \times (119,287 \text{ KN/m}^2 - 75,0 \text{ KN/m}^2) \times 3 \text{ m} \\
 &= 66,431 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

- Menghitung tekanan air aktif dan pasif

Aktif :

$$\begin{aligned}
 P4 &= \frac{1}{2} \times 126,84 \text{ KN/m}^2 \times 12,9 \text{ m} \\
 &= 818,118 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

Pasif :

$$\begin{aligned}
 P5 &= \frac{1}{2} \times 29,43 \text{ KN/m}^2 \times 4,5 \text{ m} \\
 &= 66,2175 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

- hitung momen pendorong dan penahan

Pendorong :

$$\begin{aligned}
 M1 &= P1 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 94,141 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 4,7 \text{ m} \\
 &= 221,231 \text{ KN.m/m}' \\
 M4 &= P4 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 818,118 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 12,9 \text{ m} \\
 &= 3517,907 \text{ KN.m/m}'
 \end{aligned}$$

Penahan :

$$\begin{aligned}
 M2 &= P2 \times \frac{1}{2} \times h \\
 &= 225 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{2} \times 3 \text{ m} \\
 &= 337,5 \text{ KN.m/m}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M3 &= P3 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 66,431 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 3 \text{ m} \\
 &= 66,431 \text{ KN.m/m}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M5 &= P5 \times \frac{1}{3} \times h \\
 &= 66,2175 \text{ KN/m}' \times \frac{1}{3} \times 4,5 \text{ m} \\
 &= 99,236 \text{ KN.m/m}'
 \end{aligned}$$

- Menghitung daya dukung tanah terhadap geser

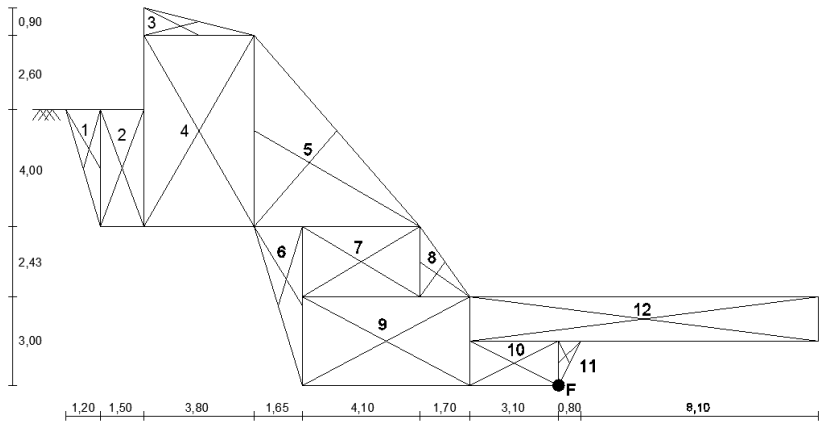
$$\begin{aligned}
 \Sigma Pp &= P2 + P3 + P5 \\
 &= 225 \text{ KN/m}' + 66,431 \text{ KN/m}' + \\
 &\quad 66,2175 \text{ KN/m}' \\
 &= 357,649 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma H &= P1 + P4 \\
 &= 94,141 \text{ KN/m}' + 818,118 \text{ KN/m}' \\
 &= 912,259 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{Tmax}{\Sigma H} \\
 &= \frac{\left(\Sigma V \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) \right) + \left(B \cdot \frac{2}{3} \cdot C \right) + \Sigma Pp}{\Sigma H} \\
 &= \frac{\left(912,259 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 17,5\right) \right) + \left(25,95 \cdot \frac{2}{3} \cdot 27,5 \right) + 357,64}{912,259} \\
 &= \frac{188,366 + 475,75 + 357,649}{912,259} \\
 &= 1,12 > 1,2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Maka, stabilitas spillway terhadap gaya geser tidak aman

- Menghitung daya dukung tanah terhadap guling



Gambar 4.33 Segmen spillway eksisting tipe ogee
Contoh perhitungan :

Besarnya gaya berat sendiri G_1 ;

γ Pasangan beton = $2,4 \text{ ton/m}^3 = 24 \text{ KN/m}^3$

$$\begin{aligned} \text{Volume } G_1 &= \frac{1}{2} \cdot \text{alas} \cdot \text{tinggi} \cdot \text{lebar} \\ &= 0,5 \times 1,2 \times 4 \times 1 \\ &= 2,40 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Besarnya gaya} &= \text{Volume} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 2,40 \text{ m}^3 \times 24 \text{ KN/m}^3 \\ &= 57,6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= \text{Gaya} \times \text{Jarak} \\ &= 57,6 \text{ KN} \times 16,25 \text{ m} \\ &= 645,12 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Perhitungan untuk segmen selanjutnya dilakukan dengan cara tabel sebagai berikut :

Tabel 4.29 Perhitungan momen spillway eksisting tipe ogee

| No. Gaya | Luas | Berat Jenis | Gaya Vertikal | Lengan Thd. F | Momen tahan thd. F |
|-------------|----------------|-------------------|------------------|------------------|--------------------------|
| | m ³ | KN/m ³ | KN | m | KN.m |
| G1 | 2.40 | 24 | 57.60 | 16.25 | 936.00 |
| G2 | 6.00 | 24 | 144.00 | 15.30 | 2203.20 |
| G3 | 1.71 | 24 | 41.04 | 13.08 | 536.94 |
| G4 | 25.08 | 24 | 601.92 | 12.45 | 7493.90 |
| G5 | 18.98 | 24 | 455.40 | 8.63 | 3931.60 |
| G6 | 4.48 | 24 | 107.51 | 9.45 | 1016.01 |
| G7 | 9.96 | 24 | 239.11 | 6.85 | 1637.92 |
| G8 | 2.07 | 24 | 49.57 | 4.23 | -209.84 |
| G9 | 8.70 | 24 | 208.80 | 6.00 | 1252.80 |
| G10 | 46.50 | 24 | 1116.00 | 1.55 | 1729.80 |
| G11 | 1.20 | 24 | 28.80 | 0.27 | -7.68 |
| G12 | 18.00 | 24 | 432.00 | 10.45 | -4514.40 |
| Total | | | 3020.96 | | 16006.25 |

(Sumber: Analisis perhitungan)

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{Tmax}{\Sigma H} \\
 &= \frac{\Sigma M_F + M2 + M3 + M5}{M1 + M4} \\
 &= \frac{16006,25 + 337,5 + 66,431 + 99,326}{221,231 + 3517,907} \\
 &= \frac{16509,51}{3739,138} \\
 &= 4,41 > 1,5 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Maka, stabilitas spillway terhadap gaya guling aman

- Menghitung daya dukung tanah terhadap ambles
Diketahui $\phi = 17,5$

Tabel 4.30 Nilai faktor kapasitas daya dukung terzaghi

| ϕ | Keruntuhan geser umum | | |
|--------|-----------------------|-------|------------|
| | Nc | Nq | N γ |
| 0 | 5.7 | 1.0 | 0.0 |
| 5 | 7.3 | 1.6 | 0.5 |
| 10 | 9.6 | 2.7 | 1.2 |
| 15 | 12.9 | 4.4 | 2.5 |
| 20 | 17.7 | 7.4 | 5.0 |
| 25 | 25.1 | 12.7 | 9.7 |
| 30 | 37.2 | 22.5 | 19.7 |
| 34 | 52.6 | 36.5 | 35.0 |
| 35 | 57.8 | 41.4 | 42.4 |
| 40 | 95.7 | 81.3 | 100.4 |
| 45 | 172.3 | 173.3 | 297.5 |
| 48 | 258.3 | 287.9 | 780.1 |
| 50 | 347.6 | 415.1 | 1153.2 |

(Sumber: Rekayasa pondasi I)

Interpolasi untuk nilai $\phi = 17,5$

$$\begin{aligned} N_c &= 12,9 + \left(\left(\frac{17,5 - 15}{20 - 15} \right) x (17,7 - 12,9) \right) \\ &= 15,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_q &= 4,4 + \left(\left(\frac{17,5 - 15}{20 - 15} \right) x (7,4 - 4,4) \right) \\ &= 5,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_\gamma &= 2,5 + \left(\left(\frac{17,5 - 15}{20 - 15} \right) x (5 - 2,5) \right) \\ &= 3,75 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} q_{ult} &= (C \cdot N_c) + (q \cdot N_q) + \left(\frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot B \cdot N_\gamma \right) \\ &= (27,5 x 15,3) + (6,06 x 5,9) + (0,5 x 6,06 x 11,35 x 3,75) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 585,468 \\
 q_{ijin} &= \frac{\Sigma V}{B} = \frac{912,259}{11,35} = 80,375 \\
 SF &= \frac{q_{ult}}{q_{ijin}} = \frac{585,468}{80,375} = 7,284 \\
 &= 7,284 > 3 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil perhitungan stabilitas dari 3 desain alternatif spillway tersebut dilampirkan pada lampiran 2 nomor 2.

4.5 Pemilihan Desain Alternatif Spillway

Berdasarkan analisis perhitungan perencanaan 3 desain alternatif spillway tersebut maka dipilih desain alternatif kedua yaitu spillway mercu bulat dengan pertimbangan sebagai berikut :

1. Dipilih berdasarkan kolam olak
Desain alternatif kedua memiliki kolam olak 45 meter dengan pemecah aliran (*Baffle Blocks*) paling sedikit. Hal tersebut menjadi pertimbangan karena mempermudah metode pelaksanaannya.
2. Dipilih berdasarkan stabilitas
Setelah dilakukan analisis stabilitas dari 3 desain alternatif tersebut didapatkan bahwa desain alternatif kedua stabil terhadap gaya geser, gaya guling, dan ambles.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan uraian secara umum dan analisis perhitungan secara teknis pada bab sebelumnya, dapat disimpulkan bahwa :

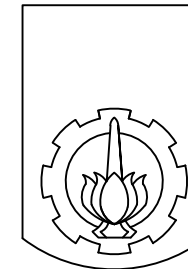
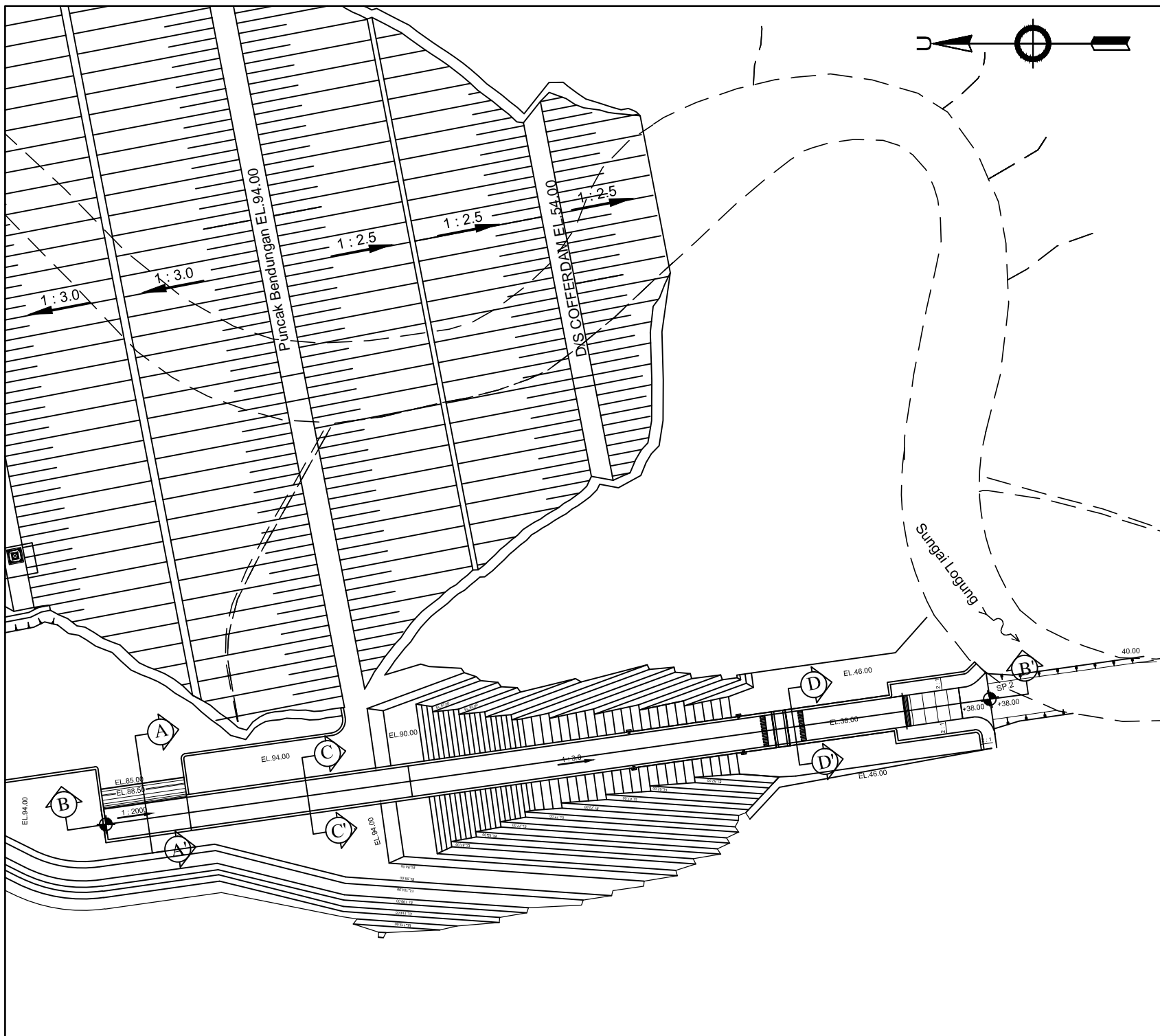
1. Dalam perhitungan analisis hujan rencana maka metode yang paling efektif digunakan adalah Log Pearson Type III dengan hasil $R_{25} = 195,369$ mm sehingga $R_{eff} = 150,043$ mm. Dari perhitungan debit banjir rencana dengan cara HSS Gama 1 didapat debit puncak $Q_{25} = 582,758$ m³/detik.
2. Kapasitas total main dam diketahui adalah 20,15 juta meter kubik sehingga mercu spillway berada pada elevasi +89,10.
3. Dari perhitungan 3 desain alternatif spillway tersebut kemudian dipilih berdasarkan stabilitas dan jumlah pemecah aliran (*Baffle Blocks*) pada kolam olak. Setelah dilakukan analisis perhitungan didapatkan desain alternatif yang ke-2 yaitu spillway mercu bulat merupakan desain alternatif yang paling efektif dengan dimensi :
 - Tipe pelimpah : Bulat
 - Lebar mercu : 32,5 meter
 - Lebar saluran : 12 meter
 - Elevasi mercu : +89,10
 - Elevasi sungai : +38,00
 - Panjang kolam olak : 45 meter
4. Dalam analisis stabilitas bangunan spillway tipe bulat didapatkan bahwa bangunan tersebut stabil terhadap gaya geser, gaya guling, dan ambles.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Sosrodarsono, Suyono & Takeda, Kensaku, 1986, *Bendungan Tipe Urugan*, Jakarta : Erlangga.
- Triatmodjo, B., 2008, *Hidrologi Terapan*, Beta Offset, Yogyakarta.
- Imam Subarkah , 1980, *Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air*, Bandung : Idea Dharma.
- Suripin. 2004, *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan .* Yogyakarta : Andi Offset.
- Soewarno. 1995, *Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisis Hidrologi Jilid 1*. Bandung : Nova.
- Soemarto, C.D, 1987, *Hidrologi Teknik*, Surabaya : Usaha Nasional.
- U.S. Army Corps of Engineers, 2002, *Civil Engineering Manual*, Engineer Manual.
- Direktorat Jendral Departemen Pekerjaan Umum, *Standar Perencanaan Irigasi – Kriteria Perencanaan 02*, Badan Penerbit Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta 2010.
- Direktorat Jendral Departemen Pekerjaan Umum, *Standar Perencanaan Irigasi – Kriteria Perencanaan 04*, Badan Penerbit Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta 2010.
- Universitas Gunadarma, 1997, *Irigasi dan Bangunan Air*, Penerbit Gunadarma, Jakarta.
- Das, Braja M, 1995, *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 2*, Erlangga, Jakarta.

- Bishop, A.W. Henkel, D.J, 1955, *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, 2nd Edition, USA.
- M. Jayadi, 2009, *Analisis Debit Rembesan pada Model Tanggul Tanah. 2009*, Institut Pertanian Bogor, Bogor.
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2016, Standar Nasional Indonesia (SNI) 2415-2016, *Tata Cara Perhitungan Debit Banjir Rencana*, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.
- BBWS Pemali Juana, 2015, *Sertifikasi Desain Pembangunan Bendungan Logung, Kabupaten Kudus, Jawa Tengah*. Jakarta : Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Sumber Daya Air.



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

DENAH PELIMPAH TIPE
OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

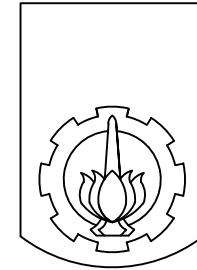
SKALA

VERTIKAL = 1 : 200
HORIZONTAL = 1 : 200

NO. GBR

JML. GBR

1A



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

LONG SECTION (B-B')
PELIMPAH TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

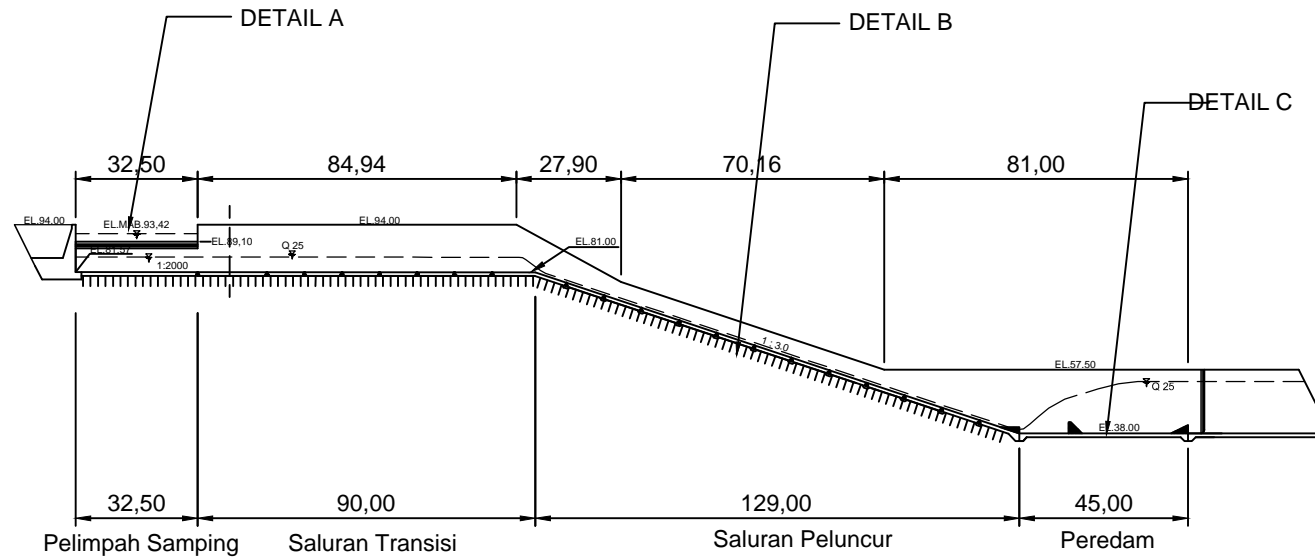
SKALA

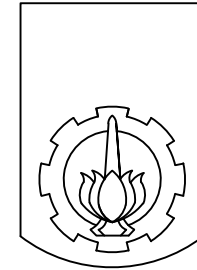
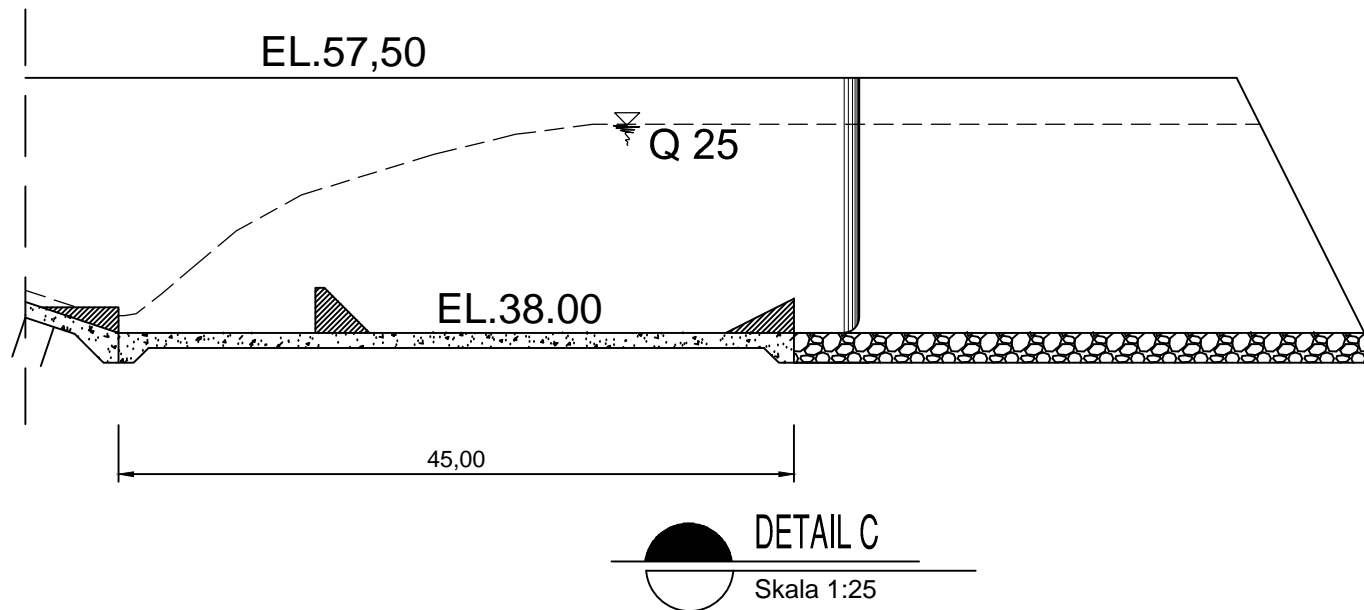
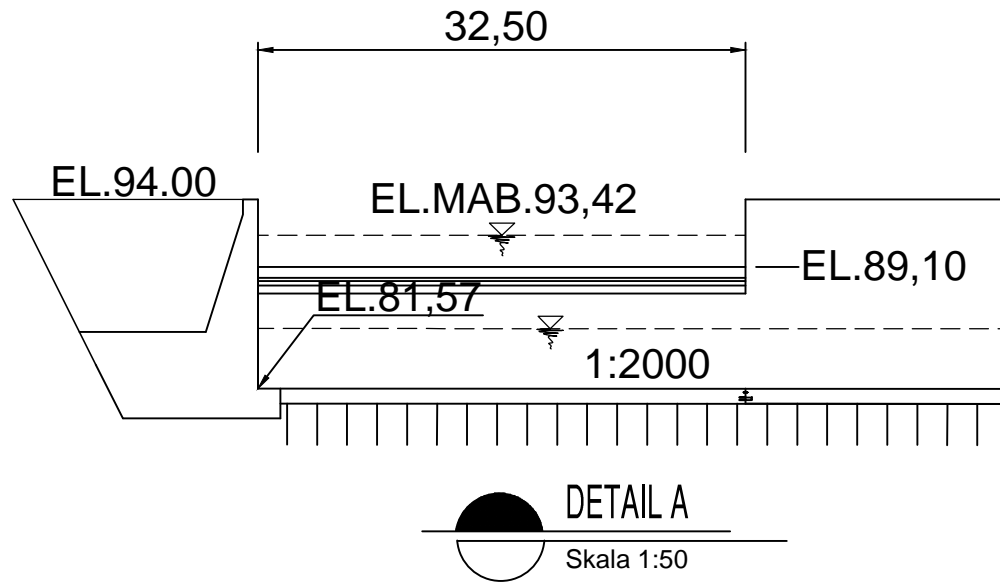
VERTIKAL = 1 : 200
HORIZONTAL = 1 : 200

NO. GBR

JML. GBR

2A





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

DETAIL LONG SECTION
(B-B') PELIMPAH TIPE
OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

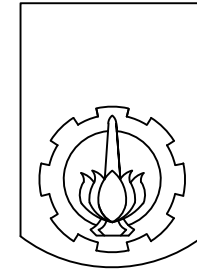
RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

SKALA

NO. GBR

JML. GBR

3A



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

DETAIL LONG SECTION
(B-B') PELIMPAH TIPE
OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

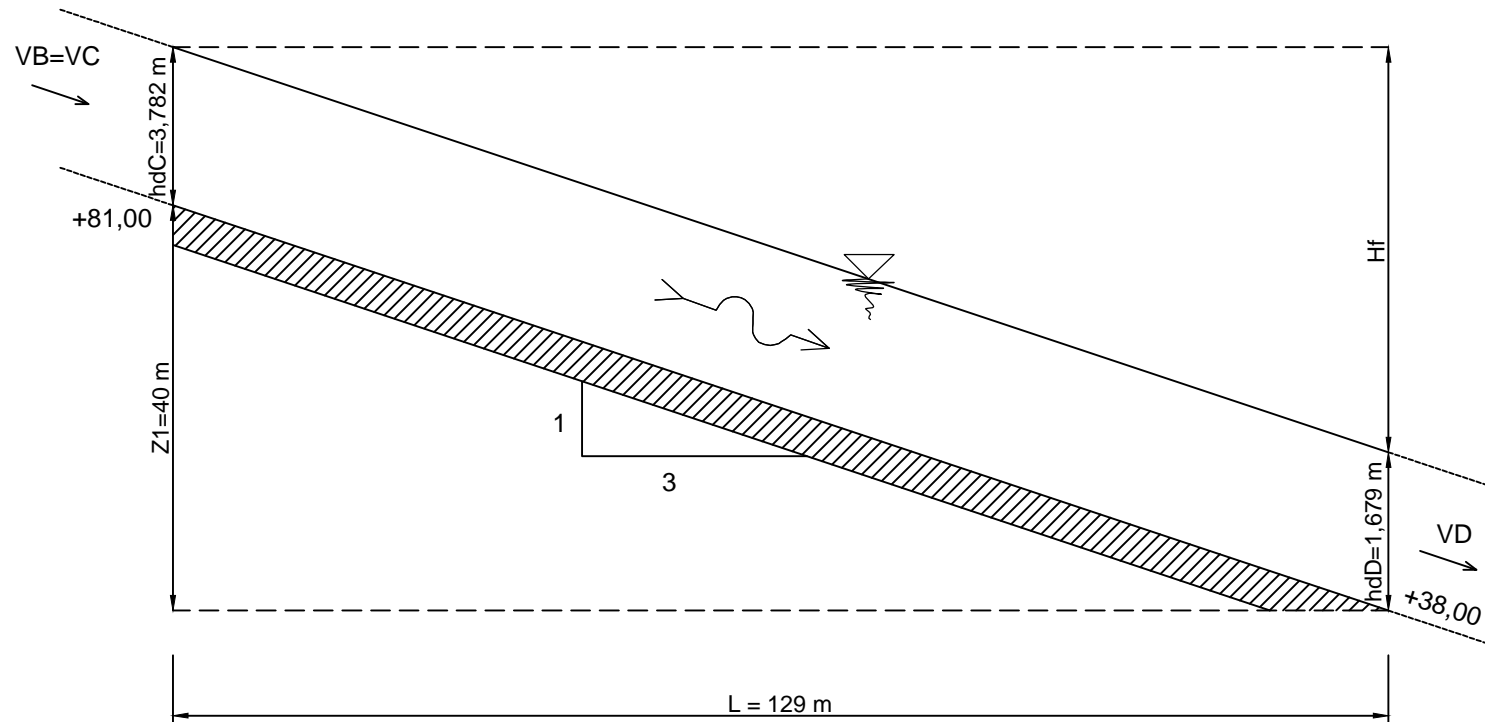
SKALA

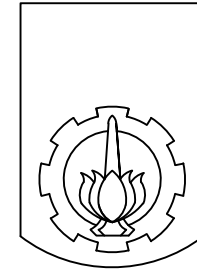
VERTIKAL = 1 : 50
HORIZONTAL = 1 : 50

NO. GBR

JML. GBR

4A





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

CROSS SECTION (A-A')
PELIMPAH TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

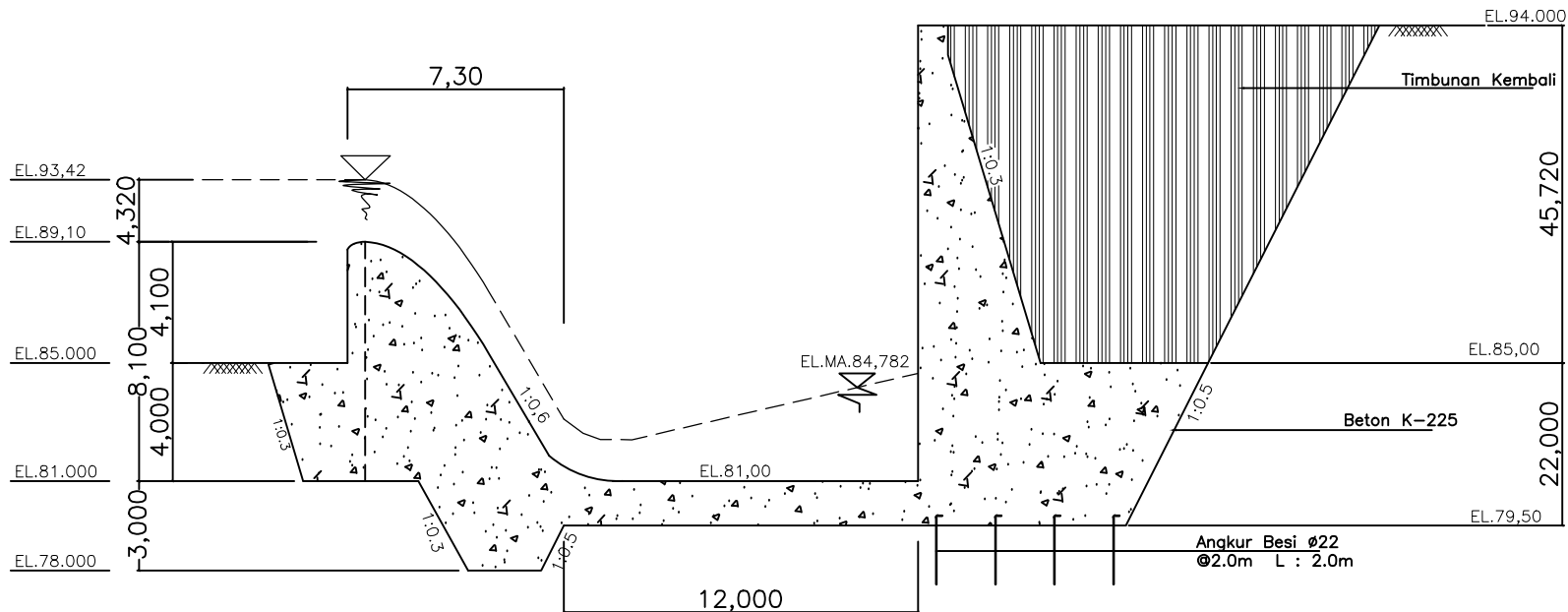
SKALA

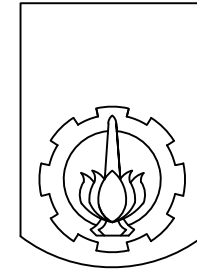
VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

JML. GBR

5A





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

CROSS SECTION (C-C')
PELIMPAH TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
1011171500022

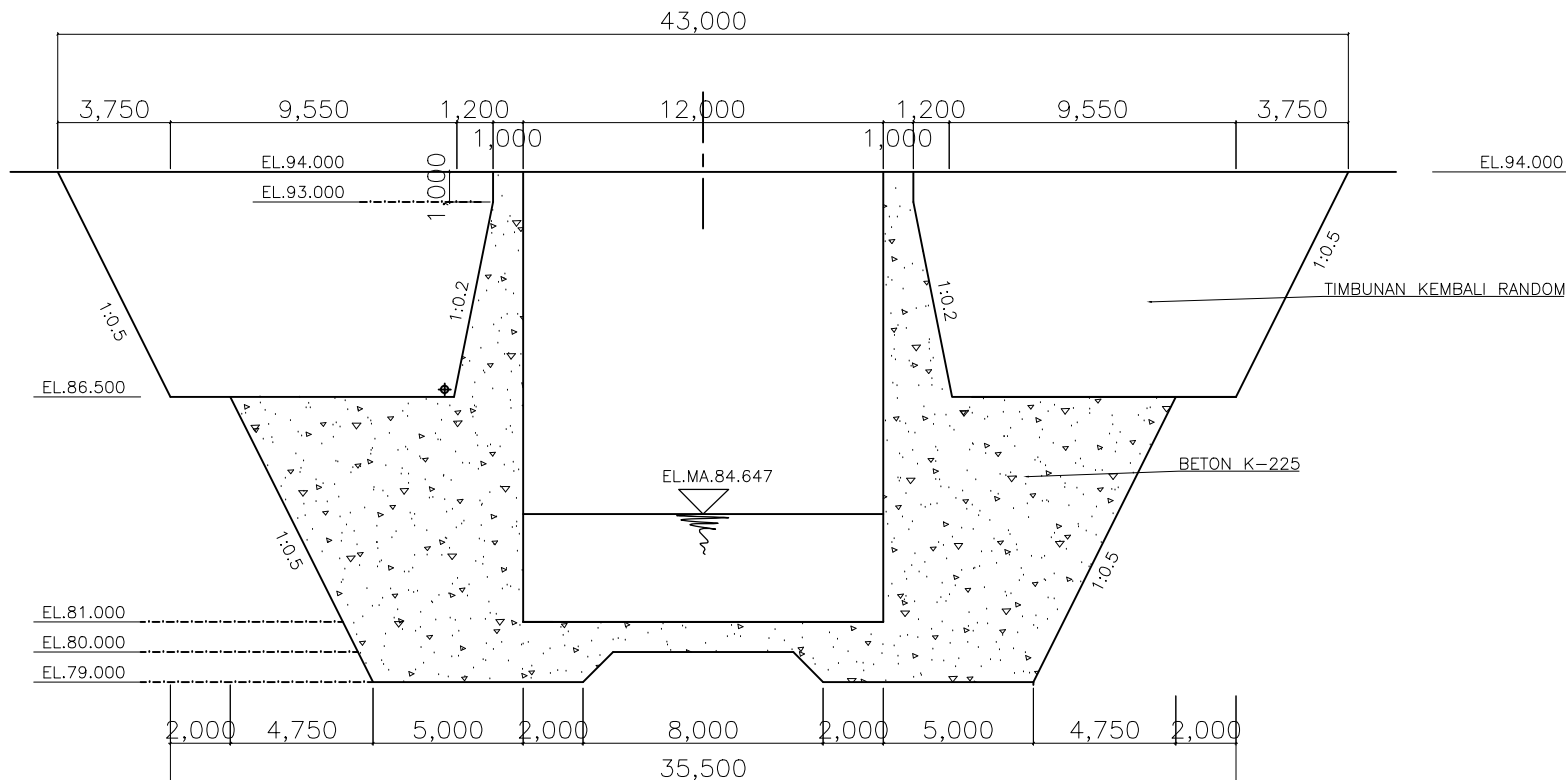
SKALA

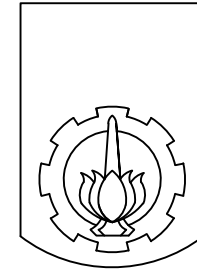
VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

JML. GBR

6A





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

CROSS SECTION (D-D')
PELIMPAH TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
1011171500022

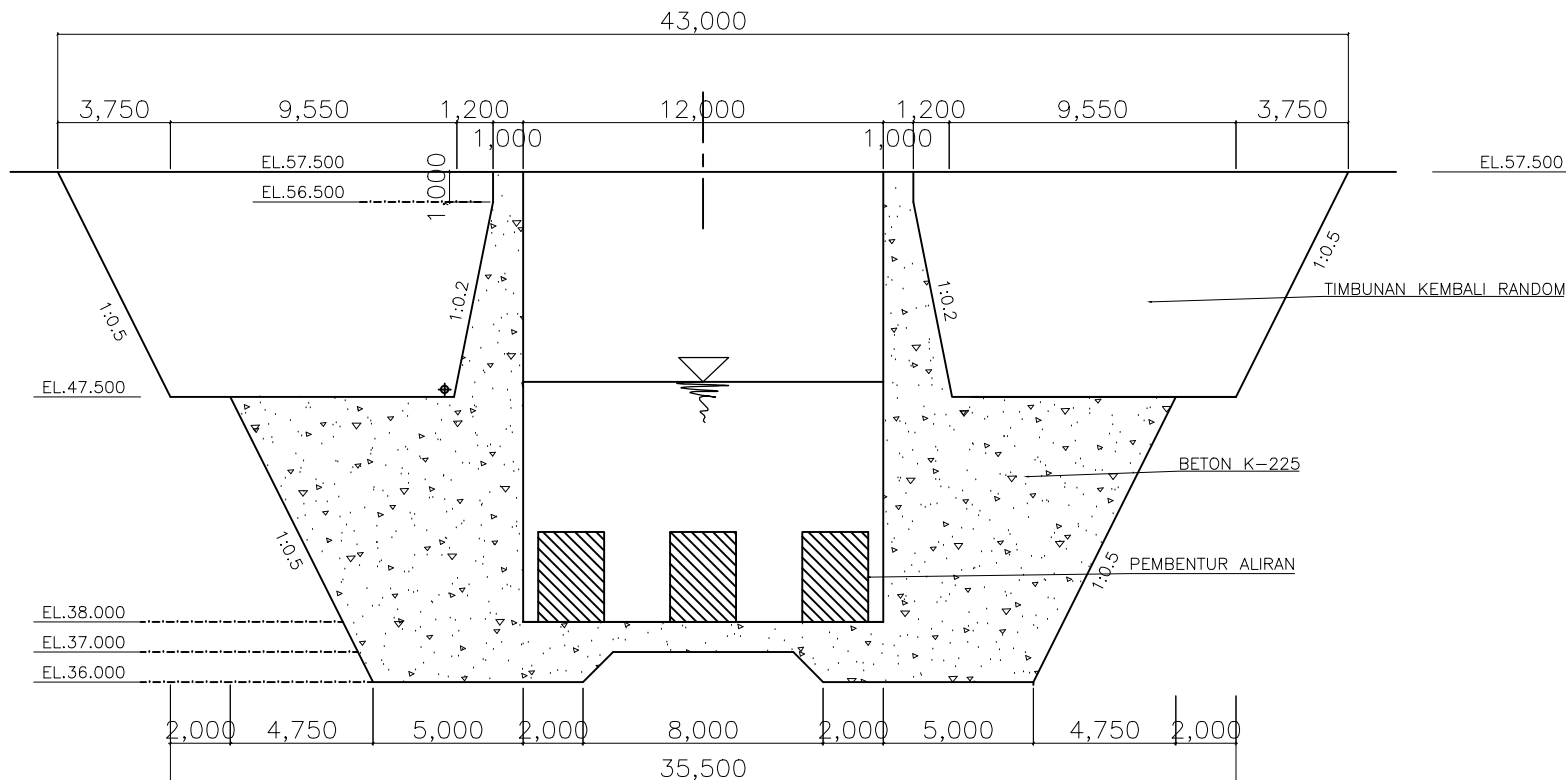
SKALA

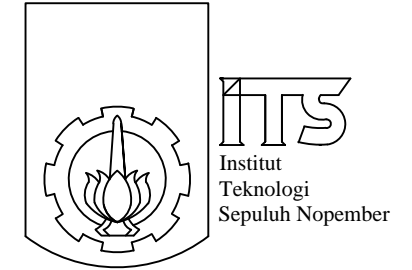
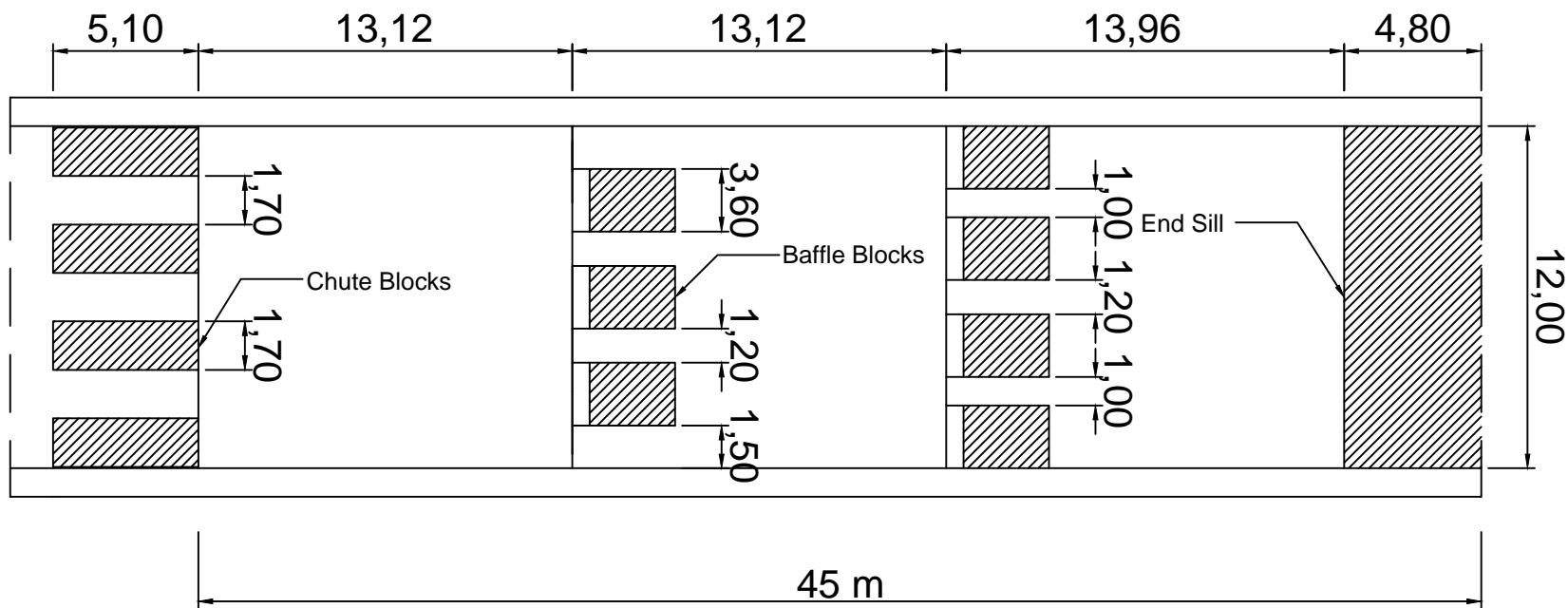
VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

JML. GBR

7A





NAMA GAMBAR

DETAIL PEREDAM
ENERGI PELIMPAH TIPE
OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

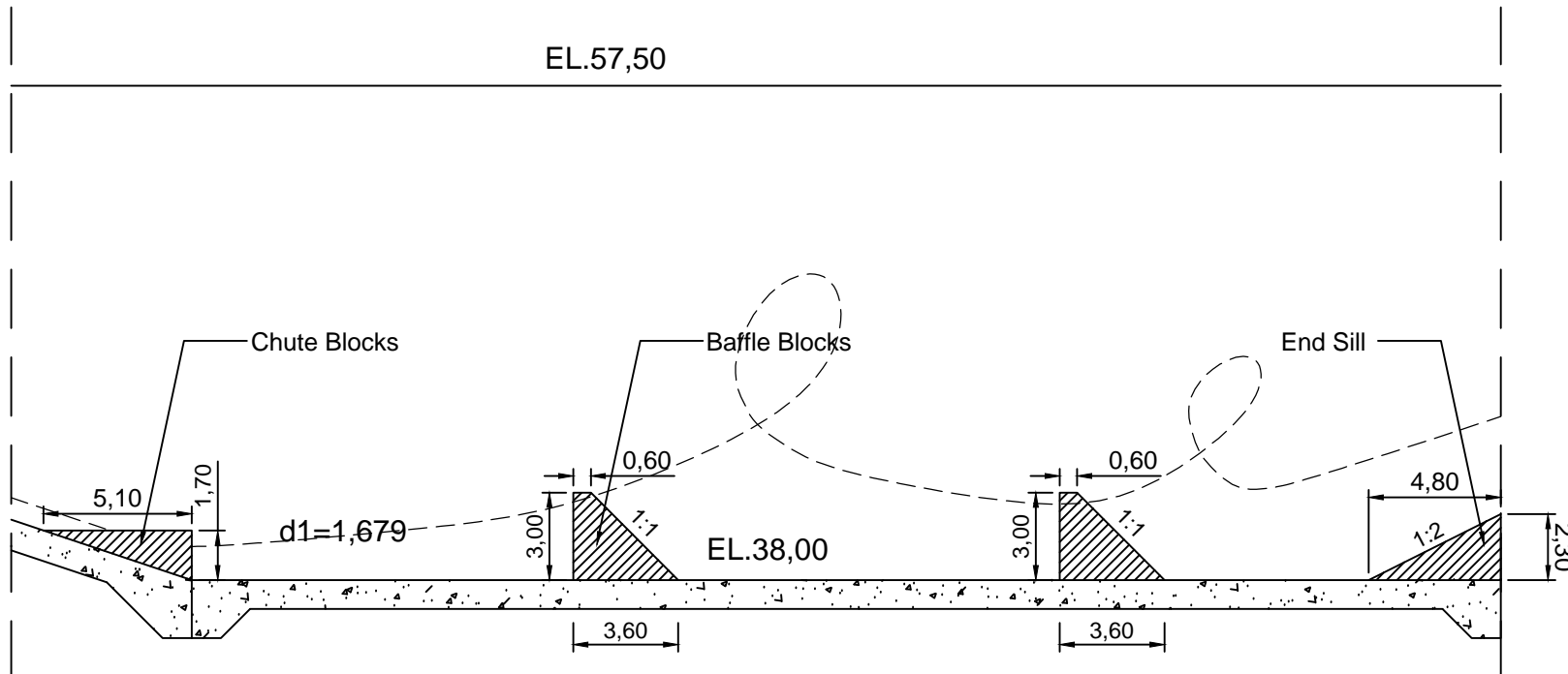
SKALA

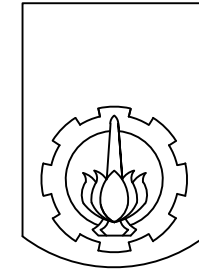
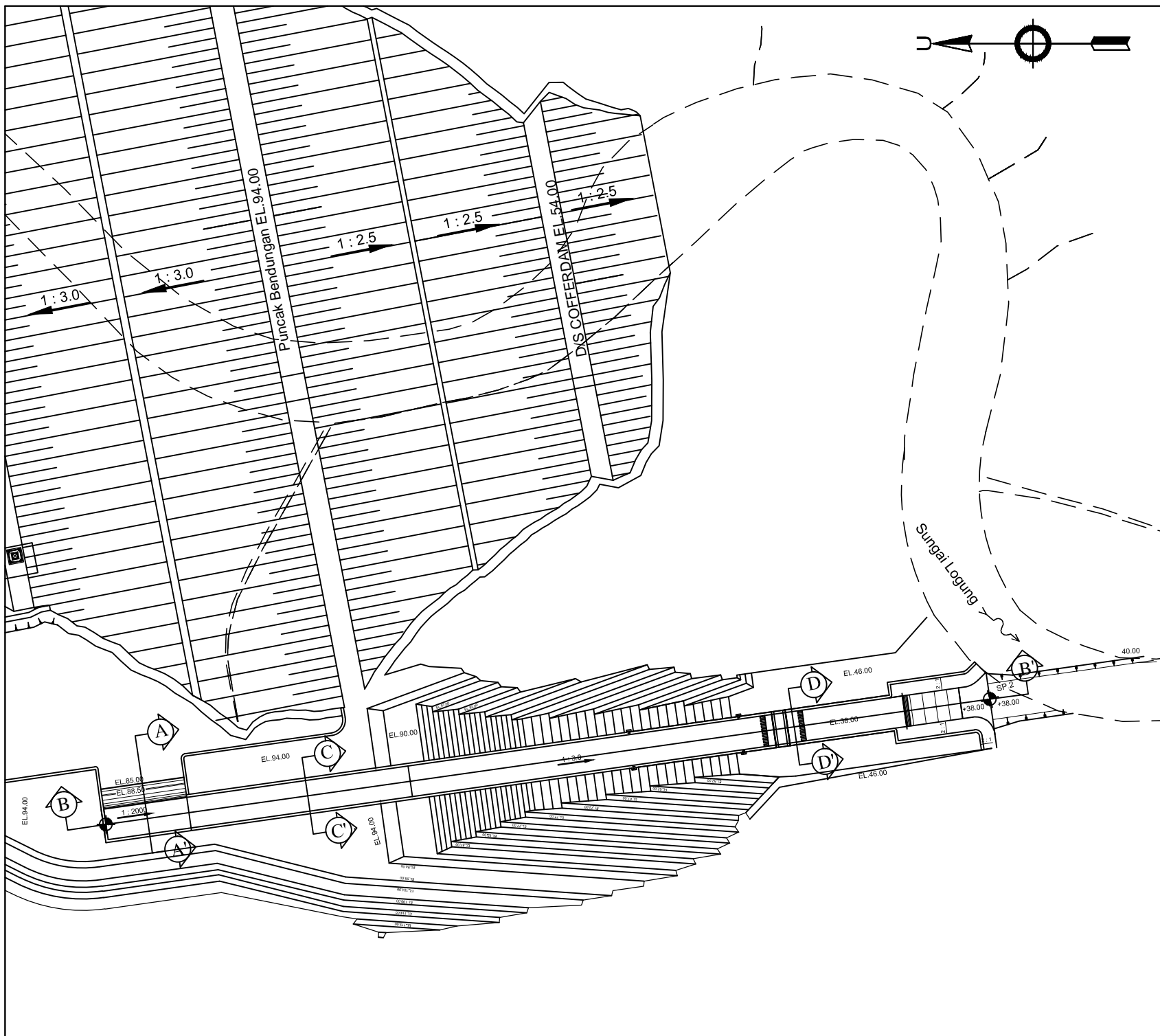
VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

JML. GBR

8A





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

DENAH PELIMPAH TIPE
BULAT

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
1011171500022

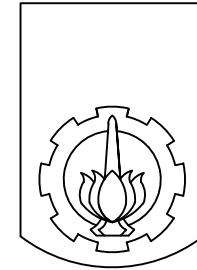
SKALA

VERTIKAL = 1 : 200
HORIZONTAL = 1 : 200

NO. GBR

JML. GBR

1B



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

LONG SECTION (B-B')
PELIMPAH TIPE BULAT

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

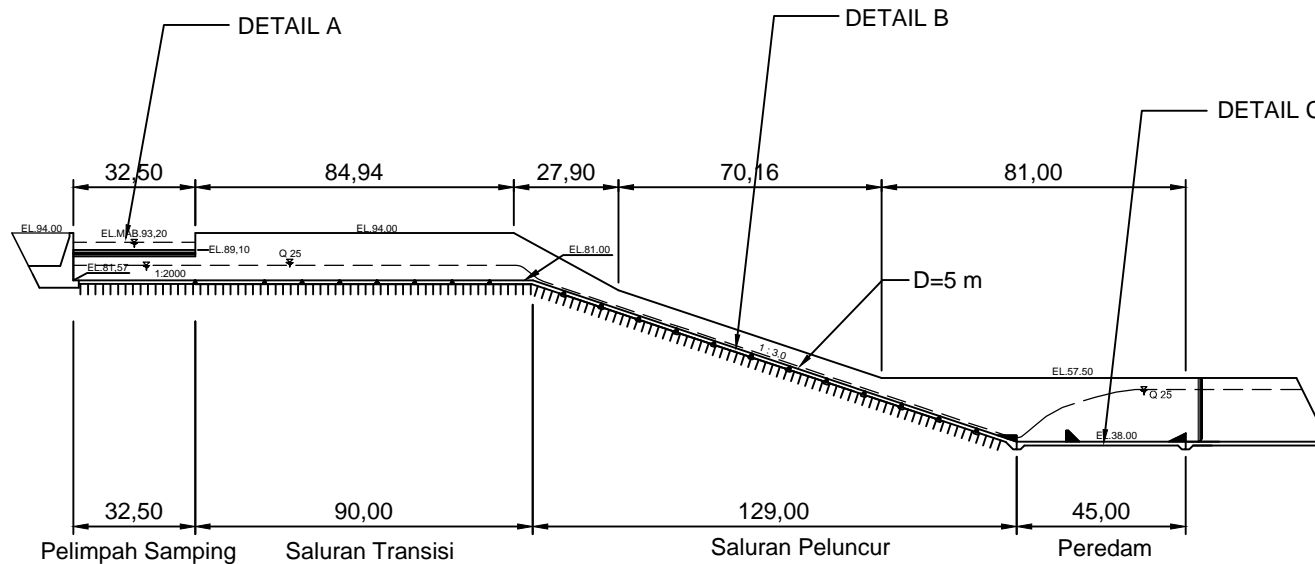
SKALA

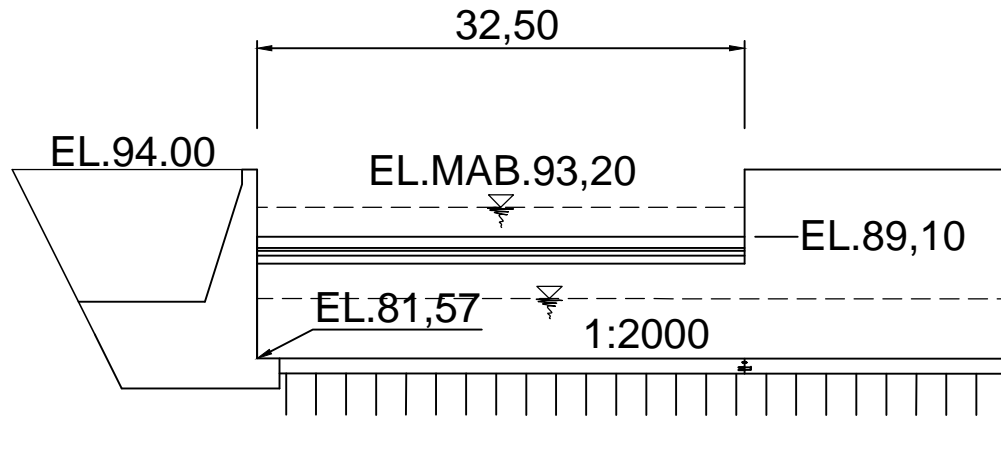
VERTIKAL = 1 : 200
HORIZONTAL = 1 : 200

NO. GBR

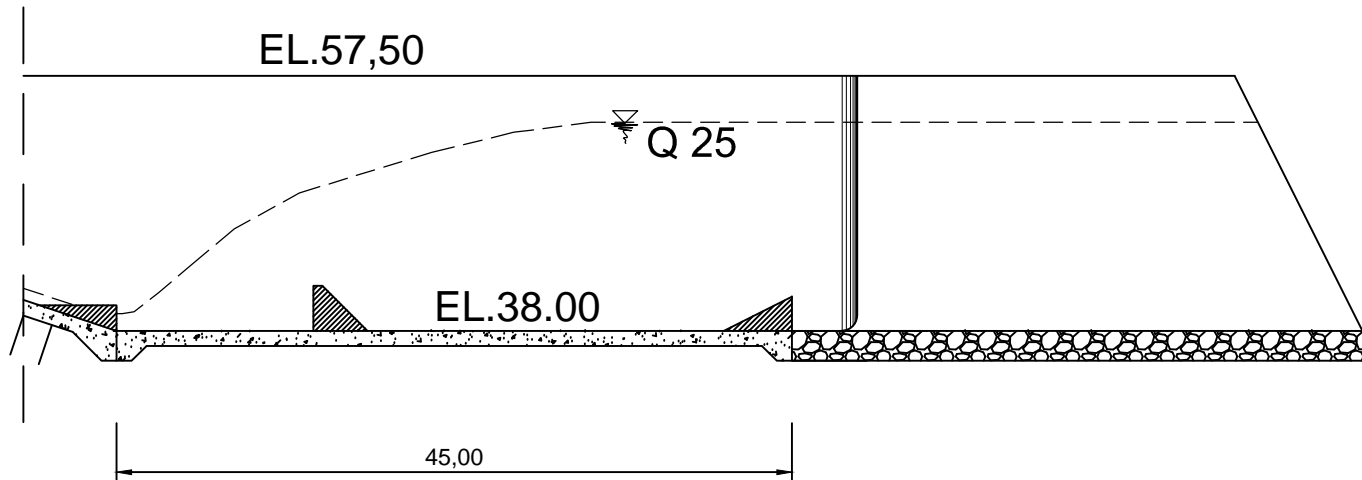
JML. GBR

2B

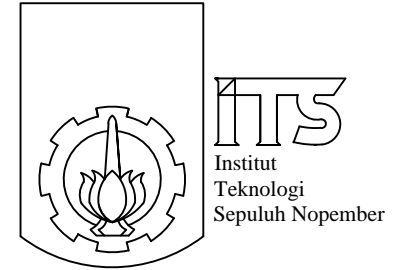




DETAIL A
Skala 1:50



DETAIL C
Skala 1:25



NAMA GAMBAR

DETAIL LONG SECTION
(B-B') PELIMPAH TIPE
BULAT

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

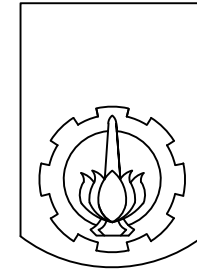
RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

SKALA

NO. GBR

JML. GBR

3B



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

DETAIL LONG SECTION
(B-B') PELIMPAH TIPE
BULAT

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

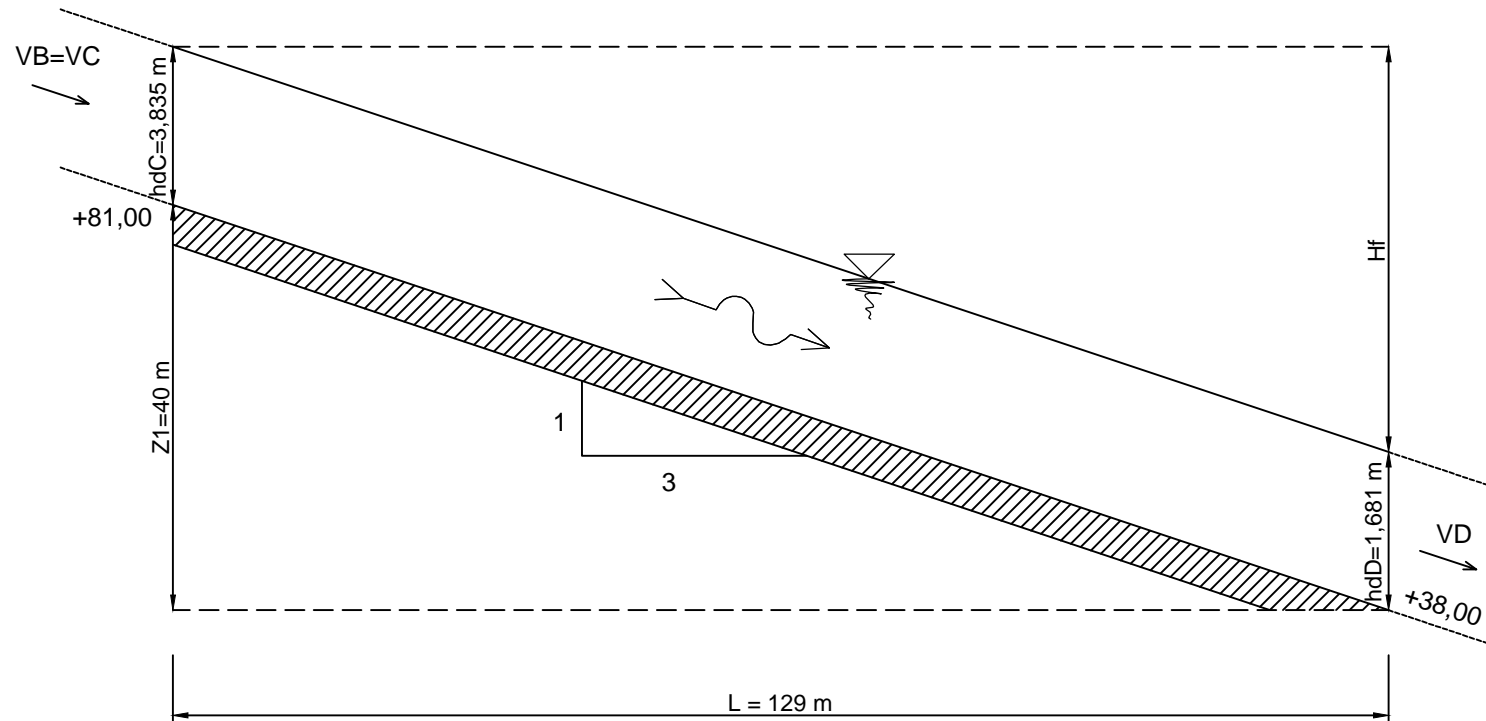
SKALA

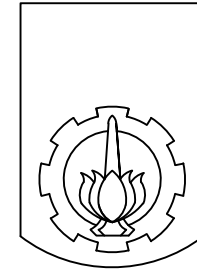
VERTIKAL = 1 : 50
HORIZONTAL = 1 : 50

NO. GBR

JML. GBR

4B





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

CROSS SECTION (A-A')
PELIMPAH TIPE BULAT

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

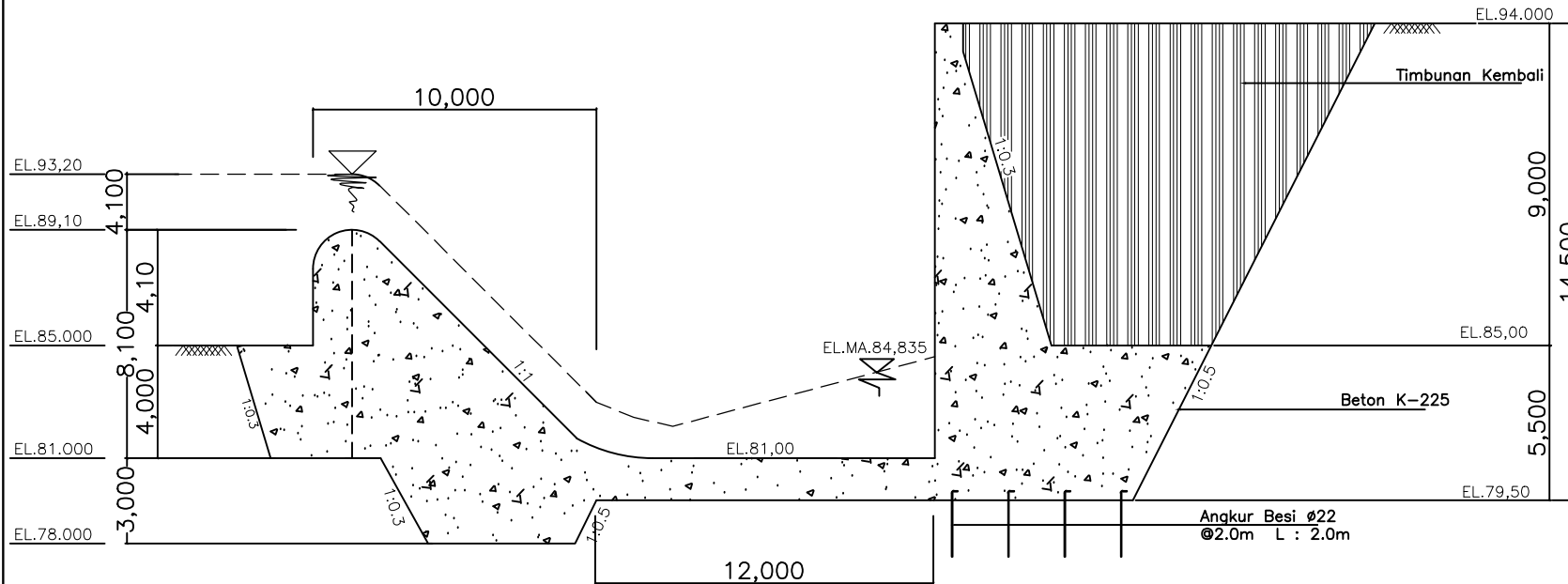
SKALA

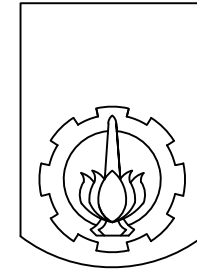
VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

JML. GBR

5B





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

CROSS SECTION (C-C')
PELIMPAH TIPE BULAT

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
1011171500022

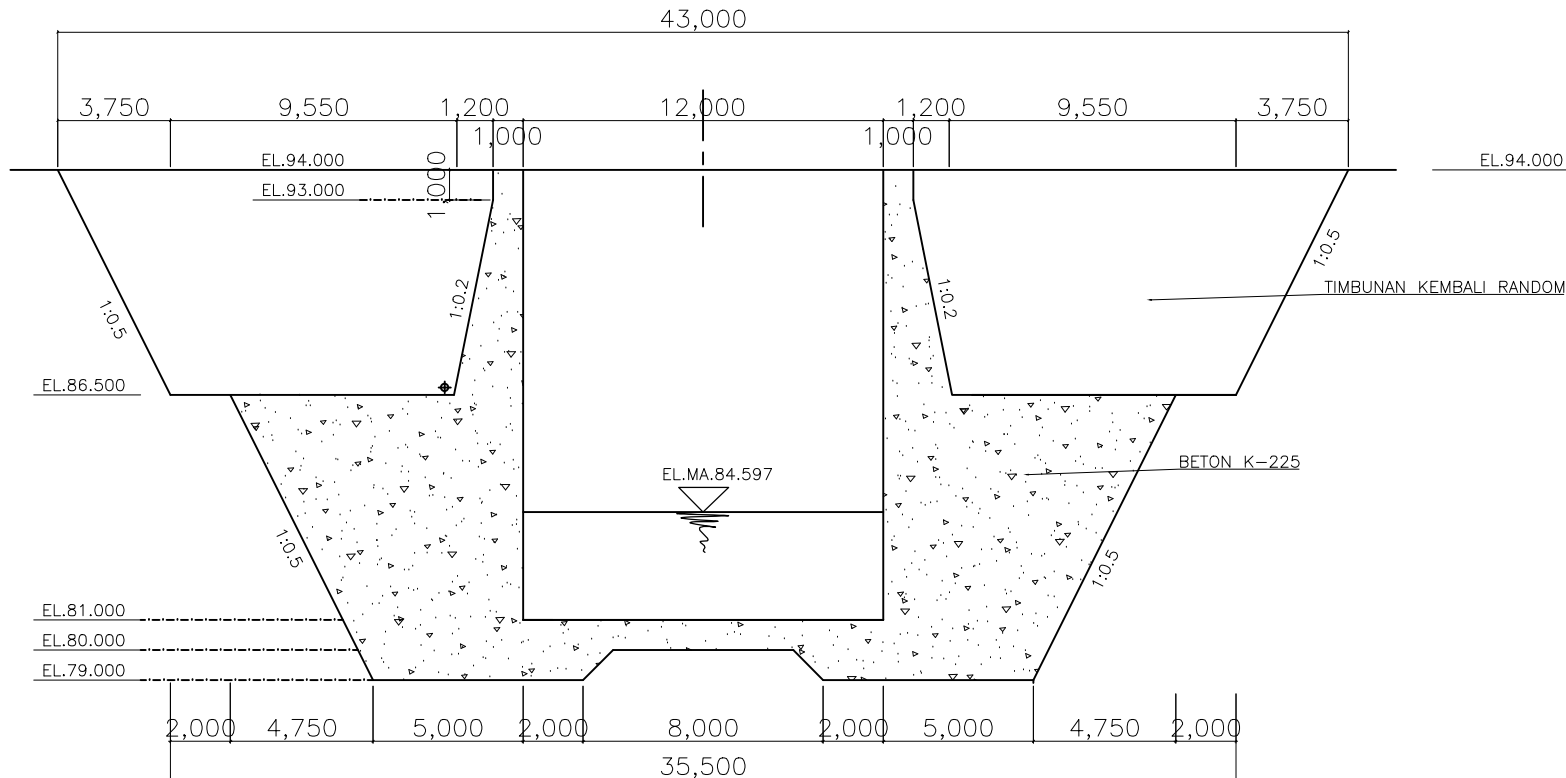
SKALA

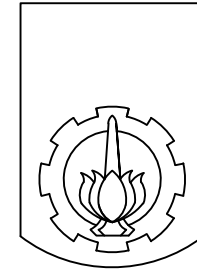
VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

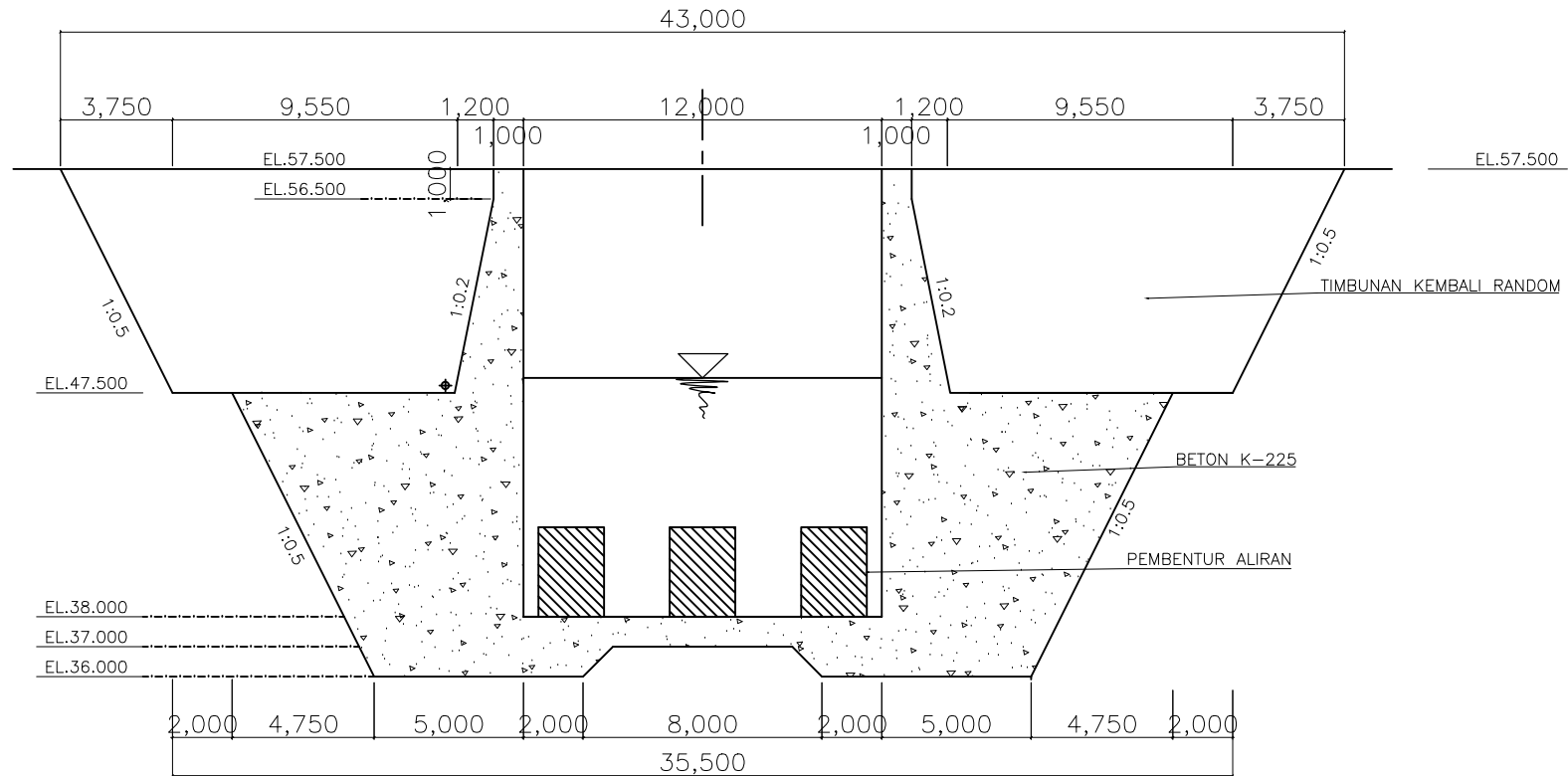
JML. GBR

6B





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember



NAMA GAMBAR

CROSS SECTION (D-D')
PELIMPAH TIPE BULAT

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
1011171500022

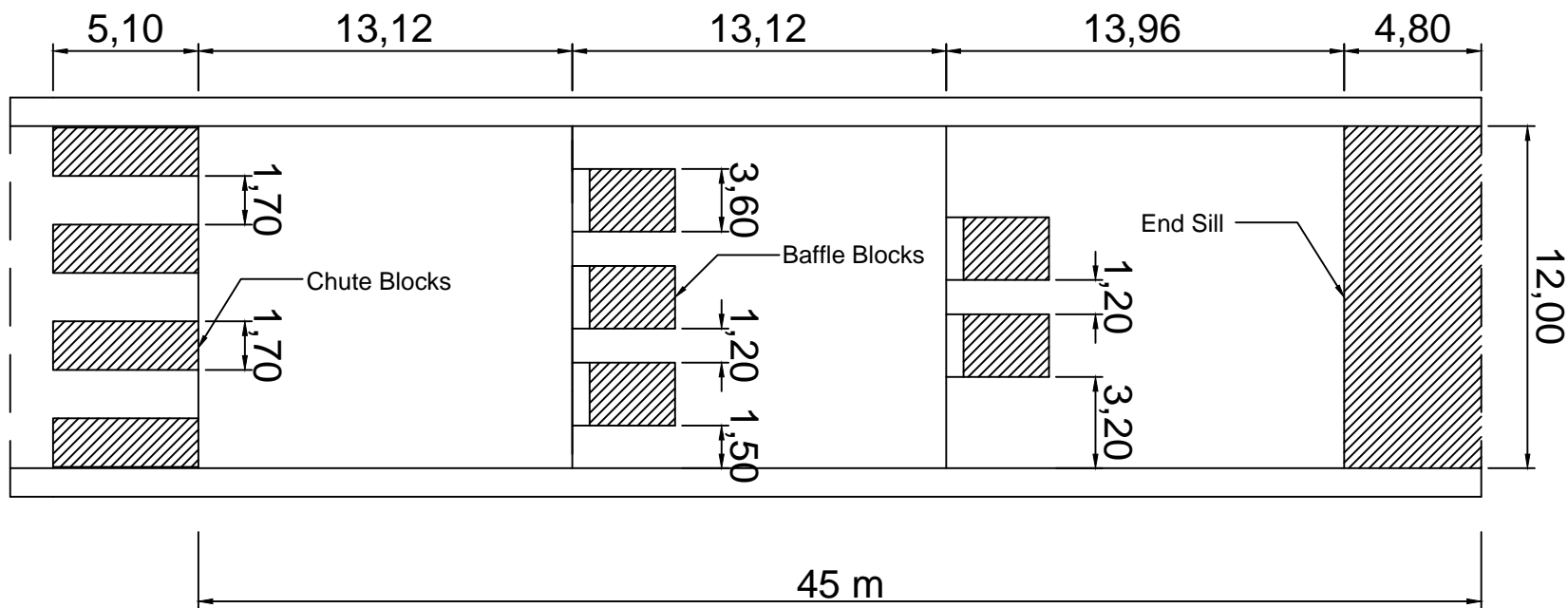
SKALA

VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

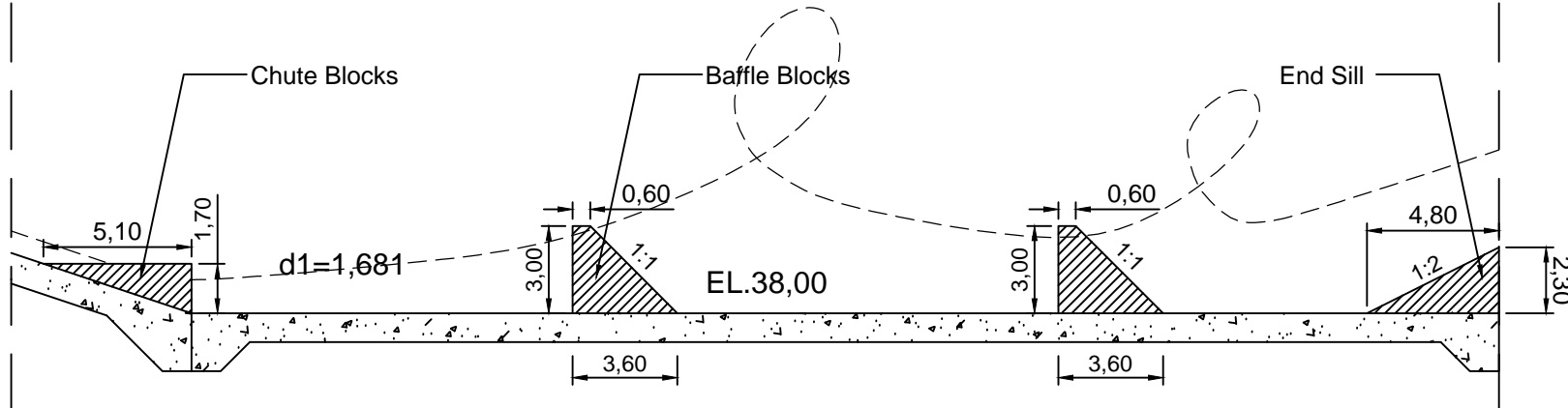
NO. GBR

JML. GBR

7B



EL.57,50



NAMA GAMBAR

DETAIL PEREDAM
ENERGI PELIMPAH TIPE
BULAT

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
1011171500022

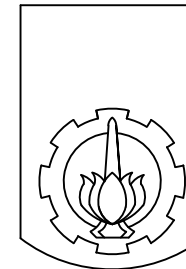
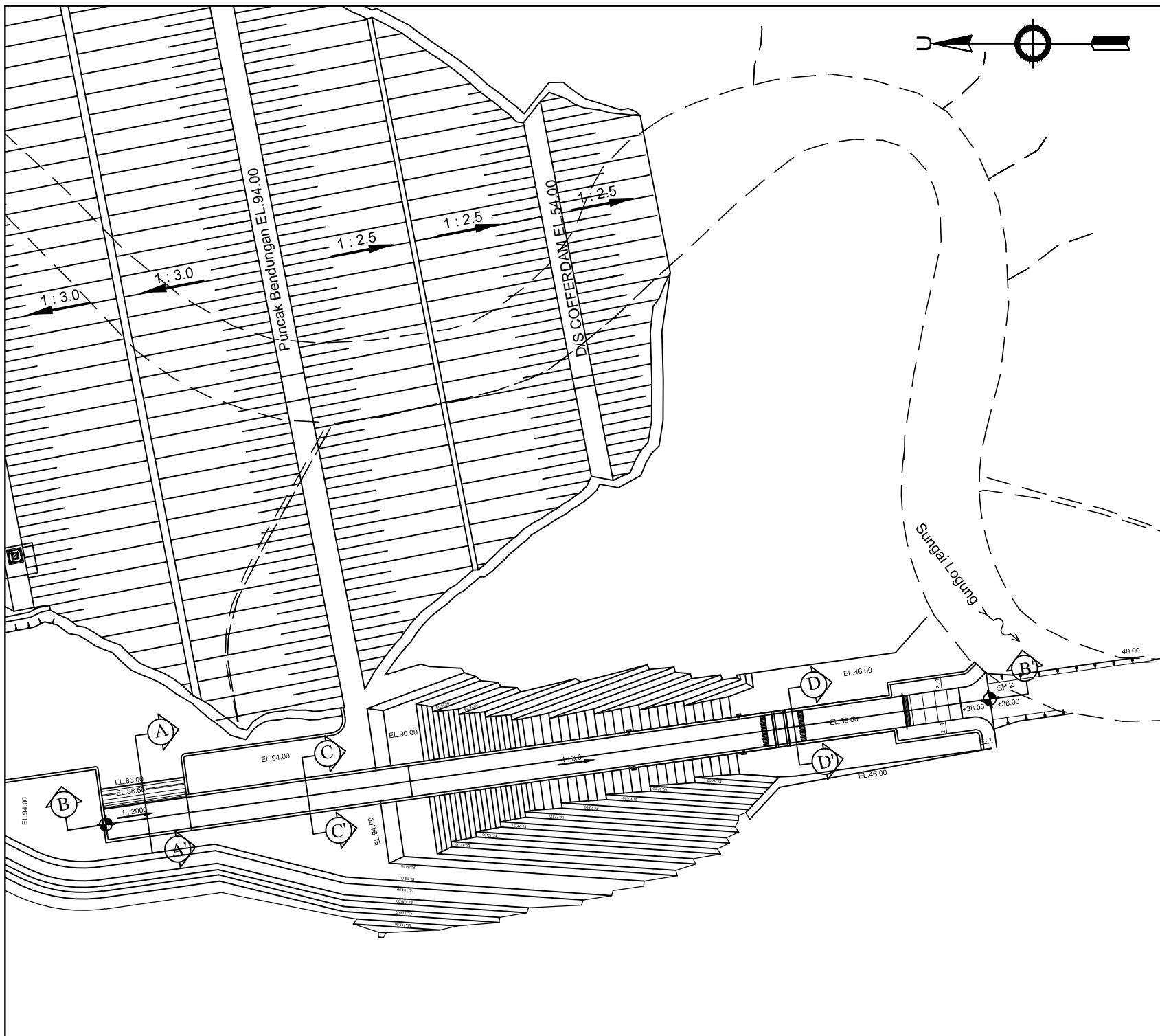
SKALA

VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

JML. GBR

8B



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

DENAH PELIMPAH
EKSISTING TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

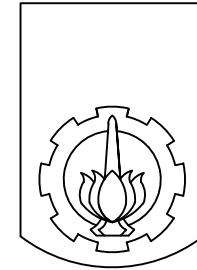
SKALA

VERTIKAL = 1 : 200
HORIZONTAL = 1 : 200

NO. GBR

JML. GBR

1C



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

LONG SECTION (B-B')
PELIMPAH EKSTING
TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

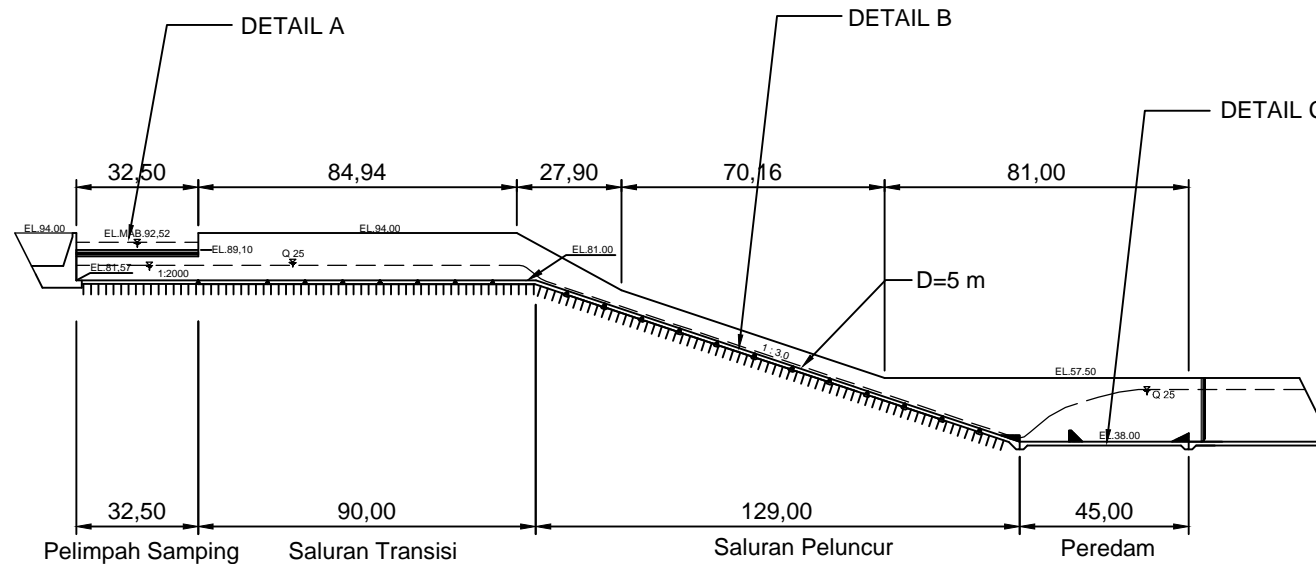
SKALA

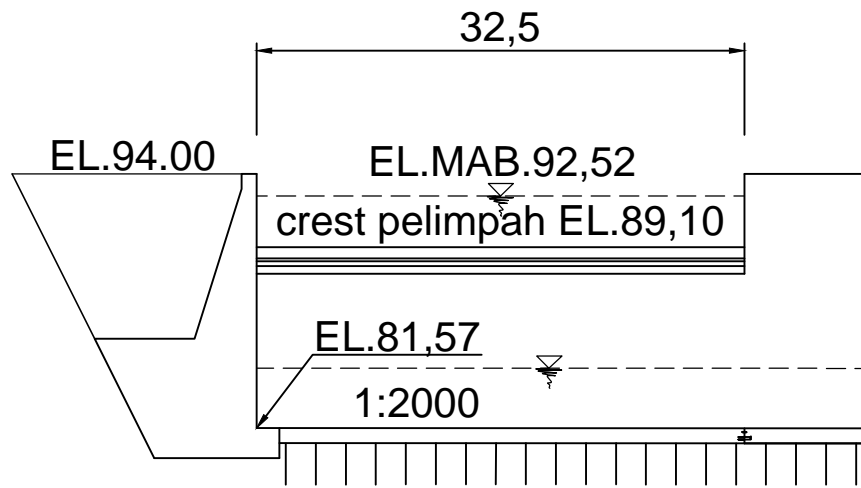
VERTIKAL = 1 : 200
HORIZONTAL = 1 : 200

NO. GBR

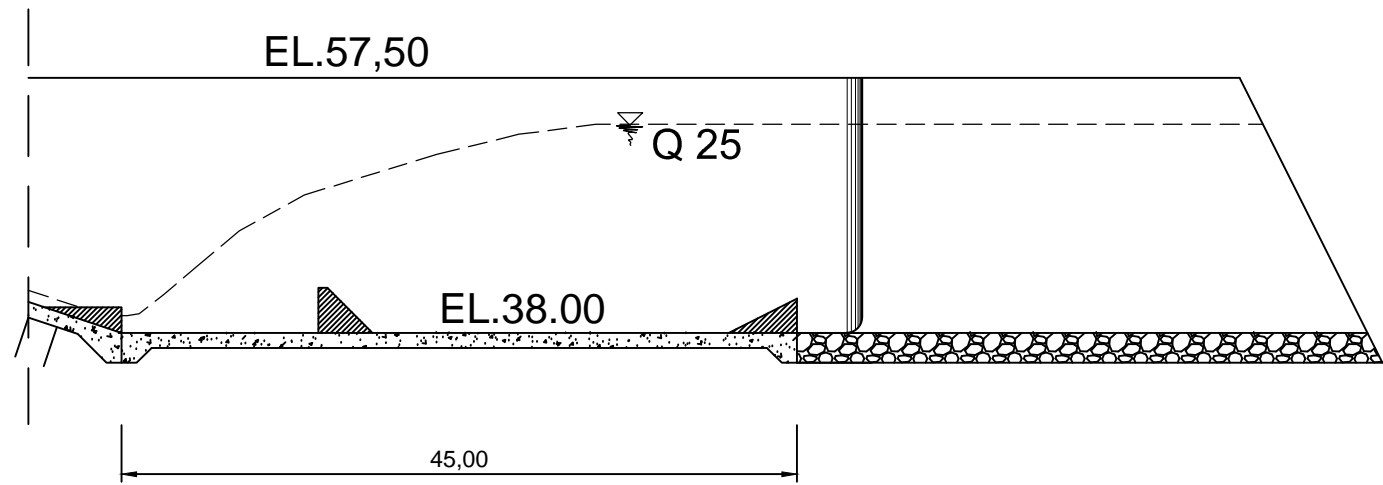
JML. GBR

2C

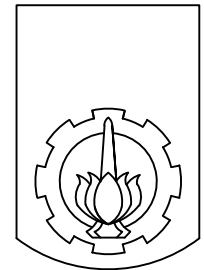




DETAIL A
Skala 1:50

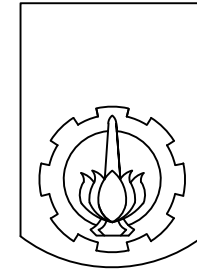


DETAIL C
Skala 1:25



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

| | |
|---------------------------------------------------------------|----------|
| NAMA GAMBAR | |
| DETAIL LONG SECTION (B-B') PELIMPAH EKSISTING TIPE OGEE | |
| DOSEN | |
| Dr. Ir. KUNTJORO, MT. NIP. 19580629 198703 1 002 | |
| M. HAFIIZH I, ST, MT. NIP. 19860212 201504 1 001 | |
| MAHASISWA | |
| RESZHA PAHLAVI ALI 10111715000022 | |
| SKALA | |
| NO. GBR | JML. GBR |
| 3C | |



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

DETAIL B LONG SECTION
(B-B') PELIMPAH
EKSISTING TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

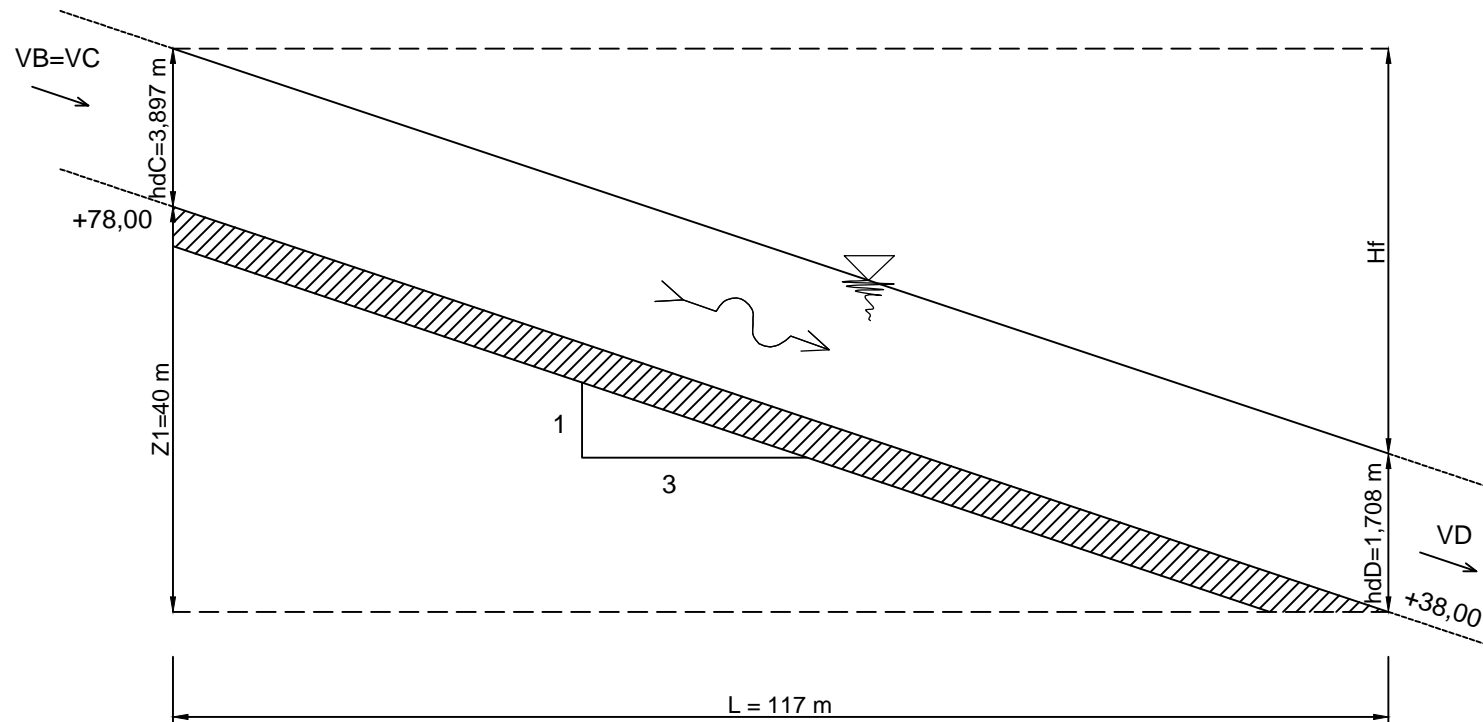
SKALA

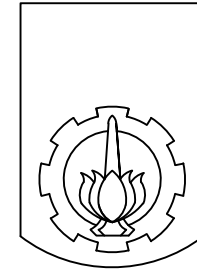
VERTIKAL = 1 : 50
HORIZONTAL = 1 : 50

NO. GBR

JML. GBR

4C





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

CROSS SECTION (A-A')
PELIMPAH EKSTING
TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

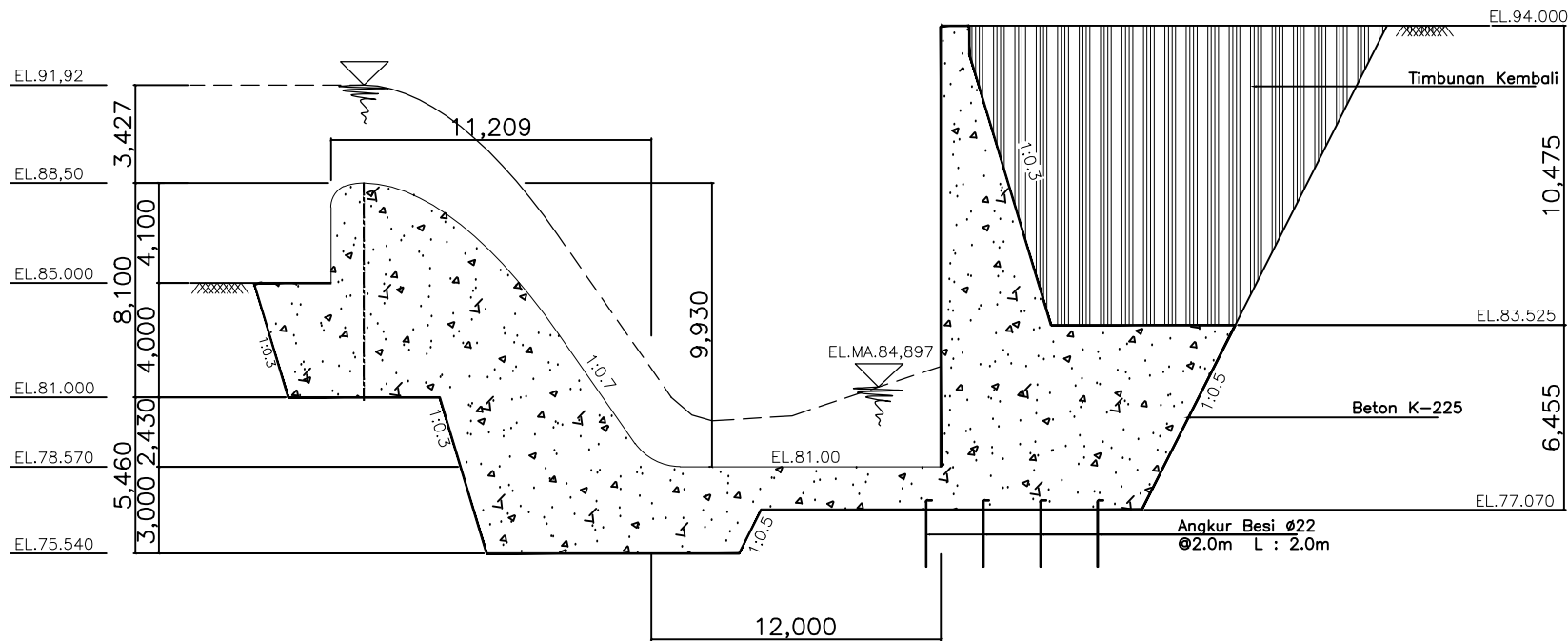
SKALA

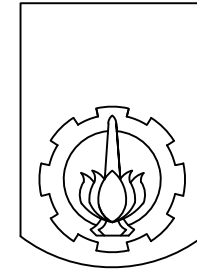
VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

JML. GBR

5C





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

CROSS SECTION (C-C')
PELIMPAH EKSTING
TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
1011171500022

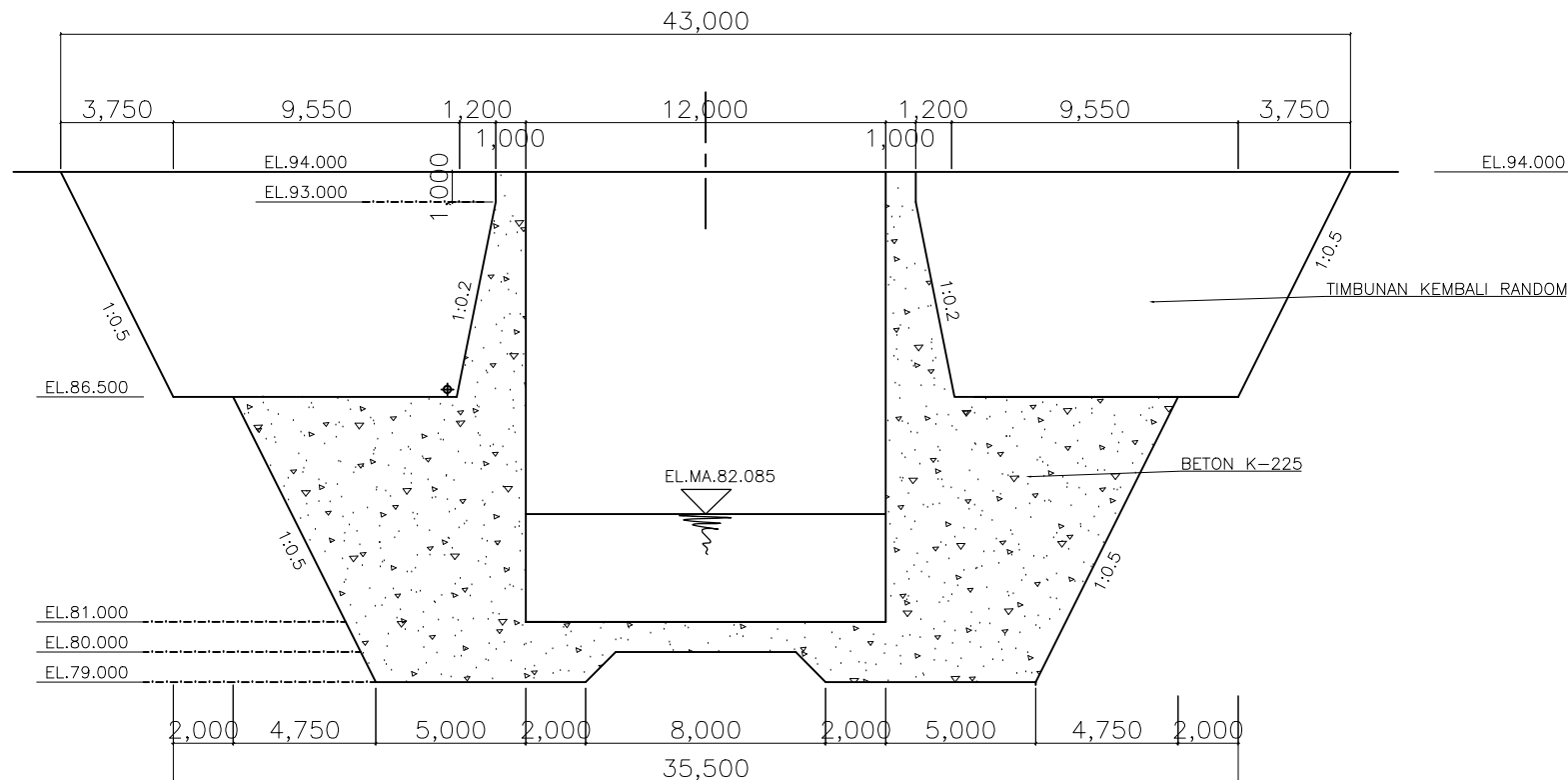
SKALA

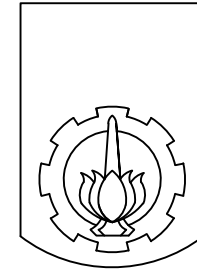
VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

JML. GBR

6C





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

CROSS SECTION (D-D')
PELIMPAH EKSTING
TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
1011171500022

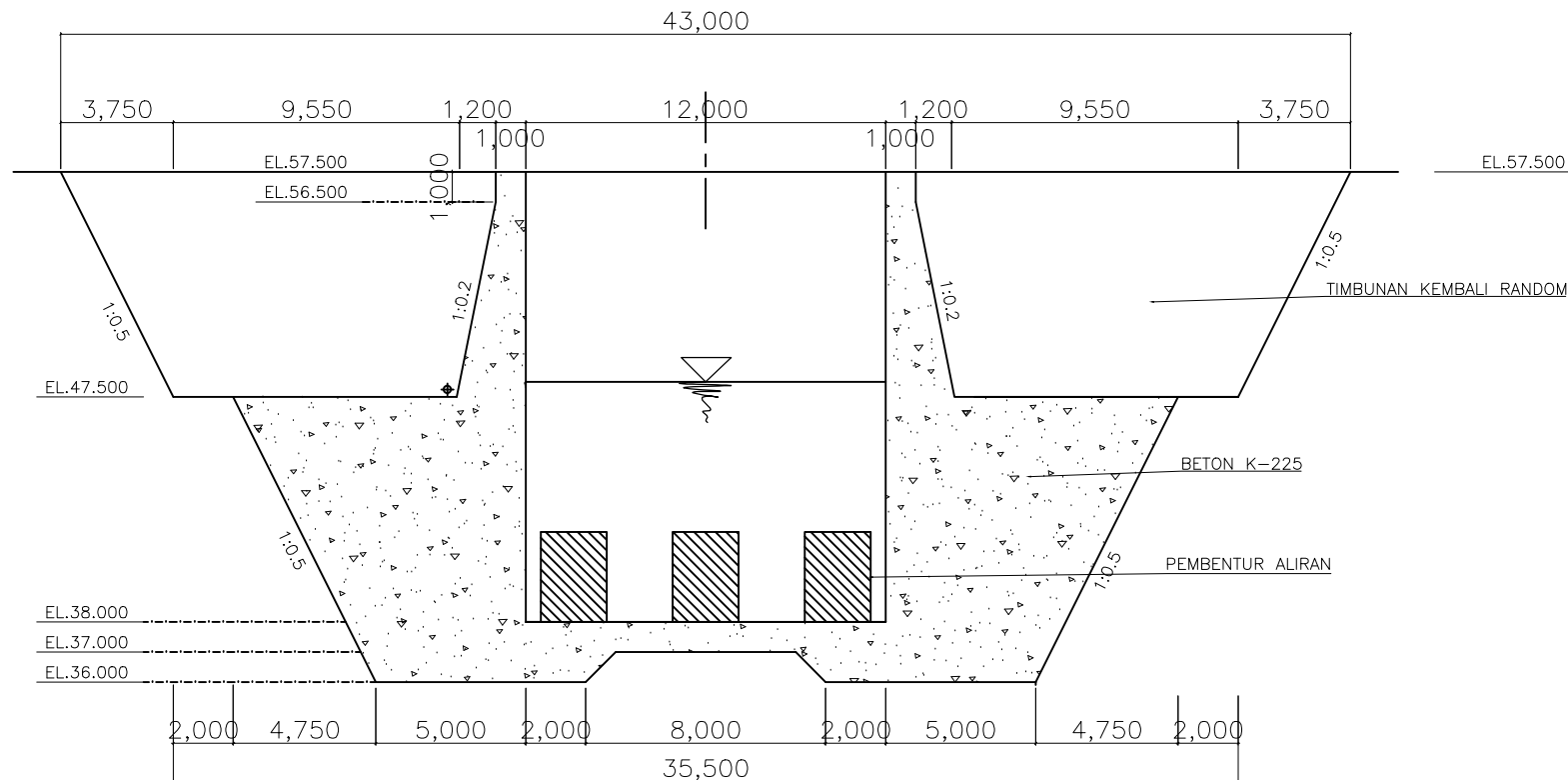
SKALA

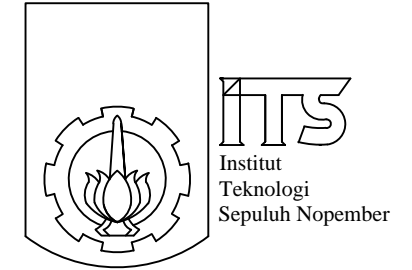
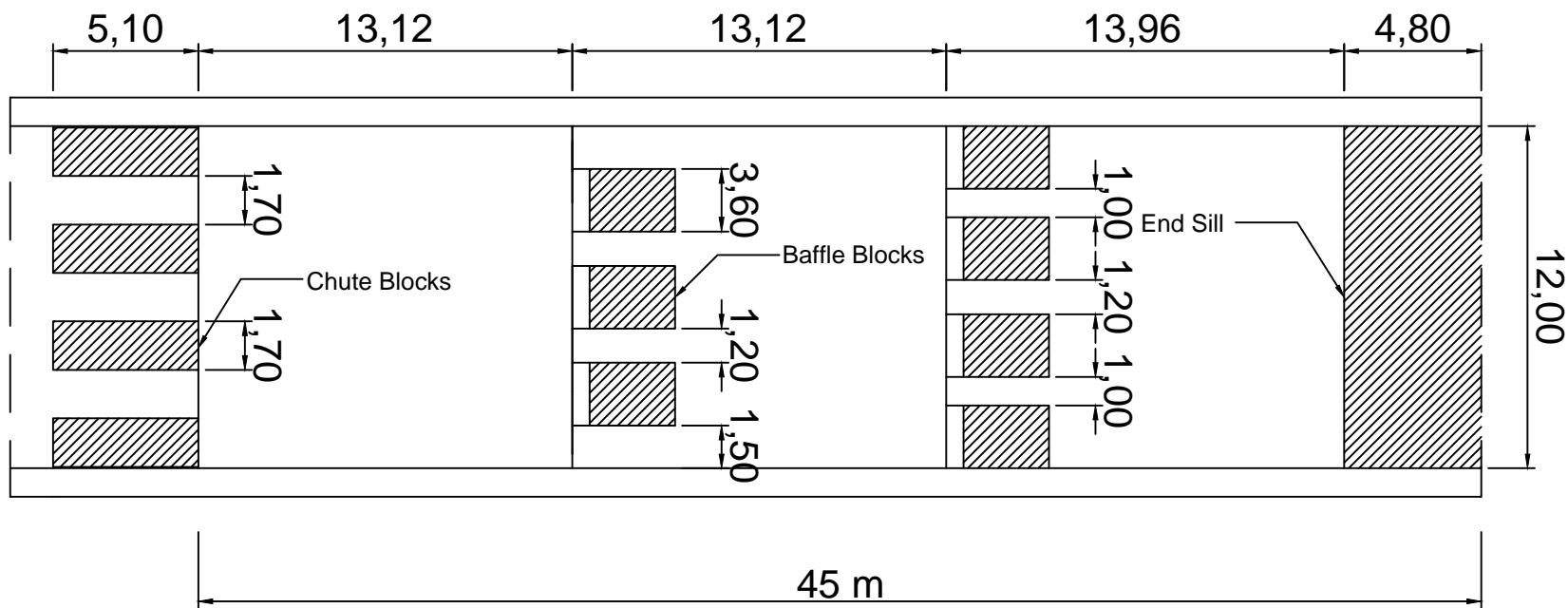
VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

NO. GBR

JML. GBR

7C





NAMA GAMBAR

DETAIL PEREDAM
ENERGI PELIMPAH
EKSISING TIPE OGEE

DOSEN

Dr. Ir. KUNTJORO, MT.
NIP. 19580629 198703 1 002

M. HAFIIZH I, ST, MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

MAHASISWA

RESZHA PAHLAVI ALI
10111715000022

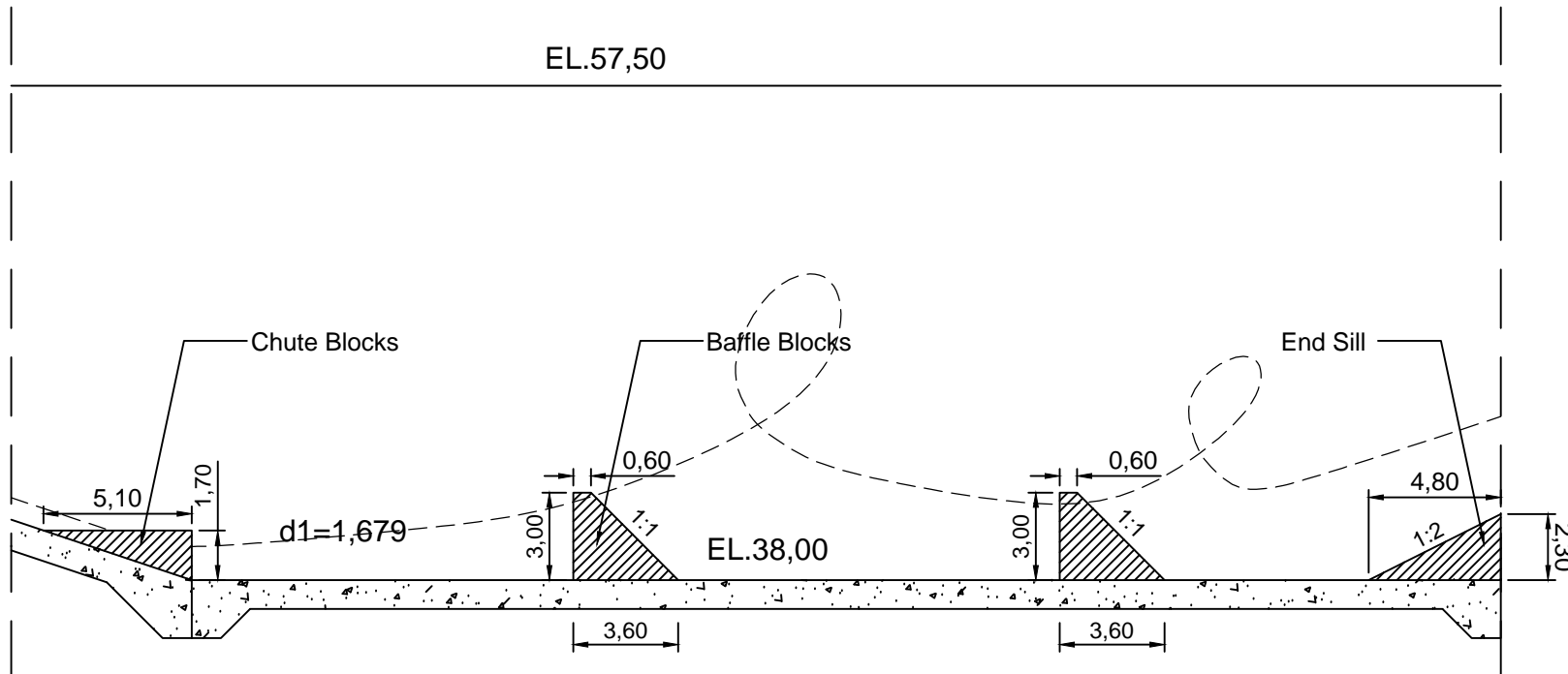
SKALA

VERTIKAL = 1 : 25
HORIZONTAL = 1 : 25

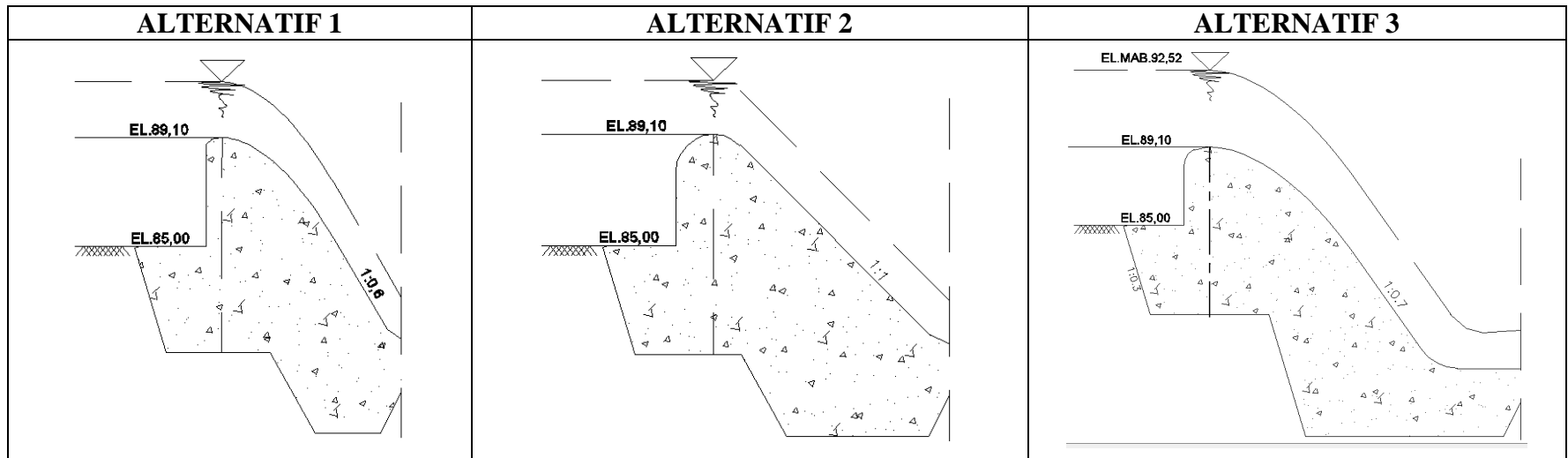
NO. GBR

JML. GBR

8C



Lampiran No 1



| Tipe spillway | Tipe Ogee | Tipe Bulat | Tipe Ogee (Eksisting) |
|---------------------|-------------|-------------|-----------------------|
| Lebar Mercu | 32,5 meter | 32,5 meter | 32,5 meter |
| T. MA pada mercu | 4,32 meter | 4,10 meter | 3,427 meter |
| T. MA kaki mercu | 1,174 meter | 1,185 meter | 1,198 meter |
| T. MA Transisi B-C | 3,782 meter | 3,835 meter | 3,897 meter |
| T. MA Peluncur C-D | 1,679 meter | 1,681 meter | 1,684 meter |
| Froude number | 7,131 | 7,115 | 6,948 |
| Panjang kolam olak | 45 meter | 45 meter | 45 meter |
| Tinggi loncatan air | 16 meter | 16 meter | 16 meter |

Lampiran No 2

| STABILITAS SPILLWAY | | | |
|----------------------------|---------------------|---------------------|-------------------------|
| | ALTERNATIF 1 | ALTERNATIF 2 | ALTERNATIF 3 |
| Tipe spillway | Tipe Ogee | Tipe Bulat | Tipe Ogee (Eksisting) |
| Stabilitas Geser | 1,42 > 1,2 (AMAN) | 1,50 > 1,2 (AMAN) | 1,12 > 1,2 (TIDAK AMAN) |
| Stabilitas Guling | 2,62 > 1,5 (AMAN) | 3,37 > 1,5 (AMAN) | 4,41 > 1,5 (AMAN) |
| Stabilitas Ambles | 4,06 > 3 (AMAN) | 6,68 > 3 (AMAN) | 7,284 > 3 (AMAN) |

BIODATA PENULIS



Penulis bernama Reszha Pahlavi Ali. Penulis dilahirkan di kota Pamekasan, pulau Madura, 11 Agustus 1996, merupakan anak pertama dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh jenjang pendidikan SMA di SMAIT Abu Bakar Yogyakarta. Hingga akhirnya setelah lulus SMA pada tahun 2014 penulis memilih untuk melanjutkan jenjang pendidikannya di salah satu Perguruan Tinggi Negeri (PTN) di Jawa Timur tepatnya di Kota Surabaya yaitu Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS). Penulis diterima di prodi D3 Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, keahlian bangunan keairan, Fakultas Vokasi dan lulus pada tahun 2017.

Bersamaan dengan tugas akhir ini penulis telah selesai menempuh studi di prodi D4 Departemen Teknik Infrastruktur Sipil dengan memilih bidang keahlian yang sama yaitu bangunan keairan dan terdaftar dengan NRP 10111715000022. Selama berkuliah penulis aktif di organisasi Lembaga Dakwah Jurusan (LDJ) JMAA (Jamaah Masjid Al-Azhar) sebagai dewan syuriah dan pernah menjabat sebagai kepala departemen mentoring pada masa jabatan 2016-2017.