

SKRIPSI

**PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (*SPILLWAY*)
PADA BENDUNGAN PONRE-PONRE
KABUPATEN BONE**



JUPRIANDI
105 81 2376 15

MUHAMMADIYAH
105 81 2593 15

**PROGRAM STUDI TEKNIK PENGAIRAN
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
2022**



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR

FAKULTAS TEKNIK

GEDUNG MENARA IQRA LT. 3

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

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

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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

PENGESAHAN

Skripsi atas nama **Jupriandi** dengan nomor induk Mahasiswa 105 81 2376 15 dan **Muh. Ali Muhiddin** dengan nomor induk mahasiswa 105 81 2593 15, dinyatakan diterima dan disahkan oleh Panitia Ujian Tugas Akhir/Skripsi sesuai dengan Surat Keputusan Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar Nomor : 429/05/A.4-II/VI/43/2022, sebagai salah satu syarat guna memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Pengairan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar pada hari Sabtu tanggal 04 Juni 2022.

Makassar, 04 Zulkaidah 1443 H
04 Juni 2022 M

Panitia Ujian:

1. Pengawas Umum

- a. Rektor Universitas Muhammadiyah Makassar
Prof. Dr. H. Ambo Asse, M.Ag
- b. Dekan Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin
Prof. Dr. Eng. Muhammad Irsan Ramli, ST., MT

2. Penguji

- a. Ketua : Dr. Ir.Hj. Nurnawaty, ST., MT., IPM
- b. Sekretaris : Kasmawati, ST., MT.

3. Anggota:

- 1. Dr. Andi Makbul Syamsuri, ST., MT., IPM
- 2. Mahmuddin, ST., MT
- 3. Fausiah Latif, ST., MT

Mengetahui:

Pembimbing I

Lutfi Hair Djunur, ST., MT.

Pembimbing II

Dr.Ir.H. Abd. Rakhim Nanda, ST., MT., IPM

Dekan Fakultas Teknik



Dr. Ir. H. Nurnawaty, ST., MT., IPM

NBM 0739 108

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR



PROGRAM STUDI TEKNIK PENGAIRAN

FAKULTAS TEKNIK

GEDUNG MENARA IQRA LT. 3

Jl. Sultan Alauddin No. 259 Telp. (0411) 865 972 Fax (0411) 865 585 Makassar 90221

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

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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

HALAMAN PERSETUJUAN

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

Judul Skripsi : **PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY) PADA BENDUNGAN PONRE - PONRE KABUPATEN BONE**

Nama : **1. JUPRIANDI
2. MUH. ALI MUHIDDIN**

Stb : **1. 105 81 2376 15
2. 105 81 2593 15**

Makassar, 28 April 2022

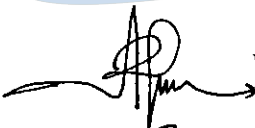
Telah Diperiksa dan Disetujui
Oleh Dosen Pembimbing

Telah Diperiksa dan disetujui

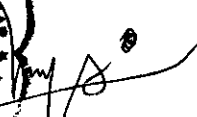
Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II


Letfi Hair Djunur, ST., MT.


Dr. Ir H. Abd. Rakhim Nanda, ST., MT., IPM

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Pengairan


M. Agus alim, ST., MT
NBM. 947 993

ABSTRAK

Penelitian ini bertujuan untuk merencanakan dan menghitung dimensi serta menganalisis stabilitas bangunan pelimpah (spillway) pada Bendungan Ponre-Ponre Kabupaten Bone Provinsi Sulawesi Selatan. Data yang digunakan dalam penelitian ini meliputi data curah hujan dan data klimatologi yang bersumber dari Balai Besar Wilayah Sungai Jeneberang. Analisis data dalam penelitian ini menggunakan pengujian validasi data, perhitungan debit banjir rencana, perhitungan dimensi bangunan pelimpah dan analisis stabilitas bangunan pelimpah. Hasil penelitian menunjukkan bahwa 1) tipe mercu yakni ogee tanpa pintu dengan lebar pelimpah 30 m. Untuk panjang saluran pengatur adalah 15 m sedangkan panjang saluran peluncur adalah 11 m. Panjang kolam olak yang diperoleh adalah 21,2 m dengan tipe kolam olak adalah tipe II, 2) berdasarkan analisa stabilitas bangunan pelimpah (spillway) terhadap momen guling dan geser pada kondisi muka air normal diperoleh hasil $1,652 \geq 1,2$ (OKE) pada kontrol guling dan sebesar $2,65 \geq 1,2$ (OKE) pada kontrol geser.

Kata Kunci: Bangunan Pelimpah; Dimensi Spillway; Analisis Stabilitas

ABSTRACT

This study aimed to plan and calculate dimensions and analyze the stability of the spillway on the Ponre-Ponre Dam, Bone District of South Sulawesi Province. The data used in this study include rainfall data and climatological data sourced from the Jeneberang River Basin Center. Data analysis in this study used data validation testing, calculation of planned flood discharge, calculation of the dimensions of the spillway and analysis of the stability of the spillway. The results showed that 1) the type of light fixture was ogee without a door with a spillway width of 30 m. The length of the control channel is 15 m while the length of the launcher channel is 11 m. The length of the stilling pond obtained is 21.2 m with the type of stilling pond is type II, 2) based on the analysis of the stability of the spillway against the overturning and shearing moments at normal water levels, the results obtained are 1,652 1.2 (OK) on the control bolster and 2.65 1.2 (OK) on the sliding control.

Keywords: Building Planning; Spillway; Dam



KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah penulis panjatkan atas kehadiran Allah Subhanahu Wa Ta'ala, karena rahmat dan hidayah-Nya yang tiada henti diberikan kepada hamba-Nya. Shalawat serta salam tak lupa penulis kirimkan kepada Rasulullah Muhammad Shallallahu 'Alaihi Wasallam. Beserta keluarga, sahabat dan para pengikutnya hingga akhir zaman. Adapun judul tugas akhir kami adalah **"PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (SPILWAY) PADA BENDUNGAN PONRE-PONRE KABUPATEN BONE"**.

Tugas akhir ini merupakan salah satu persyaratan akademik yang harus ditempuh dalam rangka menyelesaikan studi di Fakultas Teknik Program Studi Teknik Pengairan Universitas Muhammadiyah Makassar. Penulis menyadari sepenuhnya bahwa didalam penulisan proposal tugas akhir ini masih terdapat banyak kekurangan, hal ini disebabkan karena penulis sebagai manusia biasa tidak lepas dari kesalahan dan kekurangan baik itu ditinjau dari segi teknis penulisan maupun dari perhitungan – perhitungan . Oleh karena itu penulis menerima dengan sangat ikhlas dan senang hati segala koreksi serta perbaikan guna menyempurnakan tulisan ini agar kelak dapat bermanfaat.

Tugas akhir ini tidak akan terwujud tanpa adanya bantuan, arahan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak. Maka dari itu penghargaan yang setinggi-tingginya dan terimakasih banyak kami haturkan dengan hormat kepada:

1. Bapak Prof. Dr. H. Ambo Asse, M.ag. Sebagai Rektor Universitas Muhammadiyah Makassar.
2. Ibu Dr. Ir. Hj. Nurnawaty, ST., MT., IPM. Sebagai Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
3. Bapak M. Agusalm, ST., MT. Sebagai Ketua Prodi Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
4. Bapak Lutfi Hair Djunur ST.,MT. Selaku Pembimbing I dan juga Bapak Dr. Ir. H. Abd. Rakhim Nanda, MT.,IPM Selaku Pembimbing II yang senantiasa meluangkan waktunya membimbing dan mengarahkan penulis dalam penyusunan tugas akhir ini.
5. Bapak/Ibu Dosen dan Staff Administrasi Prodi Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
6. Saudara / saudari kami di Fakultas Teknik, Reaksi 2015 yang selalu belajar dan berjuang bersama dengan rasa persaudaraan yang tinggi banyak membantu serta memberi dukungan dalam menyelesaikan tugas akhir ini.

7. Terkhusus kedua orang tua kami yang tercinta, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-sebesarnya atas segala limpahan kasih sayang, doa dan dukungan baik secara moril maupun materi.

Akhir kata, penulis mengharapkan tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi pengembangan ilmu pengetahuan khususnya dibidang Teknik Pengairan. Aamiin.

“Billahi Fii Sabilil Haq Fastabiqul Khaerat”

Makassar, Mei 2022

Penulis



DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR NOTASI SINGKATAN.....	x
BAB I PENDAHULUAN	1
A. Latar Belakang	1
B. Rumusan Masalah	3
C. Tujuan Penelitian	3
D. Manfaat Penelitian	3
E. Batasan Masalah	4
F. Sistematika Penulisan	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
A. Bendungan	6
B. Analisa Hidrologi.....	7
1. Metode Curah Hujan Rata-rata	7
2. Analisis Distribusi Prekuensi	9
a. Metode log Normal.....	9

b. Metode Log Person III.....	11
c. Perhitungan Q_{MPF} (<i>debit prodable maximum precipitation</i>). ..	13
d. Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi.....	14
e. Uji Distribusi Probabilitas <i>Chi-Square</i>	15
f. Uji Distribusi Probabilitas <i>Sminor-Kolomgrov</i>	17
C. Debit Banjir Rencana.....	18
D. Lengkung Kapasitas Waduk	23
E. Penelusuran Banjir Lewat Waduk	24
F. Bangun Pelimpah (<i>Spilway</i>).....	28
1. Ambang Pelimpah.....	30
2. Saluran Pengarah Aliran.....	32
3. Saluran Pengatur Aliran	33
4. Saluran Peluncur	40
5. Peredam Energi	40
G. Stabilitas Bangun Pelimpah.....	42
1. Faktor Keamanan konstruksi terhadap Guling (<i>overtuning</i>).....	42
2. Faktor Keamanan konstruksi terhadap Geser (<i>sliding</i>)	43
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	44
A. Lokasi Penelitian	44
B. Jenis Penelitian dan Sumber Data	44
C. Variabel Penelitian	45

D. Teknik Pengumpulan Data	46
E. Teknik Analisa data	47
F. Bagan Alur Penelitian	48
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN	49
A . Analisis Hidrologi	49
1. Analisa Curah Hujan Wilayah.....	49
2. Perhitungan Distribusi Frekuensi Curah Hujan	50
3. Analisa Debit Banjir Rancangan.....	53
B . Dimensi Hidrolis Spillway	56
1. Mercu Bangunan Pelimpah.....	57
2. Kedalaman Saluran Pengarah	57
3. Perhitungan Tinggi Muka Air Banjir Di Atas Mercu Spillway.....	58
C. Dimensi Struktur Spillway	69
1. Saluran Pengarah	69
2. Saluran Pengatur	69
3. Saluran Transisi	72
4. Saluran Peluncur	73
5. Peredam Energi.....	76
D. Stabilitas	83

BAB V PENUTUP 88

A. Kesimpulan 88

B. Saran 89

DAFTAR PUSTAKA 90



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Bendungan	6
Gambar 2.2. Pembagian daerah stasiun hujan.....	21
Gambar 2.3. Bentuk hidrograf satuan sistem nakayasu	34
Gambar 2.4. Grafik hubungan antara elevasi luas dan volume.....	36
Gambar 2.5. Skema bangunan pelimpah pada bendungan urugan	39
Gambar 2.6. Bentuk mercu bendungan tipe Ogee	21
Gambar 2.7. Saluran pengarah aliran	34
Gambar 2.8. Saluran pengatur dngan ambang bebas	36
Gambar 2.9. Koefisien limpahan dari berbagai type bendung.....	39
Gambar 2.10. Skema aliran air melintasi sebuah bendung	34
Gambar 2.11. Skema penampang memanjang aliran saluranpeluncur .	36
Gambar 2.12. Grafik hubungan antara bilangan Froude dan L/D_2	39
Gambar 3.1. Grafik hubungan antara bilangan Froude dan L/D_2	46

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Variable reduksi gauus 10

Tabel 2.2. Nilai K menggunakan metode log person III..... 11

Tabel 2.3. Delta kritis (der) untuk distribusi *Smirnov Kolmogrov*..... 18



DAFTAR NOTASI SINGKATAN

DAS	= Daerah Aliran Sungai
CH	= Curah Hujan
PDA	= Pos Duga Air
$\bar{X}$	= Rerata hujan tahunan
$\sum X_i$	= Total hujan tahunan
n	= Jumlah data
Sk	= Standar Kumulatif
Q	= Debit
R	= Curah hujan rata-rata wilayah
R _n	= Curah hujan pada stasiun n
Re	= Curah Hujan Efektif
Ea	= Evapotranspirasi actual (mm/hari)
Et	= Evapotranspirasi terbatas (mm/hari)
Eto	= Evaporasi potensial metode Penman (mm/hari)
M	= Persentasi lahan yang tidak tertutup tanaman
W	= Faktor yang berhubungan dengan suhu dan elevasi daerah
Rs	= Radiasi gelombang pendek (mm/hari)
R _γ	= Radiasi gelombang pendek
R _{n1}	= Radiasi bersih gelombang panjang (mm/hari),
f(t)	= Fungsi suhu
f(εd)	= Fungsi tekanan uap
εd	= Tekanan uap yang sebenarnya
ε _γ	= Tekanan uap jenuh
$f(\frac{n}{N})$	= Fungsi kecerahan matahari
f(U)	= Fungsi kecepatan angin pada ketinggian 2.00
RH	= Kelembaban relative (%)

C	= Angka koreksi
ΔS	= Keseimbangan air dipermukaan tanah
WS	= Water surplus
D	= Devisit
I	= Infiltrasi
V_n	= Volume simpanan air tanah periode n (m^3)
K	= Faktor resensi aliran tanah
q_t	= Aliran tanah pada waktu awal t
q_o	= Aliran tanah pada awal
BF	= Aliran dasar ($m^3/dtk/km$)
ΔV_n	= Perubahan volume aliran tanah (m^3)
D_{ro}	= Limpasan langsung (mm)

BAB I

PENDAHULUAN

A. Latar Belakang

Bendungan merupakan bangunan yang berupa urugan tanah, urugan batu, dan atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat pula dibangun untuk menahan dan menampung limbah tambang (tailing), atau menampung lumpur sehingga terbentuk waduk, Menurut (Peraturan Pemerintah No. 37 Tahun 2010). Sedangkan Menurut (peraturan Menteri No. 72/PRT/ 1997), Bendungan adalah setiap bangunan penahan air buatan, jenis urugan atau jenis lainnya yang menampung air atau dapat menampung air, termasuk pondasi, bukit/tebing tumpuan, serta bangunan pelengkap dan peralatanya, termasuk juga bendungan limbah galian, tetapi tidak termasuk bendung dan tanggul.

Salah satu bangunan pelengkap bendungan adalah bangunan pelimpah (spillway) yang merupakan sebuah struktur yang berada di bendungan berfungsi untuk mengendalikan pelepasan air dari bendungan menuju ke daerah hilir. Apabila terjadi kecepatan aliran air yang besar akan terjadi olakan (turbulensi) yang dapat mengganggu jalannya air sehingga menyebabkan berkurangnya aliran air yang masuk ke bangunan pelimpah.

Kecepatan aliran harus dibatasi, tidak melebihi kecepatan kritisnya. Ukuran bangunan pelimpah harus dihitung dengan sebaik-baiknya, karena

kalau terlalu kecil ada resiko yaitu tidak mampu melimpahkan debit air banjir yang terjadi. Sebaliknya apabila ukurannya terlalu besar, bangunan akan menjadi mahal yang dapat mempengaruhi biaya proyek secara keseluruhan (Soedibyo. 2003:320)

Pada tahun 2021 terjadi luapan air yang besar di bendungan ponre-ponre akibat tingginya intensitas curah hujan, sementara dimensi bangunan pelimpah yang ada pada bendungan tersebut tidak mampu mengalirkan luapan air secara normal sesuai dengan perencanaan awal sehingga hal tersebut berpotensi mengganggu kestabilan tubuh bendungan. Maka dari itu perlu dilakukan penelitian untuk merancang ulang dimensi bangunan pelimpah dengan mempertimbangkan beberapa aspek yang ada.

Berdasarkan latar belakang di atas kami selaku penulis bermaksud melakukan penelitian tugas akhir dengan judul **“PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (*SPILWAY*) PADA BENDUNGAN PONRE-PONRE KABUPATEN BONE**”. Untuk dapat memahami dan mengetahui dalam merencanakan bangunan pelimpah (*spillway*) dengan menggunakan data teknis desain bendungan yang ada sebagai panduan dan sebagai parameter pembanding pada penelitian ini.

B. Rumusan Masalah

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

1. Bagaimana merencanakan dimensi bangunan pelimpah (*Spillway*) Bendungan ?
2. Bagaimana menghitung stabilitas bangunan pelimpah (*Spillway*) ?

C. Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah sebagaimana yang diuraikan di atas, maka tujuan dari penelitian ini sebagai berikut :

1. Untuk merencanakan bangunan pelimpah (*spillway*).
2. Untuk menganalisa stabilitas bangunan pelimpah (*spillway*).

D. Manfaat Penelitian

Adapun manfaat yang dapat diperoleh dari penelitian atau penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Agar dapat memahami prosedur perencanaan bangunan pelimpah (*spillway*).
2. Dapat memberikan informasi tentang perencanaan konstruksi bangunan pelimpah yang layak secara teknis untuk pengembangan dan pemanfaatan sumber daya air.

E. Batasan Masalah

Untuk menghindari pembahasan yang luas serta memudahkan dalam penyelesaian masalah sesuai dengan tujuan yang ingin dicapai. Maka, batasan masalah dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Penelitian ini terkait dengan perencanaan dimensi bangunan pelimpah (*spillway*).
2. Penelitian ini menganalisis stabilitas bangunan pelimpah (*Spillway*)
3. Penelitian ini membutuhkan analisa hidrologi
4. Penelitian ini menggunakan tiga stasiun curah hujan yaitu stasiun curah hujan Bancee, Camming dan Maradda.

F. Sistematika Penulisan

Penulisan ini merupakan susunan yang serasi dan teratur oleh karena itu dibuat dengan komposisi bab – bab mengenai pokok – pokok uraian sehingga mencakup pengertian tentang apa dan bagaimana, jadi sistematika penulisan diuraikan sebagai berikut:

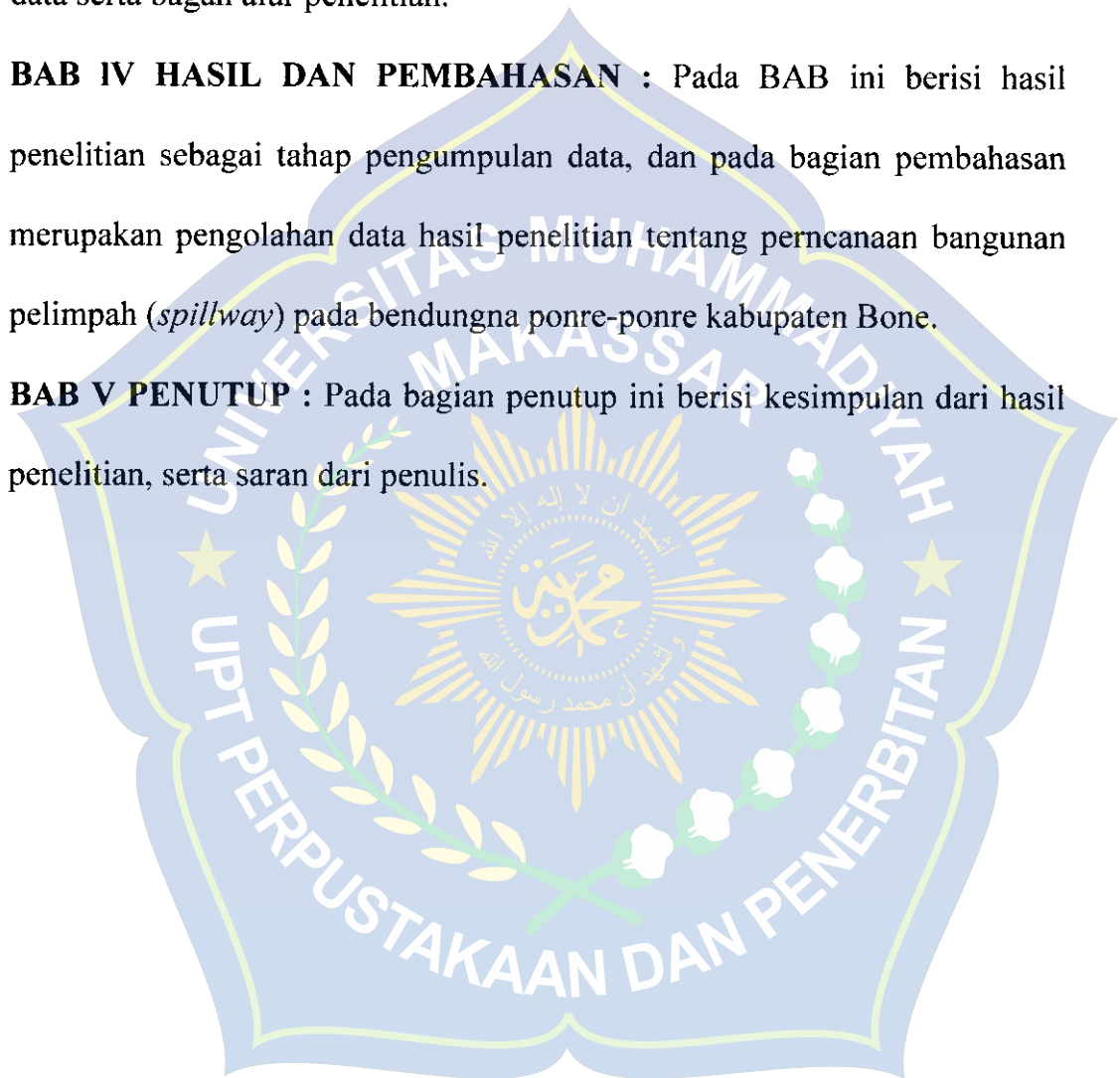
BAB I PENDAHULUAN: Dalam BAB ini menguraikan tentang latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, batasan masalah, dan sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA: Menguraikan tentang teori umum dan teori khusus yang digunakan dalam melakukan penelitian.

BAB III METODE PENELITIAN: Menguraikan tentang lokasi dan waktu penelitian, jenis penelitian, sumber data, tahapan penelitian, analisis data serta bagan alur penelitian.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN : Pada BAB ini berisi hasil penelitian sebagai tahap pengumpulan data, dan pada bagian pembahasan merupakan pengolahan data hasil penelitian tentang perencanaan bangunan pelimpah (*spillway*) pada bendungna ponre-ponre kabupaten Bone.

BAB V PENUTUP : Pada bagian penutup ini berisi kesimpulan dari hasil penelitian, serta saran dari penulis.

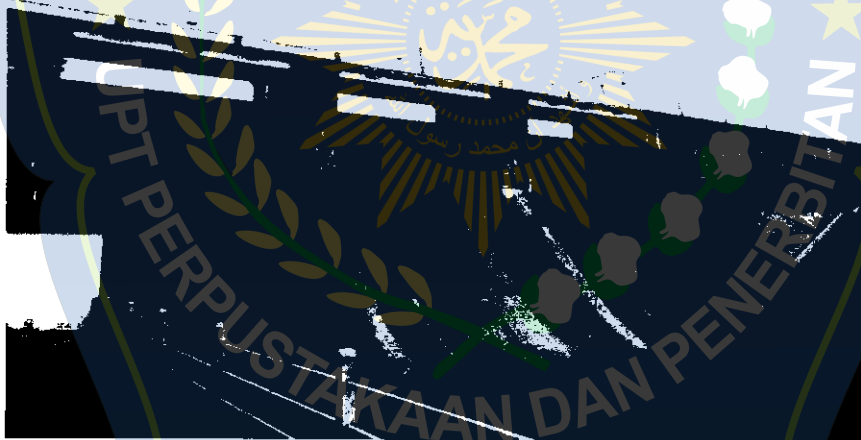


BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

A. Bendungan

Bendungan adalah bangunan yang berupa urugan tanah, urugan batu, beton, dan atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat pula dibangun untuk menahan dan menampung lumpur sehingga terbentuk waduk (Peraturan Pemerintah No. 37 Tahun 2010 tentang Bendungan).



Gambar 1. Bendungan

Bendungan berfungsi sebagai penangkap air dan menyimpannya di musim hujan waktu air sungai mengalir dalam jumlah besar dan yang melebihi kebutuhan baik untuk keperluan. Bendungan digunakan untuk kebutuhan irigasi, air minum industry, tempat rekreasi, tempat penampungan limbah, cadangan air minum, pengendalian banjir, pariwisata dan lain.

B. Analisa Hidrologi

Dalam sebuah perencanaan bangunan air, data curah hujan dan Analisa hidrologi merupakan salah satu bagian yang terpenting. Informasi debit akan menjadi data penting untuk mengetahui kapasitas tampungan bangunan air dalam hal ini bendungan. Adapun dalam Analisa hidrologi, diperlukan tahapan-tahapan untuk mendapatkan informasi yang di perlukan, diantaranya sebagai berikut :

1. Menentukan Curah Hujan Rata-rata

Ada beberapa metode yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rata-rata, namun pada perhitungan kali ini hanya menggunakan dua metode saja yaitu arithmetic mean dan Thiessen polygon.

a) Arithmetic Mean

Perhitungan curah hujan rata-rata dengan metode arithmetic mean digunakan apabila terdapat banyak stasiun hujan di DAS. Cara ini merupakan yang paling sederhana karena mengasumsikan sifat curah hujan seragam di beberapa stasiun. Rumus perhitungan dengan *arithmetic mean* adalah sebagai berikut

$$R = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + R_3 \dots \dots + R_n) \dots\dots\dots (2.1)$$

Dengan :

R = curah hujan rata-rata aliran

N = banyaknya stasiun hujan

R_i = curah hujan setiap stasiun hujan

b) Thiessen Polygon

Metode ini memperhitungkan luas daerah yang diwakili oleh stasiun hujan yang bersangkutan (luas daerah pengaruh) seperti terlihat pada gambar.2.1. perbandingan luas daerah pengaruh dengan luas daerah aliran yang digunakan sebagai faktor/koeffisien dalam menghitung hujan rata-rata.



Gambar 2. Pembagian daerah stasiun hujan

- Koefisien Thiessen untuk stasiun-stasiun hujan tersebut :

$$W_a = \frac{A_a}{A} \quad W_b = \frac{A_b}{A} \quad W_c = \frac{A_c}{A} \quad W_d = \frac{A_d}{A}$$

- Hujan rata-rata di daerah aliran :

$$\bar{R} = W_a \cdot R_a + W_b \cdot R_b + W_c \cdot R_c + W_d \cdot R_d \dots + W_n \cdot R_n \dots\dots\dots(2.2)$$

Dengan:

R = hujan rata-rata

R_i = tinggi hujan pada stasiun

W_i = koefisien thiessen pada stasiun i

N = banyaknya stasiun hujan

2. Analisa Distribusi Frekuensi

Analisa distribusi frekuensi digunakan untuk mendapatkan besaran curah hujan rencana yang ditetapkan berdasarkan patokan sesuai perencanaan. Analisa ini diperlukan untuk mendapatkan relevansi curah hujan rencana pada periode ulang rencana seperti 2, 5, 10 dan 20, tahun.

Curah hujan rencana sesuai periode ulang yang ditentukan menggunakan dua metode perhitungan yaitu Metode log Normal dan metode Log Person Type III. Penentuan metode yang tepat untuk analisa distribus frekuensi akan dilakukan cek kesesuaian bergantung pada data dan fungsi kebutuhan.

a) Metode log Normal

$$\log X_t = \log X + K_t \times s_{\log X} \dots\dots\dots (2.3)$$

Dengan :

Log X_T : nilai logaritma hujan rencana dengan periode ulang T

Log X : nilai rata-rata dari log x

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n}$$

SlogX : deviasi standart dari log X

σ_{n-1} : standar deviasi

$$= \frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \log X)^2}{n-1} \dots \dots \dots (2.4)$$

Kt : faktor frekuensi, nilai bergantung dari T, berdasarkan tabel 1.

variable reduksi Gauss

Tabel 1. variabel reduksi Gauss

No	Periode ulang, T (tahun)	K_t
1	1,001	-3,05
2	1,005	-2,58
3	1,010	-2,33
4	1,050	-1,64
5	1,110	-1,28
6	1,250	-0,84
7	1,330	-0,67
8	1,430	-0,52
9	1,670	-0,25
10	2,000	0
11	2,500	0,25
12	3,330	0,52
13	4,000	0,67
14	5,000	0,84
15	10,000	1,28
16	20,000	1,64
17	50,000	2,05
18	100,000	2,33
19	200,000	2,58
20	500,000	2,88
21	1,000,000	3,09

sumber : Suripin (2004)

b) Metode log person III

Perhitungan curah hujan dan periode ulang rencana dengan menggunakan metode ini dengan beberapa perumusan di bawah ini :

$$\text{LogXr} + K \cdot \sigma_{n-1} \dots\dots\dots (2.5)$$

Dengan :

LogXr : Logaritma curah hujan rencana pada periode ulang tertentu

$\overline{\text{LogXr}}$: Nilai rata-rata logaritma curah hujan rencana

K : Koefisien distribusi Log Person III (lihat tabel 2.)

σ_{n-1} : standar deviasi

Koefisien Ketajaman (*Skewness Coefficient, Cs*)

$$Cs = \frac{N \sum (\text{LogX} - \overline{\text{LogX}})}{(N-1)(N-2)(\sigma_{\log X})^3} \dots\dots\dots (2.6)$$

Koefisien Ketajaman (*Curtosis Coefficient, Ck*)

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (\log X - \overline{\log X})^2}{(n-1)(n-2)(n-3)} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$Cv = \frac{\sigma_{\log X}}{\overline{\text{LongX}}} \dots\dots\dots (2.8)$$

Sumber : Soewarno, 1995

Tabel 2. Nilai K Menggunakan Metode Log Person III

CS	Periode Ulang Rencana						
	2	10	25	50	100	200	1000
3,0	0,396	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	0,360	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	3,300	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	0,307	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	0,282	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	0,254	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	0,225	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	0,195	1,340	1,087	2,625	3,149	3,661	4,820
1,0	0,164	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	0,148	1,399	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	0,132	1,336	1,980	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	0,116	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	0,083	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	0,066	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	0,050	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,252
0,2	0,033	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380

Sumber : Subramanya, 1994

Dalam perhitungan distribusi frekuensi, maka dilakukan menurut urutan sebagai berikut :

1. Hitung besaran statistik sesuai data hidrologi seperti rata-rata curah hujan, standar deviasi (σ), Cs, Ck dan Cv
2. Berdasarkan nilai statistik di atas, dapat ditentukan jenis perhitungan frekuensi yang dapat digunakan

3. Data diurutkan dari kecil ke besar atau sebaliknya
4. Lakukan uji distribusi frekuensi yang sesuai
5. Dilakukan uji kecocokan dengan menggunakan metode Chi

Square atau Metode Smirnov-Kolmogorov

c) Perhitungan Q_{MPF} (*debit probadle maximum precipitation*)

Dalam perencanaan kali ini, diperhitungkan juga nilai debit saat PMP (Probable Maximum Precipitation), dengan lama pengukuran tiap harinya adalah 24 jam. Berikut adalah perhitungannya :

I. Nilai rata - rata

X_r : nilai rata - rata

X_{r-m} : nilai rata - rata baru tanpa nilai maksimum

Faktor koreksi (%) dari X_{r-m} / X_r dilihat pada grafik.

II. Standar deviasi

σ_{n-1} : Standar deviasi

σ_{n-1-m} : standar deviasi baru tanpa nilai maksimum

Faktor koreksi (%) dari $\sigma_{n-1-m} / \sigma_{n-1}$ dilihat pada grafik.

III. Variable Statistic (Km)

$$Xr \text{ terkoreksi} = Xr \cdot \text{faktor koreksi (mm)}$$

$$\sigma_{n-1} \text{ terkoreksi} = \sigma_{n-1} \cdot \text{faktor koreksi (mm)}$$

IV. Perhitungan besar terpusat (Xm)

$$Xm = Xr \text{ terkoreksi} + Km \cdot \sigma_{n-1} \text{ terkoreksi}$$

Faktor reduksi akibat luasan DAS > 25 km², maka faktor reduksi 96,5%. Jika DAS < 25 km², tidak diperlukan faktor reduksi.

V. Waktu interval pengamatan

Faktor interval waktu pengamatan, komponen yang dibutuhkan adalah lama pengukuran dalam tiap hari yaitu 24 jam, sehingga didapat 1,13.

VI. Harga PMP untuk basin rainfall

$$X_{pmp} = \text{Faktor reduksi, faktor interval, } Xm \text{ (mm)}$$

d) Uji kecocokan distribusi frekuensi

Di dalam sebuah pengujian distribusi frekuensi data atau sampel maka masih diperlukan sebuah uji kesesuaian atau kecocokan. Uji kecocokan distribusi frekuensi dibutuhkan untuk membuktikan apakah fungsi distribusi probabilitas telah sesuai dengan distribusi frekuensi. Adapun metode yang dibutuhkan untuk uji kecocokan ini adalah :

1. Metode *Chi-Square*
2. Metode *Smirnov-Kolmogorov*

Jika memenuhi kedua jenis uji di atas, maka fungsi distribusi probabilitas memenuhi syarat distribusi frekuensi.

e) Uji distribusi probabilitas *Chi-Square*

Uji distribusi probabilitas menggunakan uji *Chi-Square* merupakan uji vertikal. Uji vertikal ini sendiri digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal dapat diterima oleh syarat distribusi frekuensi. *Chi-Square* menggunakan nilai kuadrat simpangan atau chi (χ^2).

$$\chi^2 = \sum_{j=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots \dots \dots (2.9)$$

Dengan:

χ^2 : parameter *chi* kuadrat

G : Jumlah sub – kelompok

O_i : jumlah nilai pengamatan pada sub – kelompok i

E_i : Jumlah nilai teoritis pada sub – kelompok i

Adapun prosedur uji vertikal chi – square ini sebagai berikut :

1. Urutkan data dari kecil ke besar atau sebaliknya

2. Kelompokkan menjadi sejumlah G sub-kelompok, dimana tiap - tiap sub-kelompok terdiri dari 4 buah data

$$G = 1 + 3,322 \log n$$

n = Banyaknya data

3. Jumlah data uji pada tiap - tiap sub-kelompok sebagai O_i

4. Pada tiap - tiap sub-kelompok dihitung nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$

5. Jumlahkan nilai pada point 4 untuk semua G , sehingga didapat chi - kuadrat (χ^2).

6. Tentukan derajat kebebasan (dk) = $G - R - 1$

$R = 1$, untuk distribusi poisson

$R = 2$, untuk distribusi normal

cara pengambilan keputusan hasil uji chi - square jika diasumsi taraf nyata 5% adalah sebagai berikut :

1. Jika nilai peluang (p-value) kurang dari taraf nyata (α) maka hipotesis tidak dapat diterima.
2. Jika nilai peluang (p-value) lebih dari taraf nyata (α), maka hipotesis dapat diterima.
3. Jika nilai peluang (p-value) antara 1% sampai 5% maka hipotesis belum dapat diterima karena masih membutuhkan tambahan data.

f) Uji distribusi probabilitas *Smirnov-Kolmogorov*

Uji distribusi ini untuk menguji simoangan horisontal dimana perhitungan selisih atau simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris ($D_{\max}$). Adapun langkah - langkah perhitungan sebagai berikut :

- 1) Data hujan diurutkan dari kecil ke besar dan tentukan besarnya peluang masing - masing data tersebut seperti berikut :

$$X_1 = P(X_1)$$

$$X_2 = P(X_2)$$

$$X_3 = P(X_3) \text{ dan seterusnya}$$

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

$$X_1 = P'(X_1)$$

$$X_2 = P'(X_2)$$

$$X_3 = P'(X_3) \text{ dan seterusnya}$$

- 3) Dari kedua perjitungan di atas, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan atau peluang teoritis.

$$D_{\max} = (P(X_n) - P'(X_n))$$

- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnow Kolmogorov test*) tentukan harga DO . Apabila harga $D < DO$ maka distribusi teoritis yang digunakan

untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Akan tetapi jika $D > D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan tidak dapat diterima.

Tabel 3. Delta Kritis (der) untuk distribusi *Smirnov Kolmogrov*

a n	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,67
15	0,27	0,3	0,34	0,4
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

Sumber : Suripin, 2004

C. Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana merupakan debit maximum yang kemungkinan dapat terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian, untuk menghitung debit banjir rencana dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{CA - R_o}{3,6(0,3 T_p + T_{0,3})}$$

Dimana :

Q_p = Debit puncak (m^3/dtk)

CA = Luas DAS (km^2)

R_o = Hujan satuan (mm)

Analisa debit banjir rencana terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan. Adapun parameter yang berpengaruh antara lain ;

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan hingga akhir dari hujan
2. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
3. Luas daerah pengaliran
4. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
5. Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*)

Adapun rumus perhitungan hidrograf satuan Nakayasu yaitu ;

$$Q_P = \frac{C \cdot A \cdot R_o}{3,6 (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.10)$$

Dengan :

Q_p : Debit puncak banjir ($m^3/detik$)

R_o : Hujan satuan (mm)

T_p : Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (hour)

$T_{0,3}$: Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari puncak hingga 30% debit puncak

A : Luas daerah pengaliran sampai ke outlet

C : Koefisien pengaliran

Dalam menentukan T_p dan $T_{0,3}$ di gunakan sebuah rumus pendekatan yaitu :

$$T_p = tg + 0,8 tr$$

$$T_{0,3} = a tg$$

Hujan efektif yang menyebabkan terjadinya limpasan pada permukaan dihitung sebagai berikut :

$$tr = 0,5 \text{ sampai dengan } 0,8 tg$$

dimana tg adalah *time lag* yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (hour). Besarnya tg dihitung dengan syarat sebagai berikut :

jika sungai dengan panjang alur $L > 15 \text{ km}$, $tg = 0,4 + 0,058L$

jika sungai dengan panjang alur $L < 15 \text{ km}$, $tg = 0,21L^{0.2}$

Keterangan :

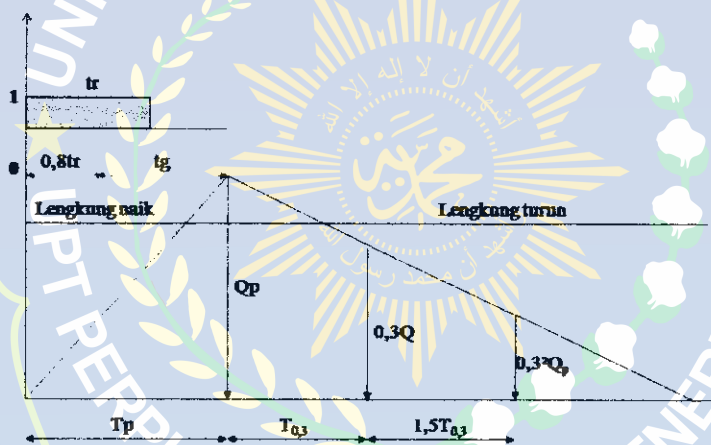
t_r : satuan waktu hujan (hour)

α : parameter hidrogram, dimana

$\alpha = 2$ → daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5$ → bagian naik hidrogram lambat dan turun cepat

$\alpha = 3$ → bagian hidrogram cepat dan turun lambat



Gambar 3. Bentuk Hidrogram Satuan Sintetik Nakayasu

Lihat gambar 3. Pada bagian kurva naik : $0 < t < T_p$

$$Q(t) = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} Q_p \dots\dots\dots (2.11)$$

Dengan :

$Q(t)$: limpasan sebelum mencapai debit puncak ($m^3/detik$)

T : waktu (hour)

Lihat gambar 2. pada bagian kurva turun :

- a. Pada selang nilai : $T_p \leq t \leq T_p + T_{0,3}$

$$Q(t) = Q_p \times 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}}$$

- b. Pada selang nilai : $T_p + T_{0,3} \leq t \leq T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$

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

- c. Pada selang air nilai : $t > T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$

$$Q(t) = Q_p \times 0,3^{\frac{t-T_p+0,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}}}$$

Debit banjir rencana juga dapat dihitung dengan persamaan berikut ini :

$$Q_k = \sum_{i=1}^n U_i \times P_{n-(i-1)} \dots\dots\dots (2.12)$$

Dengan :

Q_k : debit banjir pada jam ke – k

U_i : kordinat hidrograf satuan ($i = 1,2,3,4,\dots,n$)

P_n : hujan netto dalam waktu yang berurutan ($n = 1,2,3,\dots,n$)

Dari perhitungan diatas akan dipilih salah satu metode yang digunakan dalam perencanaan yaitu metode yang paling sesuai dengan karakteristik daerah aliran.

D. Lengkung Kapasitas Waduk

Dalam menentukan volume total sebuah waduk berdasarkan pada data topografi yang tersedia. Untuk keperluan ini, diperlukan sebuah peta topografi dengan beda tinggi (kontur) lima meter atau sepuluh meter. Perhitungan luas dibatasi oleh masing – masing kontur, kemudian dihitung volume yang dibatasi oleh masing – masing kontur, kemudian dihitung volume yang dibatasi oleh dua garis kontur yang berurutan.

Volume antara dua kontur yang berurutan dapat dicari dengan cara sebagai berikut :

$$I = \sum \{ (F_{i+1}) \cdot 0,5 (h_{i+1} - h_i) \} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dengan :

I : Isi atau volume tampungan antara dua kontur berurutan

(m³)

h_i : elevasi pada kontur ke – i (m)

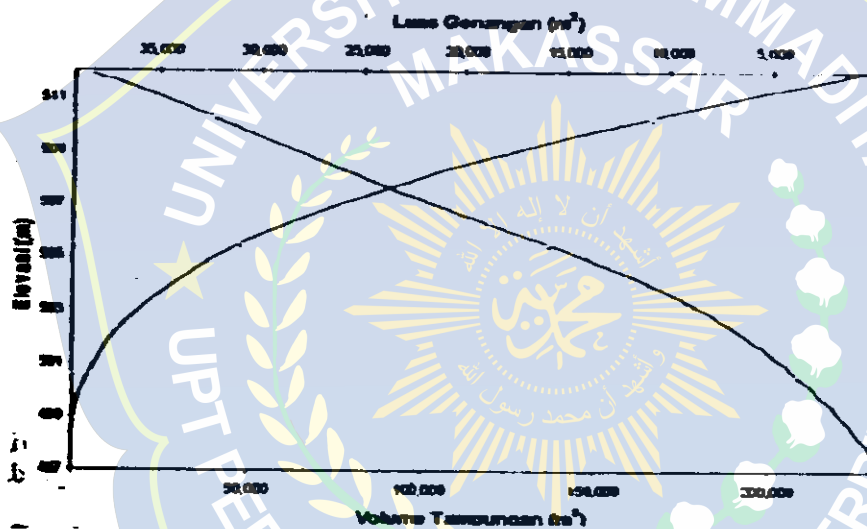
h_{i+1} : elevasi pada kontur ke – i + 1 (m)

F_i : luas daerah yang dikelilingi kontur ke-i (km²)

F_{i+1} : luas daerah yang dikelilingi kontur ke $-i+1$ (km^2)

Sumber : Diktar Waduk, Ir. Soekibat Roedy Soesanto

Setelah semua luas dan volum masing – masing telah diketahui lalu digambarkan pada sebuah grafik (lihat gambar 2.3) hubungan antara elevasi dan volume tampungan dan luas.



Gambar 4. Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume

Sumber : Sosrodarsomo, 2002

E. Penelusuran Banjir Lewat Waduk (Flood Routing)

Ambang pelimpah direncanakan mampu melewati debit banjir dengan periode ulang 1000 tahun (Q_{1000}) yang diregulasi oleh reservoir dengan kontrol debit *Probable Maximum Flood* atau PMF (Q_{PMF}). Untuk menentukan lebar ambang pelimpah maka dilakukan optimasi lebar ambang dengan melakukan penelusuran banjir untuk beberapa alternatif lebar

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

Guna mengetahui besarnya debit outflow yang melewati *spillway* dilakukan perhitungan reservoir routing diperlukan data – data sebagai berikut :

1. Hubungan volum tampungan dengan elevasi waduk
2. Hubungan elevasi permukaan air dan outflow serta hubungan tampungan dan outflow
3. Hidrograf inflow
4. Nilai awal untuk variabel S, I dan Q saat $t = 0$

Penelusuran banjir dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan kontinuitas sebagai berikut :

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots (2.14)$$

Keterangan :

I : inflow waduk ($m^3/detik$)

Q : outflow waduk ($m^3/detik$)

dS : besarnya tampungan waduk (m^3)

dt : periode penelusuran (detik, jam atau hari)

Apabila periode penelusuran banjir diubah dari dt menjadi Δt , maka

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \text{ dimana } dS = S_2 - S_1$$

Sehingga untuk persamaan $I - Q$ dapat diubah menjadi berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1 \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

Dengan menggunakan indeks 1 merupakan keadaan periode mula penelusuran dan indeks 2 merupakan keadaan akhir penelusuran. Dalam persamaan di atas, keadaan I_1 dan I_2 dapat diketahui dari hidrograf debit inflow yang diukur dari besarnya Q_1 dan S_1 diketahui dari periode sebelumnya sedangkan keadaan S_2 dan Q_2 tidak diketahui. Hal ini berarti bahwa diperlukan persamaan yang kedua. Pada perhitungan ini digunakan Metode Goodrich. Sehingga persamaan I dapat ditulis sebagai berikut :

$$I_1 + I_2 - Q_1 - Q_2 = 2 \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \text{ dimana konstanta 1 dan 2 menunjukan awal}$$

$$\text{dan akhir penelusuran. } (I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_2}{\Delta t} - Q_1\right) = \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_2\right)$$

Jika fasilitas pengeluaran berupa bangunan pelimpah atau spillway maka dapat digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = C \times L \times H^{1/2} \dots\dots\dots (2.16)$$

Dengan :

C : koefisien limpahan

L : lebar efektif mercu (meter)

H : tinggi tekanan air di atas mercu bendung (m) Koefisien limpahan dari tipe suatu bendung dengan

Koefisien limpahan dari tipe suatu bendung dengan dinding hulu ambang tegak dan diperoleh dengan rumus *Iwasaki* sebagai berikut :

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \times \left(\frac{H_d}{W}\right)^{0,9900} \dots\dots\dots (2.17)$$

Dengan :

C : koefisien limpahan

C_d : koefisien limpahan saat h = H_d

h : tinggi air di atas mercu bendung

W : tinggi bendung (m)

H_d : tinggi tekanan rencana air di atas mercu bendung (m)

Mengingat limpasan melalui mercu bendungan urugan akan sangat berbahaya maka perlu adanya tinggi jagaan. Berdasarkan pada tinggi

bendungan yang akan direncanakan, maka angka standard untuk tinggi jagaan pada bendungan urugan sebagai berikut :

1. Lebih rendah dari 50 meter, jika $H_f \geq 2$ meter
2. Tinggi antar 50 sampai 100 meter, jika $H_f \geq 3$ meter
3. Lebih tinggi dari 100 meter, jika $H_f \geq 3,5$ meter

(Sumber : Sosrodarsono, 2002)

F. Bangunan Pelimpah (*Spilway*)

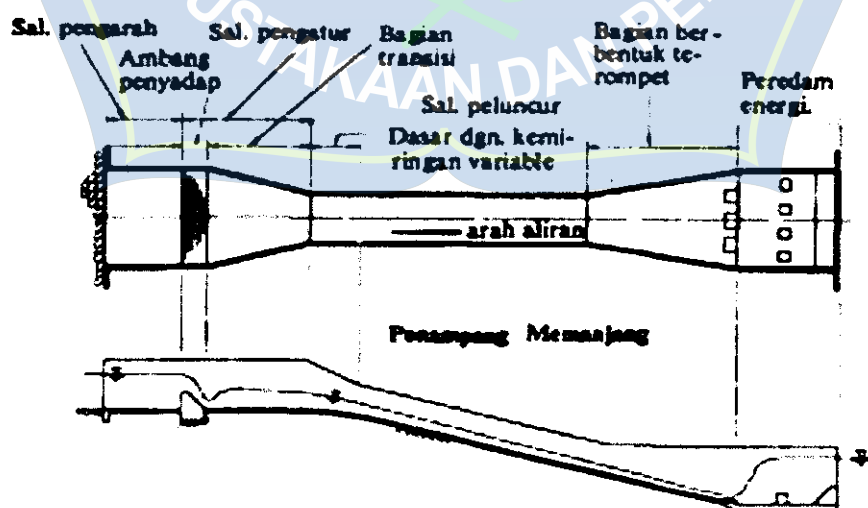
Pada setiap bangunan Keairan baik itu bendungan, embung ataupun saluran irigasi biasanya akan di lengkapi dengan bangunan pelimpah. Bangunan Pelimpah adalah bangunan beserta intalasinya untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam waduk agar tidak membahayakan keamanan bendungan.

Secara umum pelimpah memiliki fungsi yang berbeda-beda tergantung dimana pelimpah itu akan dibangun. Pada embung dan bendungan fungsi utama pelimpah adalah sebagai bangunan pelindung bagi tubuh bendungan terhadap bahaya peluapan dengan membuang kelebihan air banjir ke arah hilirnya. Sedangkan pada bendung dan saluran irigasi fungsi utama pelimpah adalah sebagai peninggi muka air dan pengukur debit. Namun, pada kondisi-kondisi yang diinginkan pelimpah yang ada pada embung dan bendungan dapat juga digunakan sebagai pengukur debit.

Pada umumnya pada bendungan urugan terdapat berbagai type bangunan pelimpah dan untuk menentukan type bangunan yang sesuai diperlukan suatu studi yang luas dan mendalam sehingga diperoleh alternatif yang ekonomis. Bangunan pelimpah yang paling umum dipergunakan pada bendungan urugan yaitu pelimpah terbuka dengan ambang tetap. Bangunan ini biasanya terdiri dari empat bagian utama yaitu:

1. Saluran pengarah aliran
2. Saluran pengatur aliran
3. Saluran peluncur
4. Peredam energi

Fungsi dari pelimpah dan peredam energi di atas diantaranya adalah untuk penuntun dan pengarah saluran, pengatur kapasitas aliran (debit), untuk kelancaran dari saluran pengatur, untuk mereduksi energi yang terdapat dalam aliran. Secara garis besar dapat dilihat pada gambar dan komposisi dibawah ini :



Gambar 5. Skema type bangunan pelimpah pada bendungan urugan

1. Ambang Pelimpah

Dalam perencanaan ambang bangunan pelimpah ini harus memperhatikan pertimbangan bahwa akan didapatkan koefisien debit besar yang diperoleh dari flood routing di bawah kondisi aliran yang melimpah bebas sehingga menghindari tekanan negatif pada mercu. Metode yang digunakan dalam menentukan bentuk ambang pelimpah ini menggunakan metode dari United States Corps of Engineering (USCE).

Adapun dalam menentukan bentuk terutama tinggi ambang pelimpah harus mempertimbangkan beberapa hal berikut :

- a) Besar debit yang lewat
- b) Tinggi muka air genangan yang terjadi
- c) Kesempurnaan aliran
- d) Panjang *spillway*

Kebutuhan pengendalian yang terjadi di waduk, dinamakan tinggi ambang ini dianjurkan tidak lebih dari 4,00 meter dan minimum 0,50 meter. Jika tinggi lebih dari 4,00 meter dikhawatirkan beban yang diterima menjadi sangat besar dan berpengaruh pada kestabilan *spillway* sendiri (Soesanto, 2012).

Penampang melintang ambang pelimpah yang terletak di sebelah hilir titik tertinggi mercu bendung atau dikenal dengan lengkung Harold. Lengkung ini ditentukan dengan metode USCE sebagai berikut :

$$X^{1,85} = 2 H_d^{0,85} \cdot Y \dots\dots\dots(2.18)$$

Dengan :

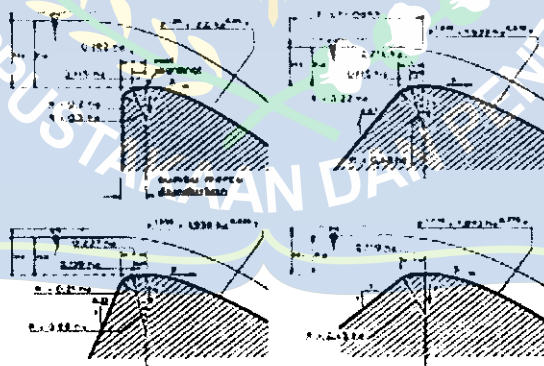
X : jarak horisontal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik permukaan mercu di sebelah hilirnya

Hd : Tinggi tekanan rencana

Y : Jarak vertikal dari titik tertinggi mercu bendungan ke titik permukaan mercu di sebelah hilirnya

Tipe ambang pelimpah direncanakan menggunakan tipe sudah biasa digunakan pada bendungan urugan. Adapun tipe tersebut adalah tipe ambang pelimpah Ogee karena memiliki keuntungan untuk menghindari tekanan sub-atmosfer yang diakibatkan limpasan air di atas mercu bendung.

Berbagai bentuk ambang pelimpah tipe Ogee dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 6. Bentuk mercu bendung tipe Ogee

Penentuan lengkung spillway ada dua bagian yaitu bagian *downstream* dan *upstream*. Adapun perencanaan lengkung ini sebagai berikut :

a. Lengkung *upstream*, diperoleh dari grafik hubungan antara $\frac{H_a}{H_d}$ dan $\frac{X_c}{H_d}$,

$$\frac{Y_c}{H_d}, \frac{R_1}{H_d}, \frac{R_2}{H_d}$$

b. Lengkung *Downstream*, diperoleh dari persamaan $\frac{Y}{H_d} = -k \left(\frac{X}{H_d} \right)^n$

dimana X dan Y adalah koordinat permukaan hilir dan H_d adalah tinggi energi rencana di atas mercu. Nilai koefisien K dan n bergantung pada kemiringan permukaan hilir seperti terlampir pada tabel di bawah ini :

2. 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/dt dan lebar salurannya makin mengecil ke arah hilir, apabila kecepatan tersebut melebihi 4 m/dtk 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 lebih besar dari $1/5 \times$ tinggi rencana limpasan diatas mercu ambang pelimpah. Belum ada perhitungan yang baku untuk saluran pengarah, namun perlu mengikuti syarat seperti pada gambar dibawah ini:



Gambar 7. Saluran Pengarah Aliran

$q = Q_0/L \dots\dots\dots (2.19)$

$V = q / p + H_0 \leq 4 \text{ m/dt} \dots\dots\dots (2.20)$

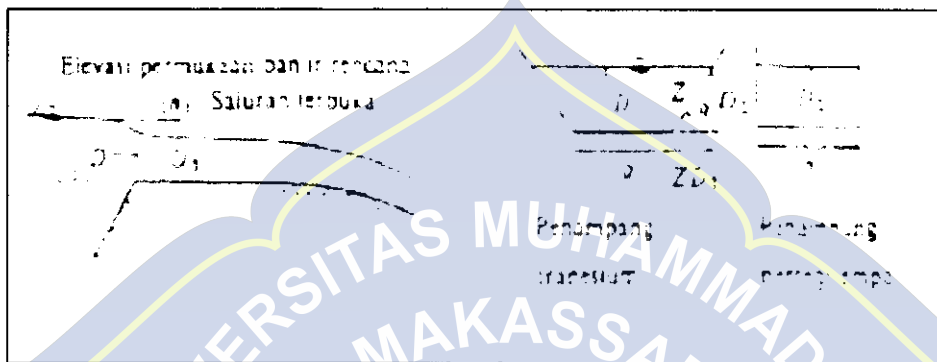
Selain didasarkan pada kedua persyaratan tersebut, bentuk dan dimensi saluran pengarah aliran biasanya disesuaikan dengan kondisi topografi setempat serta dengan persyaratan aliran hidrolis yang baik.

3. Saluran Pengatur Aliran

Pada bagian saluran ini berfungsi untuk mengatur kapasitas aliran (debit) air yang melintasi bangunan pelimpah maka bentuk dan sistim kerja saluran pengatur aliran ini harus diselesaikan dengan ketelitian pengaturan yang disyaratkan untuk bagian ini, bentuk dan dimensinya diperoleh dari perhitungan-perhitungan hidrolis yang didasarkan pada rumus – rumus empiris dan untuk selanjutnya akan diberikan beberapa contoh tipe saluran pengatur aliran.

a) Type Ambang Bebas (Flowing Into Canal Type)

Guna memperoleh lebar ambang (b) dapat digunakan rumus sebagai berikut :



Gambar 8. Saluran pengatur dengan ambang bebas pada saluran pelimpah

- I. Untuk ambang berbentuk persegi empat dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$h_o = \frac{D}{3} \dots\dots\dots (2.21)$$

$$b = \frac{Q}{1,704 C} \times D^{3/2} \dots\dots\dots (2.22)$$

- II. Untuk ambang berbentuk trapezium dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$h_o = \frac{3 (2.Z.d+b) - \sqrt{16.Z^2.D^2 + 16.Z_p.b + 9.b^2}}{10.Z} \dots\dots\dots (2.23)$$

$$Q = AV_o = C \sqrt{2.g.h_o} (D - h_o) \{b + z (D_0 - h_o)\} \dots\dots (2.24)$$

Dimana :

Q = Debit Banjir (m³/dtk)

D = Kedalaman air tertinggi di dalam saluran pengarah aliran (m)

C = Koefisien Pengaliran masuk ke saluran pengarah

(penampang setengah lingkaran $C=1$ dan c

penampang persegi empat $C = 0,82$) pengarah (m)

A = Penampang basah didalam saluran pengarah (m^2)

V_o = Kecepatan rata-rata aliran di dalam saluran
pengarah (m/dtk)

b) Type Bendung Pelimpah (Over Flow Weir Type)

Dimensi saluran pengatur type bending pelimpah dapat diperoleh dari rumus hidrolika sebagai berikut :

1. Rumus Debit

$$Q = C \times Be \times H^{3/2} \dots \dots \dots (2.25)$$

Dimana :

Q = Debit (m^3/dtk)

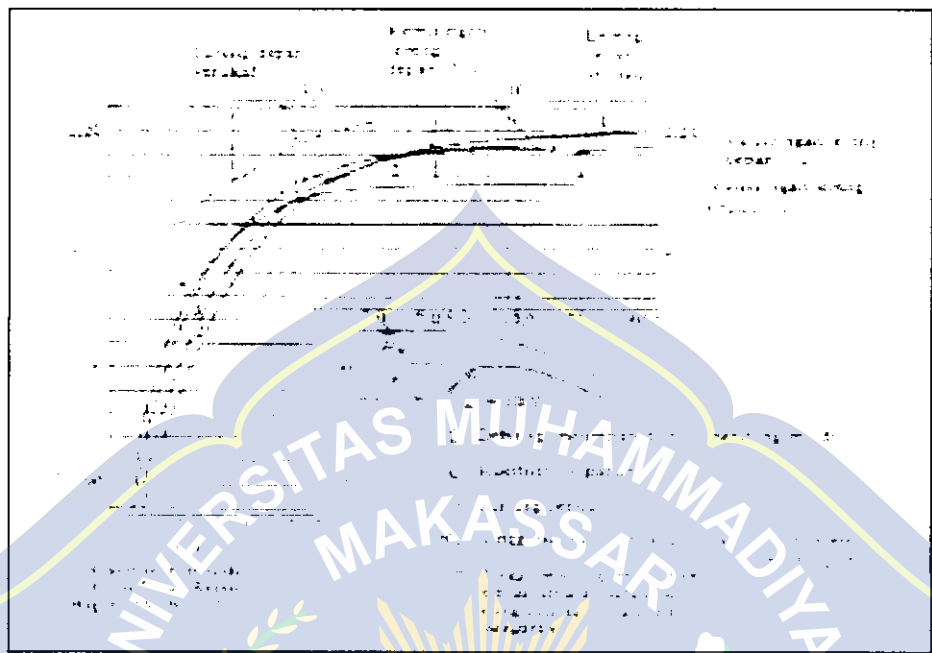
C = Koefisien Limpahan

Be = Lebar efektif mercu bending (m)

H = Total tinggi tekanan air diatas mercu bending (m)

2. Koefisien Limpahan (C)

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



Gambar 9. Koefisien limpahan dari berbagai type bending (yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah)

3. Lebar efektif mercu bendung (Be)

Rumus untuk menghitung lebar efektif bending menurut: “Civil Engineering Departement US Army”

$$Be = B' - 2 (n . Kp + Ka)H.....(2.26)$$

Dimana :

- Be = Lebar Effektif bendung (m)
- B' = Lebar Total Pelimpah (m)
- n = Jumlah Pilar diatas mercu
- Kp = Koefisien Kontraksi pada pilar
- Ka = Koefisien Kontraksi pada pangkal bendung
- H = Tingi Energi di atas mercu bendung (m)

c) Type Pelimpah Samping (Side Weir Over Flow Type)

Suatu bangunan pelimpah saluran yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengaturan aliran di udiknya disebut bangunan pelimpah samping (Side Spillway). Persyaratan yang perlu diperhatikan pada bangunan pelimpah type ini adalah harga debit banjir yang melintasinya tidak menyebabkan aliran yang menenggelamkan bendung pada saluran pengatur, karena saluran samping agar dibuat cukup rendah terhadap bendung tersebut.

Rumus Debit menurut I.Hinds.

$$Q_x = q \times x \dots \dots \dots (2.27)$$

$$v = a \times x^n \dots \dots \dots (2.28)$$

$$Y = \frac{n+1}{n} \times hv \dots \dots \dots (2.29)$$

Dimana ;

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

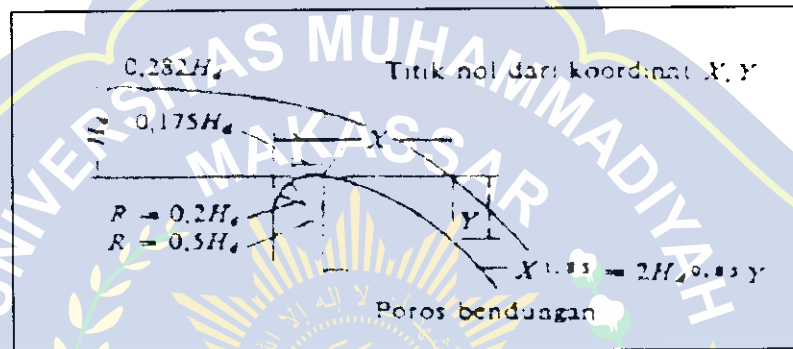
q = Debit per unit, lebar yang melintasi bendung pengatur (m^3/dtk)

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

v = kecepatan rata-rata aliran air didalam saluran samping pada titik tertentu

n = exponent 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 10. skema aliran air melintasi sebuah bendung

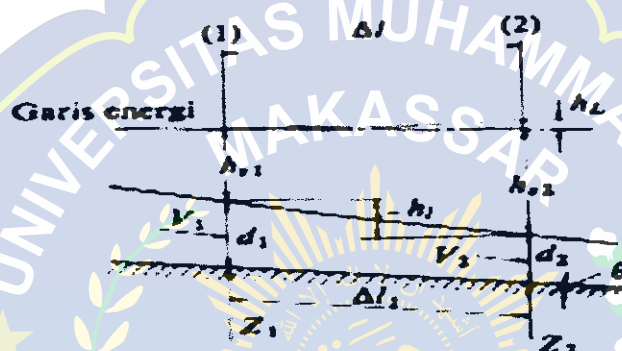
4. Saluran Peluncur

Saluran peluncur pada bangunan pelimpah dilalui oleh aliran dengan kecepatan tinggi dengan kedalaman air yang relatif kecil seperti terlihat pada gambar di bawah dengan kondisi kedalaman yang kecil maka dalam keadaan kritis, Sehingga beberapa persyaratan ini harus dipenuhi :

- 1) Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis
- 2) Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokh dan stabil dalam menampung semua beban yang ada
- 3) Agar biaya konstruksisaluran ini seekonomis mungkin

Perhitungan hidrolika (debit banjir rencana, debit banjir normal, dan lain-lain) dapat membantu dalam melakukan perhitungan-perhitungan untuk mendapatkan dimensi saluran peluncur ini. Metode perhitungan yang digunakan adalah teori Bernoulli, sebagai berikut :

$$Z_1 + d_1 + h_{v1} = Z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \dots \dots \dots (2.30)$$



Gambar 11. skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur
Dimana :

- Z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertical
- d = kedalaman air pada bidang tersebut (m)
- h_v = Tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut (m)
- h_L = kehilangan tinggi tekanan yang terjadi diantara dua buah bidang vertical yang ditentukan (m)

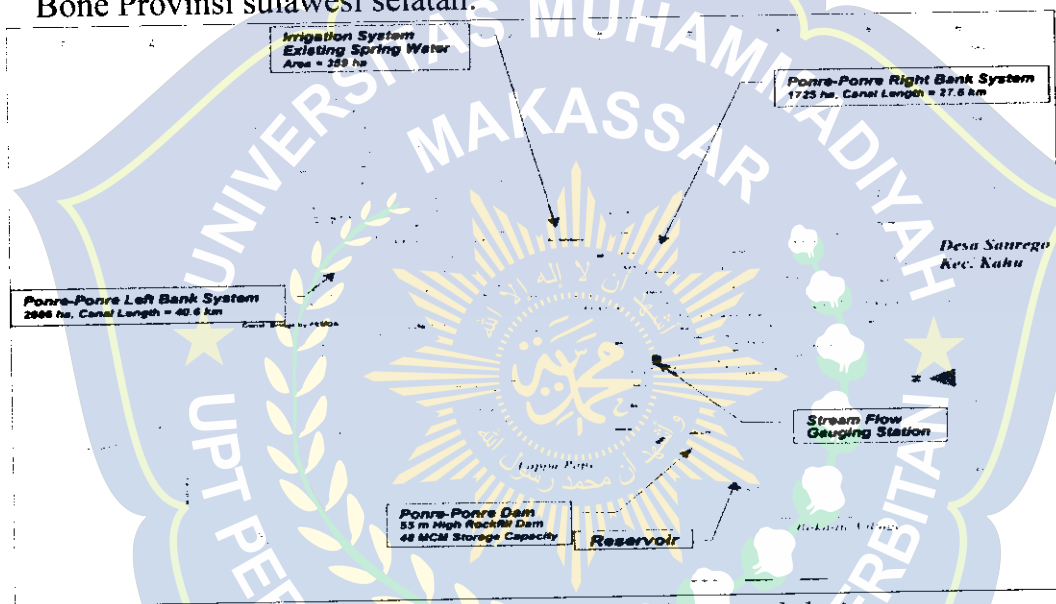
Bagian yang berbentuk terompet pada ujung hilir saluran primer, saluran peluncur pada hakikatnya metode perhitungan untuk merencanakan bagian saluran yang berbentuk terompet ini belum ada, akan tetapi disarankan agar sudut pelebaran θ tidak melebihi besarnya sudut yang diperoleh dari rumus sebagai berikut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

BAB III

METODE PENELITIAN

A. Lokasi Penelitian

Lokasi perencanaan dilaksanakan di Bendungan Ponre-Ponre di Kab. Bone Provinsi Sulawesi selatan.



Gambar, 13 (peta daerah ponre-ponre dan curah hujan yang berpengaruh)

Sumber: Manual OP Bendungan ponre-ponre

B. Jenis Penelitian dan Sumber Data

1. Jenis Penelitian

Dalam penelitian ini penulis menggunakan analisis kuantitatif karena menggunakan data sekunder yang bersifat kuantitatif yang bergantung pada kemampuan untuk menghitung data secara akurat. Penelitian kuantitatif adalah suatu proses menemukan pengetahuan yang menggunakan data berupa angka sebagai alat menganalisis keterangan mengenai apa yang

diketahui. Disamping itu data akan digunakan dalam penelitian ini diperoleh dari instansi terkait.

2. Sumber Data

Adapun data-data yang digunakan dalam penelitian ini diantaranya sebagai berikut :

a. Data Curah Hujan

Data curah hujan diperoleh dari data yang tercatat pada tiga stasiun hujan yang berbeda yang berada dalam cakupan areal Bendungan tersebut yang diperoleh dari Balai Besar Wilayah Sungai Jeneberang.

b. Data Klimatologi diperoleh dari Balai Besar Wilayah Sungai Jeneberang berupa data lama penyinaran matahari, kelembapan udara, temperatur udara rata-rata harian dan kecepatan angin dari tahun 2000 sampai dengan tahun 2020.

C. Variabel Penelitian

variabel penelitian adalah sebuah konsep yang mengandung variasi nilai (Effendi 1982, h.42). Variabel penelitian adalah sebagai suatu atribut atau sifat atau nilai dari orang, atau kegiatan yang mempunyai variasi tertentu sugiyono (2016, h. 38).

1. Variabel Penelitian

Variabel-variabel yang digunakan dalam penelitian ini adalah curah hujan, hujan rancangan, data penampang sungai.

1. Curah Hujan Setengah Bulanan

Terdapat tiga (3) stasiun curah hujan yang digunakan untuk menghitung diantaranya:

- a. Stasiun Bance berada pada koordinat $4^{\circ}49'19,4''$ LS - $119^{\circ}56'49,7''$ BT dengan pengamatan dari tahun 2000-2020
- b. Stasiun Tapale/camming berada pada koordinat $4^{\circ}53'46,8''$ LS - $120^{\circ}04'07,3''$ BT dengan pengamatan dari tahun 2000-2020
- c. Stasiun Maradda berada pada koordinat $04^{\circ}57'33,5''$ LS - $120^{\circ}22'36,0''$ BT dengan pengamatan dari tahun 2000-2020

1. Data Klimatologi

Data klimatologi dari tahun 2000-2020 meliputi :

- a. Data suhu udara (%)
- b. Data kelembaban relatif (%)
- c. Data kecepatan angin (km/hari)
- d. Data lama penyinaran matahari (jam/hari)

E. Teknik Analisa Data

1. Uji validasi data.
2. Perhitungan debit banjir rencana.
3. Perhitungan dimensi bangunan pelimpah (*spillway*)
4. Analisa stabilitas bangunan pelimpah (*spillway*)

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

A. Analisa Hidrologi

1. Analisa Curah Hujan Wilayah

Perhitungan hujan maksimum harian rata-rata menggunakan metode *Aljabar*, di pilih karena secara titik lokasi pos hujan yang terjadi tidak memungkinkan mengubah metode Poligon Thiessen, Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4, sebagai berikut:

Tabel 4. Rekapitulasi Hujan Maksimum Harian Rata-Rata Metode Aljabar

No	Tahun	Tanggal Kejadian	Nama Stasiun Rata-				Max
			Camming	Bancee	Maradda	Aljabar	
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
1	2001	20-Jan	130	-	4	44.67	72.33
		18-Okt	-	105	-	35	
		04-Juni	76	66	75	72.33	
2	2002	06-Mei	101	150	121	124	124.00
		06-Mei	101	150	121	124	
		08-Mei	22	93	125	80	
3	2003	22-Apr	85	21	50	52	88.67
		23-Desember	28	123	15	55.33	
		09-Mei	50	2	214	88.67	
4	2004	12-Desember	37	5	3	15	53.33
		25-Apr	-	95	41	45.33	
		23-Apr	-	15	145	53.33	
5	2005	10-Juni	250	-	3	84.33	84.33
		13-Nop	57	57	-	38	
		29-Mei	-	5	105	36.67	
6	2006	20-Juni	155	91	-	82	82.00
		19- Juni	-	135	-	45	
		19-Juli	-	-	195	65	
7	2007	12-Juni	133	45	70	82.67	104.67
		12-Juni	133	111	70	104.67	
		16-Peb	-	3	110	37.67	

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
8	2008	20-Mei	100	-	51	50.33	79.33
		19-Nop	6	127	-	44.33	
		10-Juni	88	24	126	79.33	
9	2009	02-Juli	200	14	8	74	74.00
		24-Nop	-	61	145	68.67	
		24-Nop	-	61	145	68.67	
10	2010	26-Juni	200	11	-	70.33	70.33
		14-Juli	14	175	-	63.00	
		10-Jan	106	11	-	39.00	
11	2011	22-Okt	110	58	77	56.00	56.00
		18-Nop	-	95	15	36.67	
		10-Des	24	-	89	37.67	
12	2012	14- Des	118	-	-	39.33	70.67
		07-Juli	-	121	91	70.67	
		08-Juni	100	5	100	35.00	
13	2013	21-Mei	134	5	17	7.33	35.33
		12-Des	-	87	-	29	
		19-Apr	29	-	77	35.33	
14	2014	23- Mei	204	75	-	93	93.00
		13-Mei	-	117	-	39	
		24-Sep	-	-	150	50	
15	2015	03-Mei	85	-	-	28.33	31.67
		08-Juni	-	55	10	21.67	
		17-Juni	-	5	90	31.67	
16	2016	18-Peb	85	-	-	28.33	37.00
		19-Okt	24	80	-	34.67	
		29-Juni	0	-	111	37.00	
17	2017	19-Juni	178	-	-	59.33	68.67
		20-Juni	56	150	140	68.67	
		20-Juni	56	150	140	68.67	
18	2018	19-Mei	134	8	58	47.33	47.33
		21-Mei	53	18	46	23.67	
		14-Mei	45	10.5	175	18.5	
19	2019	08-Juni	153	-	-	51	51.00
		28-Des	-	29	25	18	
		04-Juni	33	28	215	20.33	
20	2020	05- Juni	84	6	68	30	30.00
		20-Des	5	38	7	14.33	
		8-Apr	29	8	90	12.33	

Sumber : hasil perhitungan

2. Perhitungan Distribusi Frekuensi Curah Hujan

Dari tabel 3 curah hujan maksimum harian rata-rata kemudian diurutkan dari yang terbesar ke terkecil dan dihitung dengan menggunakan analisa parameter statistik untuk mengetahui metode perhitungan curah hujan rencana yang dapat digunakan.

a. Analisa Curah Hujan Rencana Metode *Log Pearson Type III*

No	Kala Ulang (Tahun)	P (%)	Xi	Log Xi	(Log Xi-Log X)	(Log Xi-Log X) ²	(Log Xi-Log X) ²
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
1	0.5	4.8	124.00	2.09	0.2943	0.0866	0.0255
2	0.10	9.5	104.67	2.02	0.2207	0.0487	0.0107
3	0.14	14.3	93.00	1.97	0.1694	0.0287	0.0049
4	0.19	19.0	88.67	1.95	0.1486	0.0221	0.0033
5	0.24	23.8	84.33	1.93	0.1269	0.0161	0.0020
6	0.29	28.6	82.00	1.91	0.1147	0.0132	0.0015
7	0.33	33.3	79.33	1.90	0.1003	0.0101	0.0010
8	0.38	38.1	74.00	1.87	0.0701	0.0049	0.0003
9	0.43	42.9	72.33	1.86	0.0602	0.0036	0.0002
10	0.48	47.6	70.67	1.85	0.0501	0.0025	0.0001
11	0.52	52.4	70.33	1.85	0.0480	0.0023	0.0001
12	0.57	57.1	68.67	1.84	0.0367	0.0014	0.0001
13	0.62	61.9	56.00	1.75	-0.0509	0.0026	-0.0001
14	0.67	66.7	53.33	1.73	-0.0721	0.0052	-0.0004
15	0.71	71.4	51.00	1.71	-0.0916	0.0084	-0.0008
16	0.76	76.2	47.33	1.68	-0.1240	0.0154	-0.0019
17	0.76	81.0	37.00	1.57	-0.2309	0.0533	-0.0123
18	0.86	85.7	35.33	1.55	-0.2509	0.0630	-0.0158
19	0.90	90.5	31.67	1.50	-0.2985	0.0891	-0.0266
20	0.95	95.2	30.00	1.48	-0.3220	0.1037	-0.0334
Σ	9.95	1000.0	1353.67	35.98	0.0000	0.5808	-0.0415

$$= 1,75 + (0.8120).(0,175) = 1.94$$

X = antilog X

Xt = $10^{\text{Log Xt}}$

$$= 10^{1,94}$$

$$= 87,30 \text{ mm}$$

Untuk langkah perhitungan selanjutnya dapat dihitung dengan cara yang sama.

Tabel 6. Rekapitulasi Analisis Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang Tahun (t) dengan distribusi Log Pearson Type III

No	Periode Ulang	P (%)	G	logX	(Sr. G)	Log Xt	Xt (mm)
1	5	20	0,812	1,799	0,142	1,941	87,30
2	10	10	1,320	1,799	0,231	2,030	107,14
3	25	4	1,896	1,799	0,332	2,131	135,10
4	50	2	2,288	1,799	0,400	2,199	158,18
5	100	1	2,653	1,799	0,464	2,263	183,25
6	200	1	2,999	1,799	0,524	2,323	210,58

Sumber perhitungan;

(Catatan: Nilai G diperoleh dari tabel 5 frekuensi harga G metode Log Pearson Type III)

Dari tabel 6, dapat dinyatakan bahwa hasil perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 5 tahun = 87.30 mm, 10 tahun = 107,14 mm, 25 tahun = 135.10 mm, 50 tahun = 158.18 mm, 100 tahun = 183,25 mm, 200 tahun = 210.58 mm.

4	8,49	5,5582	6,8210	8,6010	10,0705	11,6661	13,4062
5	7,17	4,6937	5,7601	7,2632	8,5041	9,8516	11,3210
Hujan Efektif		65,4787	80,3557	101,325 2	118,636 8	9,8516	11,3210
Koefisien Pengaliran		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Probabilitas Hujan Maksimum		87,30	107,14	135,10	158,18	183,25	210,58

Sumber perhitungan;

Dari tabel 7 di atas, maka diperoleh curah hujan efektif untuk periode ulang 5 tahun 65.4787 mm/hari, 10 tahun = 80.3557 mm/hari, 25 tahun = 101.3252 mm/hari, 50 tahun = 118.6368 mm/hari, 100 tahun = 137.4343 mm/hari, 200 tahun = 157.9334.

b. Analisa Debit Banjir Metode HSS Nakayasu

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

Luas DAS (A) = 77,87 km²

Panjang sungai utama (L) = 60.00 km

Koefisien Pengaliran (c) = 0,75

Parameter alfa (α) = 2.00

Hujan satuan (Ro) = 1,00

$t_g = 0,40 + (0,058 \times L)$ ($L > 15$ km) = 3,88

$t_r = 0$ (0,5 sd. 1,0) t_g , diambil $t_r = 0,8 t_g$ = 1,94

$T_p = t_g + (0,8 * t_r) = 5,432$

$T_{0,3} = a * t_g = 7,76$

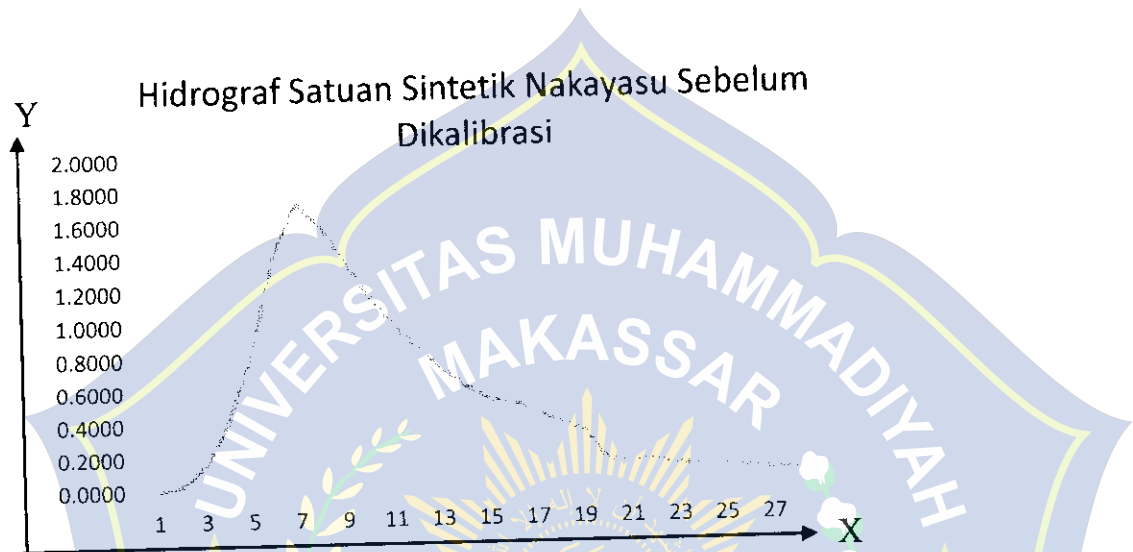
$Q_p = (A * R_o) / (3,6 * ((0,3 * T_p) + T_{0,3})) = 1,727$

Tabel 8. Kordinat Hidrograf Satuan Sintetik dengan Metode Nakayasu

t	Q	Keterangan
(jam)	m ³ /dtk	
0	0,0000	
1	0,0298	
2	0,1571	Q Naik
3	0,4156	
4	0,8289	
5	1,4161	
5,432	1,7278	Q Puncak
6	1,5820	
7	1,3656	
8	1,1600	
9	0,9933	
10	0,8505	Q Turun 1
11	0,7283	
12	0,6236	
13	0,5340	
13,192	0,5183	
14	0,4573	
15	0,3915	Q Turun 2
16	0,3353	
17	0,1555	
17,072	0,1555	
18	0,1413	Q Turun 3
19	0,1274	
20	0,1149	
21	0,1036	
22	0,0934	
23	0,0842	
24	0,0759	

Sumber perhitungan;

Berdasarkan tabel 7, diperoleh grafik hidrograf rancangan dengan metode HSS Nakayasu, yang dapat dilihat pada gambar 14.



Gambar 14. Grafik Hidrograf Rancangan HSS Nakayasu

B. Dimensi Hidrolis Spillway

Bangunan pelimpah berfungsi untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam embung agar tidak membahayakan keamanan tubuh embung. Pada perencanaan bangunan pelimpah Bendungan Ponre - Ponre dipakai debit banjir rencana 200 tahun sebesar $72,369 \text{ m}^3/\text{dtk}$.

Bagian-bagian dari bangunan pelimpah yang direncanakan adalah :

- Penampang mercu pelimpah
- Saluran transisi
- Saluran peluncur
- Bangunan peredam energi
- Cek stabilitas bangunan pelimpah

1. Mercu bangunan pelimpah

Tahap-tahap dalam merencanakan penampang mercu pelimpah adalah :

- Menentukan kedalaman saluran pelimpah
- Menghitung kedalaman kecepatan pada saluran pengarah
- Menghitung kordinat penampang mercu pelimpah
- Analisis hidrolis mercu pelimpah

2. Kedalaman Saluran Pengarah

Bangunan pengarah aliran berfungsi membuat arah aliran yang melewati mercu memiliki kondisi hidraulik yang baik berupa aliran yang seragam tanpa terjadi aliran turbulen.

Saluran pengarah aliran dimaksudkan agar aliran air senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik dengan mengatur kecepatan alirannya tidak melebihi 4 m/det, dengan lebar semakin mengecil kearah hilir. Apabila kecepatan aliran melebihi 4 m/det, maka aliran akan bersifat helisoidal dan kapasitas alirannya akan menurun. Disamping itu aliran helisoidal tersebut akan mengakibatkan peningkatan beban hidrodinamis pada bangunan pelimpah tersebut (Sosrodarsono, 1976).

Berdasarkan pengujian-pengujian yang ada saluran pengarah aliran ditentukan sebagai berikut seperti pada gambar

Dari analisis data sebelumnya dimana didapat :

- Debit Outflow Spillway (Q) $= 278,73 \text{ m}^3/\text{dtk}$

Table 9. Perhitungan "He" dengan cara coba-coba

No	He coba - coba	Beda He	Debit
	(m)	(m)	(m)
0	0,00	0	0,00
1	0,256	0,26	8,76
2	0,513	0,26	24,73
3	0,769	0,26	45,36
4	1,025	0,26	69,71
5	1,282	1,32	97,26
6	2,601	0,88	278,73
7	1,724	0,26	151,33
8	1,981	0,26	185,99
9	2,237	0,26	222,85
10	2,493	0,35	261,79
11	2,840	0,26	317,51
12	3,096	0,26	360,83
13	3,353	0,26	405,86
14	3,609	0,26	452,50
15	3,865	0,26	500,69

Sumber: perhitungan

Jadi, persamaan 1 :

$$Be = 30,5 - 0,20 He$$

$$Be = 30,5 - 0,20 \times 2,601$$

$$Be = 29,98 \text{ m} \approx 30,0$$

Tinggi Air atas Bendung (H)

$$Hd = He - K$$

Dimana :

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

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{Be \times He} = \frac{278,73}{30,0 \times 2,601} = 3,57 \text{ m/dtk} \leq 4 \text{ m/dtk}$$

$$K = \frac{V^2}{2g} = \frac{3,57^2}{2 \times 19,62} = 0,65 \text{ m}$$

Maka :

$$H_d = H_e - K = 2,601 - 0,65 = 1,95 \text{ m}$$

Di Titik A :

$$\text{Kecepatan Aliran } V_1 = 3,57 \text{ m/dtk}$$

$$\text{Luas Penampang Hidrolis } A_1 = H_{e1} \times b_1 = 1,468 \times 29,98 = 44,01 \text{ m}^2$$

$$\text{Tinggi Tekanan Kec. Aliran } H_{v1} = H_{e1} - H_{d1} = 1,468 - 1,95 = 0,48 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Aliran } H_{d1} = 1,95 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari Hidrolis } R_1 = 1,30 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi} = + 177,30 \text{ m}$$

Di Titik B :

$$\text{Elevasi di Titik B} = \text{El. awal} - y = 177,3 - 3,30 = + 174,0 \text{ m}$$

Kecepatan Aliran pada kaki pelimpah :

$$V_b = \sqrt{2g(z - 0,5 H_d)}$$

$$V_b = \sqrt{2 \times 9,81 (2,97 - 1,95)}$$

$$V_b = 6,25 \text{ m/dtk}$$

Luas Penampang (A)

$$Q = V \times A$$

$$278,73 = 6,25 \times (23,8 \times db)$$

$$db = 3,07 \text{ m}$$

Koefisien Kehilangan Energi Tekanan yang disebabkan penampang lintang saluran transisi = 0,1

Koef. Manning

$$n = 0,012$$

Panjang Saluran

$$L = 15,0$$

Debit pada Saluran

$$Q = 278,73 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Kemiringan Saluran

$$S = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1,50}{14,99} = 0,10$$

Tinggi Tekanan Kec. Aliran Air (H_v)

$$H_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{6,25^2}{2 \times 9,81} = 1,99 \text{ m}$$

Elevasi Muka Air Kaki Pelimpah

$$H_c = db + H_v + \Delta H$$

$$= 3,07 + 1,99 + 1,50$$

$$= 6,57 \text{ m}$$

Diasumsikan nilai $V_c = 7,37 \text{ m/dtk}$

$$Q = V \times A$$

$$278,73 = 7,37 \times (b_2 \times dc)$$

$$46,15 = 7,37 \times (23,4 \times dc)$$

$$dc = 1,62 \text{ m}$$

$$Ac = b_2 \times dc = 23,4 \times 1,62 = 37,82 \text{ m}^2$$

$$Rc = \frac{A}{(2 \times dc) + b_2} = \frac{37,82}{(2 \times 1,62) + 23,4} = 0,76 \text{ m}$$

$$\bar{R} = \frac{Rb + Rc}{2} = \frac{2,43 + 0,76}{2} = 1,60 \text{ m}$$

$$\bar{V} = \frac{Vb + Vc}{2} = \frac{6,25 + 7,37}{2} = 6,81 \text{ m/dtk}$$

$$\bar{A} = \frac{Ab + Ac}{2} = \frac{71,88 + 37,82}{2} = 54,85 \text{ m}^2$$

$$Hm = L \times \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 \times R^{3/4}} = 14,99 \times \frac{77690,41 \times 0,0001}{54,85 \times 1,86} = 1,14 \text{ m}$$

$$Hc = dc + \frac{Vc^2}{2 \times g} + k \frac{\bar{V}^2}{2 \times g} + Hm$$

$$Hc = 1,62 + \frac{54,32}{2 \times 19,62} + 0,1 \frac{46,40}{2 \times 19,62} + 1,14$$

$$Hc = 4,26 \text{ m}$$

Karena $Hc \text{ coba-coba} = Hc \text{ yang diketahui} = 6,57 \text{ m}$

maka nilai $Vc = 7,37 \text{ m/dtk}$ memenuhi

Bilangan Froude pada Titik C :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times dc}} = \frac{7,37}{\sqrt{9,81 \times 1,62}} = 1,84$$

Titik D :

Elevasi di Titik D

$$\text{El. Titik C} - \Delta H = 172,5 - 1,50 = + 171 \text{ m}$$

Kecepatan Aliran Titik c :

$$V_c = 7,37 \text{ m/dtk}$$

Kedalaman Aliran titik C :

$$dc = 1,62 \text{ m}$$

Koefisien Kehilangan Energi Tekanan yang disebabkan penampang lintang saluran transisi = 0,1

Koef. Manning

$$n = 0,012$$

Panjang Saluran

$$L = 3 \times \Delta H = 3 \times 1,50 = 4,50 \text{ m}$$

Debit pada Saluran

$$Q = 278,73 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Kemiringan Saluran

$$S = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1,50}{4,50} = 0,33$$

Tinggi Tekanan Kec. Aliran Air (H_v)

$$H_v = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{7,37^2}{2 \times 9,81} = 2,77 \text{ m}$$

Elevasi Muka Air Kaki Pelimpah

$$H_d = dc + H_v + \Delta H$$

$$= 1,62 + 2,77 + 1,50$$

$$= 5,89 \text{ m}$$

Diasumsikan nilai $Vd = 7,98 \text{ m/dtk}$

$$Q = V \times A$$

$$278,73 = 7,98 \times (b2 \times dD)$$

$$278,73 = 7,98 \times (23,4 \times dD)$$

$$dD = 1,49 \text{ m}$$

$$Ad = b2 \times dD = 23,4 \times 1,49 = 34,93 \text{ m}^2$$

$$Rd = \frac{A}{(2 \times dD) + b1} = \frac{34,93}{(2 \times 1,49) + 30,0} = 1,05 \text{ m}$$

$$\bar{R} = \frac{Rb + Rc + Rd}{3} = \frac{2,43 + 0,76 + 1,05}{3} = 1,41 \text{ m}$$

$$\bar{V} = \frac{Vb + Vc + Vd}{3} = \frac{6,25 + 7,37 + 7,98}{3} = 7,2 \text{ m/dtk}$$

$$\bar{A} = \frac{Ac + Ad}{2} = \frac{37,82 + 34,93}{2} = 36,37 \text{ m}^2$$

$$Hm = L \times \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 \times R^4}$$

$$4,50 \times \frac{278,73^2 \times 0,012^2}{36,37^2 \times 1,41^2} = \frac{77690,41 \times 0,00014}{1322,77 \times 1,29} = \frac{10,87}{1706,37}$$

$$= 0,02 \text{ m}$$

$$Hd = dD + \frac{Vd^2}{2 \times g} + k \frac{\bar{V}^2}{2 \times g} + Hm$$

$$Hd = 1,49 + \frac{63,68}{19,62} + 0,1 \frac{51,84}{19,62} + 0,02$$

$$H_d = 5,01 \text{ m}$$

Karena H_d coba-coba = H_d yang diketahui = 7,98 m

maka nilai $V = 7,98 \text{ m/dtk}$ memenuhi

Bilangan Froude pada Titik D : 7,98

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times dD}} = \frac{7,98}{\sqrt{9,81 \times 1,49}} = 2,08$$

Titik E :

Elevasi di Titik D

$$\text{El. Titik D} - \Delta H = 171 - 1,50 = + 169,5 \text{ m}$$

Kecepatan Aliran Titik D :

$$V_d = 7,98 \text{ m/dtk}$$

Kedalaman Aliran titik D :

$$dD = 1,49 \text{ m}$$

Koefisien Kehilangan Energi Tekanan yang disebabkan penampang lintang saluran transisi = 0,1

Koef. Manning

$$n = 0,012$$

Panjang Saluran

$$L = 2 \times \Delta H = 2 \times 1,50 = 3,00 \text{ m}$$

Debit pada Saluran

$$Q = 278,73 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Debit pada Saluran

$$S = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1,50}{3,00} = 0,50$$

Tinggi Tekanan Kec. Aliran Air (H_v)

$$H_v = \frac{Vd^2}{2g} = \frac{7,98^2}{2 \times 9,81} = 3,24 \text{ m}$$

Elevasi Muka Air Kaki Pelimpah

$$\begin{aligned} H_e &= dD + H_v + \Delta H \\ &= 1,49 + 3,24 + 1,50 \\ &= 6,23 \text{ m} \end{aligned}$$

Diasumsikan nilai $V_e = 8,48 \text{ m/dtk}$

$$Q = V \times A$$

$$278,73 = 8,48 \times (b_2 \times d_e)$$

$$278,73 = 8,48 \times (23,8 \times d_e)$$

$$d_e = 1,381 \text{ m}$$

$$A_e = b_2 \times d_e = 23,8 \times 1,38 = 32,84 \text{ m}^2$$

$$R_e = \frac{A}{(2 \times d_e) + b_2} = \frac{32,84}{(2 \times 1,38) + 23,8} = 1,23 \text{ m}$$

$$\bar{R} = \frac{R_c + R_d + R_e}{3} = \frac{0,76 + 1,05 + 1,23}{3} = 1,01 \text{ m}$$

$$\bar{V} = \frac{V_c + V_d + V_e}{3} = \frac{7,37 + 7,98 + 8,48}{3} = 7,94 \text{ m/dtk}$$

$$\bar{A} = \frac{A_d + A_e}{2} = \frac{34,93 + 32,84}{2} = 33,88 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 H_m &= L \times \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 \times R^4} \\
 &= 3,00 \times \frac{77690,41 \times 0,00014}{1149,21 \times 0,77} \\
 &= 0,03 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_e &= d_e + \times \frac{Vd^2}{2 \times g} + k \frac{\bar{V}^2}{2 \times g} + H_m \\
 H_e &= 1,41 + \times \frac{63,68}{19,62} + 0,1 \frac{63,04}{19,62} + 0,03 \\
 H_e &= 4,92 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Karena H_e coba-coba = H_e yang diketahui = 4,53 m

maka nilai $V_e = 8,48 \text{ m/dtk}$ memenuhi

Bilangan Froude pada Titik E :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times d_e}} = \frac{8,48}{\sqrt{9,81 \times 1,41}} = 2,28$$

C. Dimensi Struktur Spillway

1. Saluran Pengarah

- Debit outflow spillway (Q) = 278,73 m³/dtk
- Tinggi Ambang (W) = 1,5 m
- Ketinggian air di atas mercu (H) = 179,25 – 177,30 = 1,95 m

(Hd + Elevasi puncak) - Elevasi Puncak

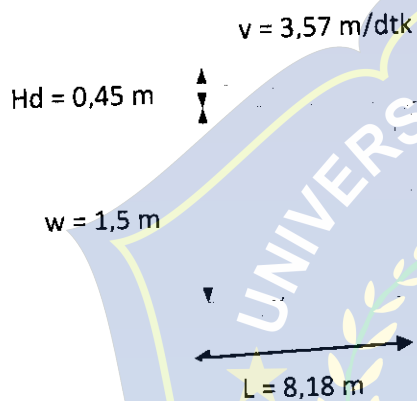
$$(1,95 + 177,3) - 177,3 = 1,95 \text{ m}$$

Maka :

$$W \geq \frac{1}{5} H$$

$$1,9 \geq \frac{1}{5} \times 1,95$$

$$1,9 \geq 0,39 \text{ m (OK)}$$



2. Saluran Pengatur

- Debit outflow spillway (Q) = 278,73 m³/dtk
- Lebar Mercu Spillway (L) = 30 m
- Tinggi air banjir di atas mercu bendungan (Hd) = 1,95 m
- Total tinggi tekanan air di atas mercu bendung (He) = 2,601 m
- Tinggi Kecepatan aliran (K) = Hv = 0,65 m

Penampang Lintang sebelah hulu dapat diperoleh dengan persamaan:

$$d_1 = 0,175 Hd$$

$$d_2 = 0,282 Hd$$

$$r_1 = 0,5 Hd$$

$$r_2 = 0,2 Hd$$

$$d_1 = 0,175 Hd = 0,175 \times 1,95 = 0,341 \text{ m}$$

$$d_2 = 0,282 Hd = 0,282 \times 1,95 = 0,550 \text{ m}$$

$$r_1 = 0.5 Hd = 0.5 \times 1,95 = 0,975 \text{ m}$$

$$r_2 = 0.2 Hd = 0.2 \times 1,95 = 0,390 \text{ m}$$

Penampang lintang sebelah hilir dari titik tertinggi mercu pelimpah dapat diperoleh dengan persamaan lengkung Harold sebagai berikut :

X dan y = koordinat-koordinat permukaan hilir

Hd = Tinggi energy di atas mercu

K dan n = Harga parameter yang diberikan pada table berikut :

Tabel 10 : Harga Parameter Kemiringan permukaan hilir

Kemiringan Permukaan hulu	K	n
vertikal	2	1,850
3 = 1	1,936	1,836
3 = 2	1,939	1,810
3 = 3	1,873	1,776

Kemiringan hulu vertical kemiringan 1:1

Diketahui :

$$N = 1.850 \text{ m}$$

$$K = 2 \text{ m}$$

$$Hd_1 = 1,95 \text{ m}$$

$$X^n = K \times Hd_1^{n-1} \times Y$$

$$Y = \frac{K \times X^n}{Hd_1^{n-1}}$$

$$Y = \frac{0.5 \times X^{1.850}}{1,95^{1.850-1}} = \frac{0.5 \times X^{1.850}}{1,95} = 0,28 X^{1.850}$$

- Tinggi Bendung

Jadi batas lengkung permukaan hilir direncanakan sebagai berikut :

$$Tg \alpha = \frac{1}{\frac{Hd_1}{W}}$$

Dimana : W = Tinggi Bendung

Hd_1 = Tinggi muka air di atas mercu

Diketahui :

$$W = 12,34 \text{ m}$$

$$Hd_1 = 1,95 \text{ m}$$

$$n = 1.85$$

maka :

$$Tg \alpha = \frac{1}{\frac{1,95}{12,3}} = 6,33 \text{ m}$$

Sehingga :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2 \times Hd^{n-1}} \times n \times X^{n-1}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2 \times 1,95^{1.850-1}} \times 1.85 \times X^{1.850-1}$$

$$\frac{dy}{dx} = 0,524 X^{0.850} \rightarrow \frac{dy}{dx} = Tg \alpha$$

$$X = \left[\frac{Tg \alpha}{0,524} \right]^{1/0.850}$$

$$X = 18,731 \text{ m} \sim 18,73 \text{ m}$$

Dengan mensubstitusikan nilai absis X akan didapat nilai orbitnya Y :

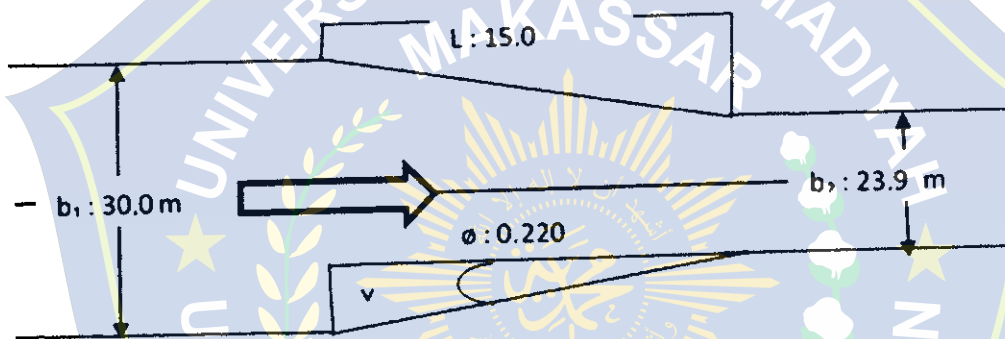
$$Y = 0,28 X^{1.850}$$

$$Y = 0,28 \times 2,39^{1.850}$$

$$Y = 64,079 \sim 64,08 \text{ m}$$

Jadi Koordinatnya yaitu 18,7 ; 64,08

3. Saluran Transisi



Gambar 16 : Skema Bagian Transisi saluran pengarah pada bangunan pelimpah

Diketahui :

$$b_1 = 29,98 \text{ m}$$

$$b_1 \times \tan \theta = 29,98 \times 0.220 = 6,60 \text{ m}$$

Jadi;

$$b_2 = b_1 - b_1 \times \tan \theta$$

$$b_2 = 29,98 - 6,60 = 23,38 \text{ m}$$

$$\theta = 12^\circ 57' = 0.220$$

$$s = 1 : 10$$

Maka :

$$y = \frac{b_1 - b_2}{2}$$

$$= \frac{29,98 - 23,38}{2}$$

$$= 3,80 \text{ m}$$

$$L = \frac{y}{\text{tg } \phi}$$

$$= \frac{3,80}{\text{tg } 12,57'}$$

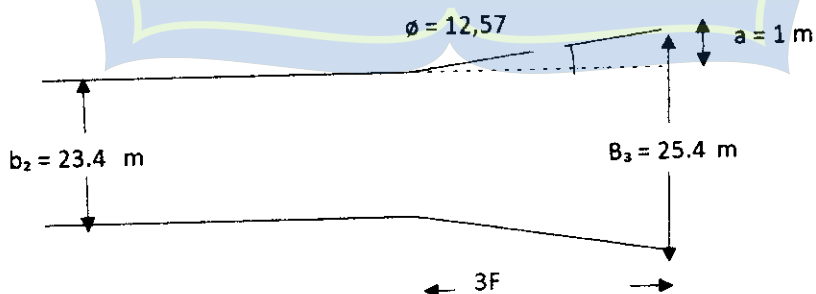
$$= 14,990 \text{ m} \sim 15,0 \text{ m}$$

$$S = \frac{\Delta H}{L}$$

$$0,1 = \frac{\Delta H}{15,0}$$

$$\Delta H = 1,50 \text{ m}$$

4. Saluran Peluncur



Gambar.17 : Skema saluran peluncur

Peralihan Mercu Spillway ke asaluran peluncur :

Rumus :

$$V_1 = \sqrt{2g\left(H_e - H_d/2\right)}$$

$$q = \frac{Q}{Be} \text{ dan } Yu = \frac{q}{V_1}$$

Dimana :

Y_u = Kedalaman air pada bagian kaki spillway

Be = Lebar Efektif Spillway = 16,77 m

H_d = 1,95 m

Maka :

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9.81 \left(1.468 - 1.95/2\right)}$$

$$V_1 = 3,11 \text{ m/dtk}$$

$$q = \frac{Q}{Be} = \frac{278,73}{29,98} = 9,30 \text{ m}^2/\text{dtk}$$

Sehingga ;

$$Yu = \frac{q}{V_1} = \frac{9,30}{3,11} = 2,99 \text{ m}$$

Perhitungan Saluran Peluncur

$$Q_{outflow} = 278,73 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$X = x + b_2 + d_2$$

$$X = 42,7 + 23,38 + 0,550$$

$$X = 66,63$$

$$Y = y + \Delta H$$

$$Y = 65,58 + 1,50$$

$$Y = 67,08$$

Kedalaman kritis (y_c) saluran peluncur :

Rumus

$$\begin{aligned} y_c &= \sqrt{\frac{q^2}{g}} \\ &= \sqrt{\frac{9,30^2}{9,81}} \\ &= 2,97 \end{aligned}$$

Bila diperoleh $y_u < y_c$ maka aliran yang terjadi adalah aliran super kritis

Karena $y_u(0,93) < y_c(1,26)$ maka aliran yang terjadi adalah superkritis.

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{q}{y_c} \\ &= \frac{9,30}{2,97} \\ &= 3,13 \end{aligned}$$

Perhitungan Bagian Terompet pada Ujung Hilir Saluran Peluncur :

Rumus

$$F = V_c / \sqrt{g \cdot y_c}$$

$$= \frac{3,13}{5,40}$$

$$= 0,58$$

$$\tan \phi = \frac{1}{3F}$$

$$= \frac{1}{3 \times 0,58}$$

$$= 0,57$$

$$\tan \phi = 12,57$$

Lebar saluran peluncur bagian hilir (B) adalah :

$$a = 3f \times \tan \phi$$

$$= 3 \times 0,58 \times 0,57$$

$$= 1 \text{ m}$$

$$B = b_2 + a + a$$

$$= 23,4 + 1 + 1$$

$$= 25,4 \text{ m}$$

5. Bangunan Peredam Energi

$$v \quad (\text{kecepatan awal loncatan}) = 8,18 \text{ m/dtk}$$

$$g \quad (\text{percepatan gravitasi bumi}) = 9.81 \text{ m/dtk}^2$$

$$B \quad (\text{lebar saluran}) = 25,4 \text{ m}$$

$$Fr \quad (\text{bilangan Froude}) = 4,96$$

$$Y_1 \quad (\text{de}) = 1,406 \text{ m}$$

$$Q_{outflow} = 278,73 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

- Debit air per meter lebar bangunan peredam energi

$$= \frac{Q_{out}}{B} = \frac{46,15}{7,27} = 6,35 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

- Digunakan tipe kolam olak USBR II karena :

➤ $Q > 45 \text{ m}^3/\text{dt}$

➤ $V < 60 \text{ m}^2/\text{det}$

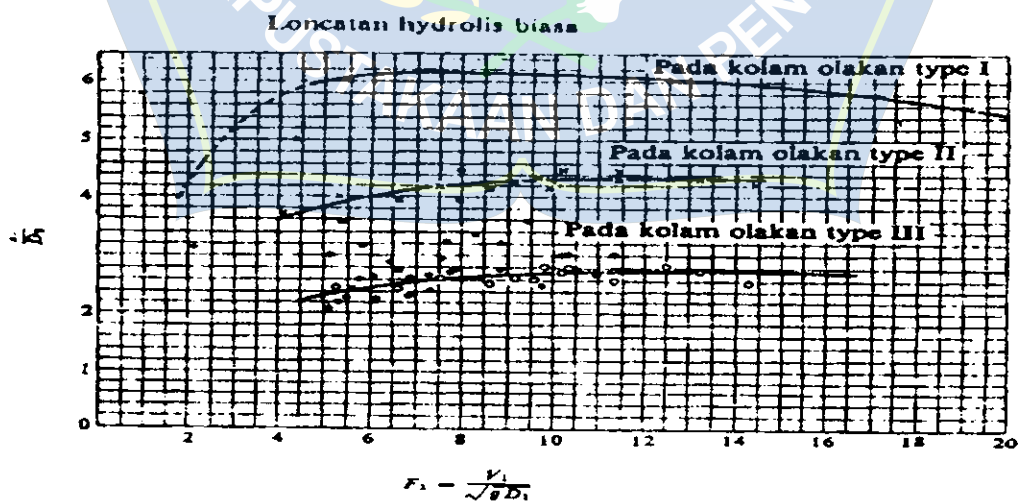
➤ $Fr > 4,5$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} x \sqrt{1 + 8 x Fr^2} - 1$$

$$\frac{y_2}{1,406} = \frac{1}{2} x \sqrt{1 + 8 x 4,96^2} - 1$$

$$Y_2 = 6,53 \text{ m}$$

$$Y_2 = 9,18 D_2$$



Gambar 18: Panjang loncatan hirolis paa kolam olakan atar type I , II , III

Dari grafik dengan nilai fr 4,96 maka didapatkan nilai : 2,3

$$\frac{L}{D_2} = 2,3$$

$$\frac{L}{6,65} = 2,3$$

$$L = 21,21 \text{ m} \sim 21,210 \text{ m}$$

Jadi dimensi kolam olakan 25,58 m x 21,21 m

➤ Dimensi gigi pemancar aliran :

$$Y_u = d_e$$

$$= 1,406 \text{ m}$$

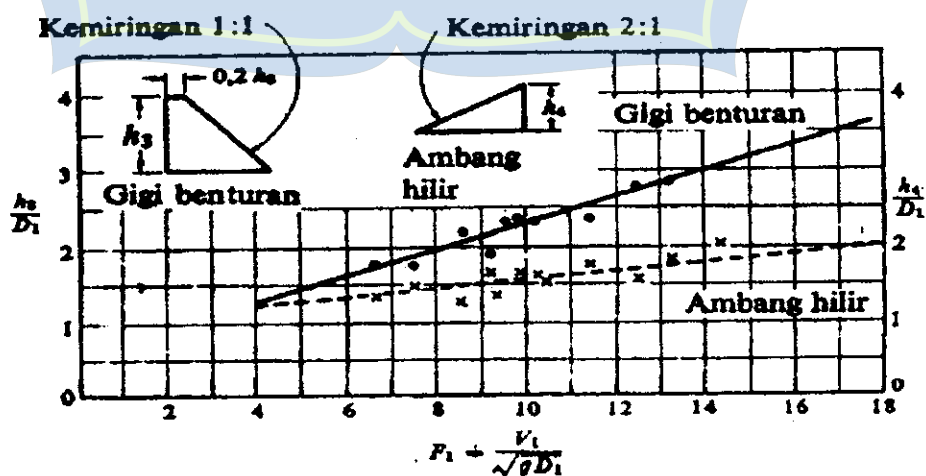
Jadi didapat jumlah gigi pemancar aliran adalah 9,03 buah ≈ 9 buah

Jarak antara gigi – gigi adalah = 1,406 cm

Jarak antara dinding masing – masing adalah 0,70 m = 70,28 cm

Cek jumlah jarak :

$$(9 \times 1,406) + (13 \times 1,406) + (2 \times 3,00) = 37 \text{ m}$$



Gambar 19: Grafik ambang hilir gigi benturan

Gigi – gigi pembentur aliran

$$D_1 = D_e = 1,406 \text{ m}$$

$$B = 25,4 \text{ m}$$

Dari grafik dengan nilai fr 4,96 didapat : 1,2

$$\frac{H_3}{D_1} = 1,2$$

$$\frac{H_3}{1,406} = 1,2$$

$$H_3 = 1,6867 \text{ m} \approx 1,7 \text{ m}$$

$$\text{Lebar gigi pemecah gelombang} \quad 0,75 \times H_3 = 1,27 \text{ m}$$

Jadi didapat jumlah gigi pemancar aliran adalah 10,03 buah ≈ 10 buah

$$\text{Jarak antara gigi} \quad 1,27 \times H_3 = 2,1 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antara gigi dan dinding} \quad 0,68 \times H_3 = 1,14 \text{ m}$$

Cek jumlah jarak :

$$(11 \times 1,27) + (11 \times 1,27) + (2 \times 1,14) = 30 \text{ m}$$

➤ Kemiringan ujung hilir gigi – gigi pembentur 2:1

Dari grafik dengan nilai fr 4,96 didapat : 1,4

$$\frac{H_4}{D_1} = 1,4$$

$$\frac{H_4}{1,41} = 1,4$$

$$H_4 = 1,968 \text{ m} \approx 2,0 \text{ m}$$

➤ Kedalaman loncatan hidrolis dalam kolam olakan

Didapat hasil perhitungan sebagai berikut :

$$H_{de} = d_1 = 1,41$$

$$Fr = 4,96$$

$$d_2 / 1,071 = \frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1^2}{4} + 2 \times (4,96)^2}$$

$$d_2 = 10,59 \text{ m}$$

➤ Perhitungan Tinggi Jagaan

$c = 0.1$ (koef. untuk penampang berbentuk persegi)

$$d = 1,41 \text{ m}$$

$$b = 25,38 \text{ m}$$

$$A = d \times b$$

$$= 1,41 \times 25$$

$$= 35,25 \text{ m}^2$$

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

$$= \frac{278,73}{35,68}$$

$$= 7,81 \text{ m/dtk}$$

maka diperoleh tinggi jagaan :

$$F_b = c \times v \times d$$

$$= 0.1 \times 7,81 \times 1,41$$

$$= 1,10 \text{ m}$$

Atau

$$\begin{aligned} F_b &= 0.6 + (0.04 \times V \times d^{1/3}) \\ &= 0.6 + (0.04 \times 7,81 \times 1,12^{1/3}) \\ &= 0.92 \text{ m} \sim 0,9 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi tinggi jagaan (f_b) = 0,9 m

➤ Perhitungan Tinjauan Terjadi Scouring

Tinjauan scouring diperlukan untuk mengantisipasi adanya gerusan lokal di ujung hilir pelimpah. Untuk mengantisipasi hal tersebut dipasang apron yang berupa pasangan batu kososng. Batu yang dipakai untuk apron harus keras, padat, awet, serta mempunyai berat jenis $2,4 \text{ t/m}^3$. Panjang apron 4 kali kedalaman gerusan atau scouring (KP-02 hal 104). Rumus yang digunakan adalah rumus Lacey sebagai berikut :

$$R = 0.47 \left\{ \frac{Q}{f} \right\}^{\frac{1}{3}}$$

Dimana :

R = kedalaman gerusan dibawah permukaan air banjir(m).

Q = debit outflow spillway (m^3/dtk).

f = faktor lumpur lacey ($1.76 \times D_m^{1/2}$).

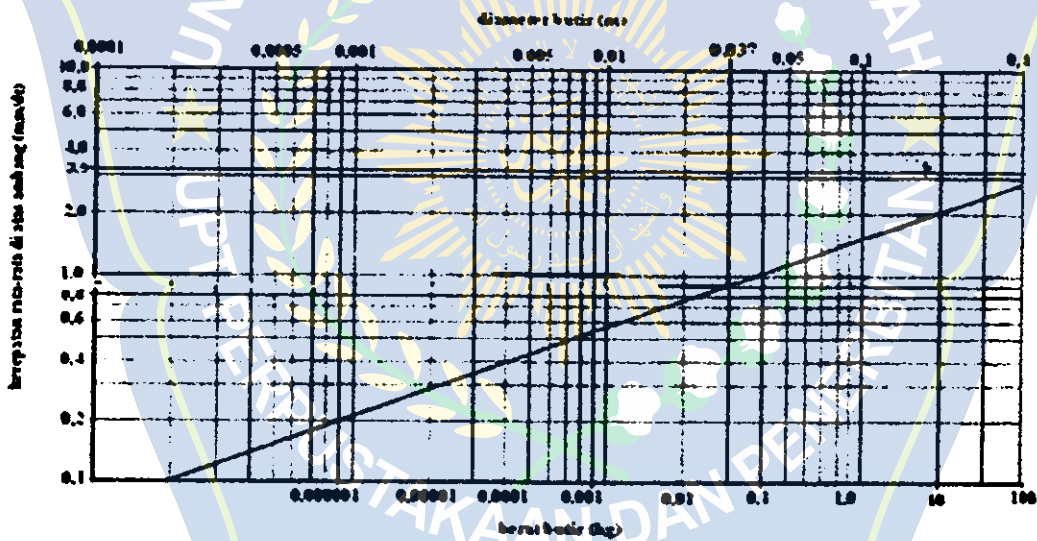
D_m = diameter nilai tengah untuk bahan jelek (mm).

Data :

$$Q_{\text{outflow}} = 278,73 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$\begin{aligned}
 A &= B_{eff} \times H_d \\
 &= 29,98 \times 1,95 \\
 &= 58,45 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{Q_{outflow}}{A_{penampang}} \\
 &= \frac{278,73}{58,45} \\
 &= 4,77 \text{ m/dtk}
 \end{aligned}$$



Gambar.20: Grafik untuk perencanaan ukuran batu kosong

$$D_m = 5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 F &= 1.76 \times D_m^{1/2} \\
 &= 1.76 \times 5^{1/2} \\
 &= 3,93
 \end{aligned}$$

$$R = 0.47 \times \frac{Q^{1/3}}{f}$$

$$= 0.47 \times \frac{278,73^{1/3}}{3,93}$$

$$= 1,01 \text{ m}$$

Maka kedalaman gerusan dibawah permukaan air banjir adalah 1,01 m $\approx$ 1,0 m

Untuk keamanan dari turbulensi dan aliran tidak stabil $1,01 \times 1,0 = 1,01 \text{ m}$

Panjang lindung dari pasangan batu kosong $4 \times 1,01 = 4,04 \text{ m}$

Diambil panjang lindungan pasangan batu kosong = 4 m

D . Analisa Stabilitas Pelimpah

Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah

1. Perhitungan *Uplift Pressure*

Pada muka air setinggi mercu, maka diperoleh perhitungan sebagai berikut.

$$\Delta H = 11 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_v &= 1+3+2+2.5+1.5+1.5+6.14+1.86+1.5+2+4 \\ &= 30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_h &= 4.48+28.75+70+16 \\ &= 119,23 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma L &= L_v + 1/3 L_h \\ &= 30 + 1/3 \times 119,23 \\ &= 69,743 \text{ m} \end{aligned}$$

$$C = 1.8 \text{ (lempung keras)}$$

$$\begin{aligned} \Delta H.C &= 11 \text{ m} \times 1,8 \\ &= 19.8 \text{ m} \end{aligned}$$

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

Selanjutnya bias dihitung gaya-gaya angkat (*uplift pressure*) pada tiap titik pada tabel 11.

Table 11. Perhitungan *Uplift Pressure* pada tiap titik

Data						Uplift Pressure			
No	Titik	Dimensi	Dimensi	Dimensi	Dimensi	Uplift Pressure	Uplift Pressure	Uplift Pressure	Uplift Pressure
1	11	0	0	0	0	64,74333	0	2,5	2,5
2	11	1	0	0	1	64,74333	0,157721	3,5	3,342279
3	11	1	0,8	0,266667	1,266667	64,74333	0,19978	3,5	3,30022
4	11	4	0,8	0,266667	4,266667	64,74333	0,672944	6,5	5,827056
5	11	4	1,5	0,5	4,5	64,74333	0,709745	6,5	5,790255
6	11	6	1,5	0,5	6,5	64,74333	1,025188	8,5	7,474812
7	11	6	4,48	1,493333	7,493333	64,74333	1,181857	8,5	7,318143
8	11	8,5	4,48	1,493333	9,993333	64,74333	1,57616	6	4,42384
9	11	8,5	18,1	6,033333	14,53333	64,74333	2,292214	6	3,707786
10	11	10	18,1	6,033333	16,03333	64,74333	2,528796	7,5	4,971204
11	11	10	19,6	6,533333	16,53333	64,74333	2,607657	7,5	4,892343
12	11	11,5	19,6	6,533333	18,03333	64,74333	2,844238	6	3,155762
13	11	13	31,73	10,57667	23,57667	64,74333	3,718539	6	2,281461
14	11	14,5	31,73	10,57667	25,07667	64,74333	3,955121	7,5	3,544879
15	11	14,5	33,23	11,07667	25,57667	64,74333	4,033982	7,5	3,466018
16	11	16	33,23	11,07667	27,07667	64,74333	4,270563	6	1,729437
17	11	22,14	99,23	33,07667	55,21667	64,74333	8,708837	12,14	3,431163
18	11	24	99,23	33,07667	57,07667	64,74333	9,002199	14	4,997801
19	11	24	103,23	34,41	58,41	64,74333	9,212493	14	4,787507
20	11	25,5	103,23	34,41	59,91	64,74333	9,449075	12,5	3,050925
21	11	25,5	117,73	39,24333	64,74333	64,74333	10,21139	12,5	2,288606
22	11	27	117,73	39,24333	64,74333	64,74333	10,44798	14	3,552024
23	11	27	119,23	39,74333	64,74333	64,74333	10,52684	14	3,473164
24	11	30	119,23	39,74333	64,74333	64,74333	11	11	0

2. Perhitungan titik berat konstruksi

Diketahui berat jenis beton sebesar 2,4 t/m², sehingga bias dihitung berat sendiri pada masing-masing bagian;

$G1 = 0,8 \times 3,5 \times 2,4 = 6,72 \text{ t/m'}$

$$G2 = \frac{1}{2} \times 1,46 \times 1,02 \times 2,4 = 1,787 \text{ t/m'}$$

$$G3 = 1,46 \times 3,48 \times 2,4 = 12,193 \text{ t/m'}$$

$$G4 = \frac{1}{2} \times 2,22 \times 3,48 \times 2,4 = 9,27 \text{ t/m'}$$

$$G5 = 0,7 \times 2 \times 2,4 = 3,36 \text{ t/m'}$$

$$G6 = 2,98 \times 4 \times 2,41 = 28,608 \text{ t/m'}$$

Tabel 12. Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Gaya	Jumlah (ton)	Jarak Horizontal ke titik 4 (m)	$\Sigma M.h$ (ton. m)	Jarak Vertikal ke titik 4 (m)	$\Sigma M.v$ (ton . m)
G1	6,720	0,400	2,688	4,750	31,920
G2	1,787	0,490	0,876	5,820	10,401
G3	12,194	0,730	8,902	3,740	45,605
G4	9,271	2,200	20,396	3,160	29,295
G5	3,360	0,350	1,176	1,000	3,360
G6	28,608	2,190	62,652	0,000	0,000
Jumlah	61,940		96,688		120,581

Sumber: Perhitungan

$$\begin{aligned} \text{Jarak horizontal (x)} &= \frac{(\Sigma G - \Sigma U).f}{\Sigma H} \\ &= \frac{196,971}{119,230} \end{aligned}$$

$$= 1,56 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak vertikal (y)} &= \frac{(\Sigma G - \Sigma U).f}{\Sigma H} \\ &= \frac{196,971}{119,230} \end{aligned}$$

$$= 1,56 \text{ m}$$

3. Perhitungan momen yang bekerja pada titik putar

Dari semua gaya-gaya yang bekerja, meliputi gaya hidrostatis, gaya angkat (*uplift pressure*) dan gaya akibat tekanan tanah, selanjutnya dihitung momen yang terjadi terhadap titik putar seperti pada table 13. Berikut.

Table 13. perhitungan momen

Gaya	Besar Gaya (t/m')	Panjang Lengan (m)	Momen Guling (tm/m')	Momen Penahan (tm/m')
Ha	3,125	4,33	13,53125	
Ea	19,20425	0,5		9,602126
Ep	12,79433	1,67	21,36654	
G1	6,721	4,08		27,4176
G2	1,78704	3,19		5,700658
G3	12,19392	2,95		35,97206
G4	9,27072	1,48		13,72067
G5	3,36	3,33		11,1888
G6	28,608	1,49		42,62592
w1	18	0,5		9
w2	15	1		15
H 1-2	2,921139	3	8,763418	
H 3-4	13,69091	0,5		6,845457
H 5-6	13,26507	1,5		19,8976
H 7-8	14,67748	1,25	18,34685	
V 2-3	2,657	4,08	10,84056	
V 4-5	4,066059	3,33	13,53998	
V 6-7	22,0415	1,49	32,84184	
jumlah			119,2304	196,971

Sumber: perhitungan

4. Kontrol guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{196,971}{119,230} \geq 1,2$$

$$1,652 \geq 1,2 \text{ (OKE)}$$

5. Kontrol geser (Sliding)

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

Dimana :

f = koefisien gesekan (0,7)

$\sum G$ = gaya vertical total akibat berat sendiri

$\sum U$ = gaya uplift total

$\sum H$ = gaya horizontal total

$$\frac{(61,939 - 28,764) \cdot 0,75}{9,357} \geq 1,2$$

$$2,65 \geq 1,2 \text{ (OKE)}$$

BAB V

PENUTUP

A. Kesimpulan

1. Dari hasil perhitungan didapatkan dimensi Bangunan Pelimpah (Spillway) dengan rincian sebagai berikut :

- a. Tipe Mercu = Ogee tanpa pintu
- b. Lebar Pelimpah = 30 m
- c. Panjang Saluran Pengatur = 15 m
- d. Panjang Saluran Peluncur = 11 m
- e. Panjang kolam olak = 21,2 m
- f. Tipe Kolam Olak = Type II

2. Dari analisa stabilitas bangunan pelimpah (*spillway*) terhadap momen guling dan geser pada kondisi muka air normal didapatkan hasil sebagai berikut;

- a. Kontrol guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{196,971}{119,230} \geq 1,2$$

$$1,652 \geq 1,2 \text{ (OKE)}$$

- Wahyudin, W., Sulistiawaty, S., & Ihsan, N. (2019). Analisis Kerentanan Bendungan Ponre-Ponre Kabupaten Bone Berdasarkan Pengukuran Mikrotremor Dengan Metode HVSr. *Jurnal Sains dan Pendidikan Fisika*, 15(2).
- Yaqien, A. (2014). *Perencanaan bangunan pelimpah (Spillway) bendungan Marangkayu, kab. Kutai Kertanegara, Kalimantan Timur* (Doctoral dissertation, Institut Teknologi Sepuluh Nopember).

