



STUDI ALTERNATIF PERENCANAAN SALURAN PENGELAK PADA BENDUNGAN BENER KABUPATEN PURWOREJO

SKRIPSI

*“ Diajukan Sebagai Salah Satu Persyaratan Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Strata
I (SI) Teknik Sipil ”*



★ Disusun Oleh : ★ ★ ★ ★ ★

IMAN HADI RAMADHANI

220.010.510.49

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM MALANG
2024**



**UNIVERSITAS ISLAM MALANG
(U N I S M A)
FAKULTAS TEKNIK
TERAKREDITASI**

Program Studi : 1. Teknik Sipil 2. Teknik Mesin 3. Teknik Elektro

Jalan Mayjend Haryono 193 Malang Jawa Timur 65144 Indonesia Telp. 0341 581734, 551932 ext.124 Faks. 0341 552249 e-mail: fak_teknik@unisma.ac.id Website: unisma.ac.id

LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI

**“Studi Alternatif Perencanaan Saluran Pengelak Pada Bendungan Bener
Kabupaten Purworejo”**

SKRIPSI

**Diajukan Sebagai Salah Satu Persyaratan Untuk Memperoleh Gelar
Strata Satu (S1) Teknik Sipil**

Disusun Oleh:

**Iman Hadi Ramadhani
NPM. 22001051049**

Diajukan dan disahkan Oleh,

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

**Dr. Ir. Hj. Eko Noerhavati, M.T.
NPP. 1890200012**

**Dr. Azizah Rokhmawati, ST., MT.
NPP. 209020003**

Mengetahui,

Dekan Fakultas Teknik

Ketua Prodi Teknik Sipil

**Dr. Ena Marlina, S.T., M.T.
NPP. 131703197632216**

**Dr. Azizah Rokhmawati, ST., MT.
NPP. 209020003**

UNISMA dari NU untuk Indonesia dan Perdaban Dunia



**UNIVERSITAS ISLAM MALANG
(U N I S M A)**

FAKULTAS TEKNIK

TERAKREDITASI

Program Studi : 1. Teknik Sipil 2. Teknik Mesin 3. Teknik Elektro

Jalan Mayjend Haryono 193 Malang Jawa Timur 65144 Indonesia Telp. 0341 581734, 551932 ext.124 Faks. 0341 552249 e-mail: fak_teknik@unisma.ac.id Website: unisma.ac.id

LEMBAR PENGESAHAN SKRIPSI

Nama : Iman Hadi Ramadhani
NPM : 22001051049
Program Studi : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Judul : **Studi Alternatif Perencanaan Saluran Pengelak Pada Bendungan Bener Kabupaten Purworejo**

Telah diperiksa dan disahkan pada tanggal : Agustus 2024

No	Dosen Pembimbing	Tanda Tangan
1	<u>Dr. Ir. Hj. Eko Noerhayati, M.T.</u> NPP. 1890200012	
2	<u>Dr. Azizah Rokhmawati, ST., MT.</u> NPP. 209020003	
No	Dosen Penguji	Tanda Tangan
1	<u>Ir. H. Warsito, MT.</u> NPP. 1900200014	
2	<u>Anita Rahmawati, S.ST., M.T.</u> NPP. 161308199032216	

Mengetahui,

Dekan Fakultas Teknik

Dr. Ena Marlina, S.T., M.T.
FAK. TENPP. 131703197632216

Ketua Prodi Teknik Sipil

Dr. Azizah Rokhmawati, ST., MT.
NPP. 209020003

UNISMA dari NU untuk Indonesia dan Peradaban Dunia



**UNIVERSITAS ISLAM MALANG
(U N I S M A)
FAKULTAS TEKNIK
TERAKREDITASI**

Program Studi : 1. Teknik Sipil 2. Teknik Mesin 3. Teknik Elektro

Jalan Mayjend Haryono 193 Malang Jawa Timur 65144 Indonesia Telp. 0341 581734, 551932 ext.124 Faks. 0341 552249 e-mail: fak_teknik@unisma.ac.id Website: unisma.ac.id

BERITA ACARA BIMBINGAN SKRIPSI

Nama : Iman Hadi Ramadhani
 NPM : 22001051049
 Program Studi : Teknik Sipil
 Fakultas : Teknik
 Judul : **Studi Alternatif Perencanaan Saluran Pengelak Pada Bendungan Bener Kabupaten Purworejo**

Pembimbing I : Dr. Ir. Hj. Eko Noerhayati, M.T.

KONSULTASI BIMBINGAN

NO	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
1	01-03-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tulisan sesuaikan panduan ▪ Daftar pustaka pakai zotero 	
2	02-03-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Daftar Pustaka ▪ Buat PPT 	
3	04-03-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ ACC Sempro 	
4	19-03-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Teori di Bab 2 agar dilengkapi ▪ Buat tabel penelitian terdahulu (5 tahun terakhir) 	
5	25-03-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Lanjutkan penelusuran banjir 	
6	01-04-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Lanjutkan 	
7	06-05-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tahapan perhitungan harus ditulis 	
8	21-05-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Keterangan pada gambar sesuaikan dengan perhitungan ▪ Refrensi PU ▪ Buat PPT ▪ Gambar detail 	

UNISMA dari NU untuk Indonesia dan Peradaban Dunia



**UNIVERSITAS ISLAM MALANG
(U N I S M A)
FAKULTAS TEKNIK
TERAKREDITASI**

Program Studi : 1. Teknik Sipil 2. Teknik Mesin 3. Teknik Elektro

Jalan Mayjend Haryono 193 Malang Jawa Timur 65144 Indonesia Telp. 0341 581734, 551932 ext.124 Faks. 0341 552249 e-mail: fak_teknik@unisma.ac.id Website: unisma.ac.id

9	02-07-2024	▪ ACC Semhas	
10	17-07-2024	▪ ACC Sidang	

Malang, Agustus 2024

Dekan Fakultas Teknik

Dosen Pembimbing I

Dr. Era Marlina, S.T., M.T.
NPP. 131703197632216

Dr. Ir. Hj. Eko Noerhayati, M.T
NPP. 1890200012





**UNIVERSITAS ISLAM MALANG
(U N I S M A)
FAKULTAS TEKNIK
TERAKREDITASI**

Program Studi : 1. Teknik Sipil 2. Teknik Mesin 3. Teknik Elektro

Jalan Mayjend Haryono 193 Malang Jawa Timur 65144 Indonesia Telp. 0341 581734, 551932 ext.124 Faks. 0341 552249 e-mail: fak_teknik@unisma.ac.id Website: unisma.ac.id









BERITA ACARA BIMBINGAN SKRIPSI

Nama : Iman Hadi Ramadhani
NPM : 22001051049
Program Studi : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Judul : **Studi Alternatif Perencanaan Saluran Pengelak Pada**

Bendungan Bener Kabupaten Purworejo

Pembimbing II : Dr. Azizah Rokhmawati, ST., MT.

KONSULTASI BIMBINGAN

NO	TANGGAL	KETERANGAN	TTD
1	27-02-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bab 1 latar belakang, identifikasi masalah, rumusan masalah ▪ Bab 2 nomor rumus, metode ▪ Bab 3 tahapan, bagan alir, layout 	
2	04-03-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Metode ▪ Peta layout ▪ Peta saluran pengelak 	
3	05-03-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Citasi ▪ Buat PPT 	
4	06-03-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pendahuluan ▪ Metodologi ▪ ACC Sempro 	
5	01-04-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Hidrograf banjir ▪ Grafik ▪ Penelusuran banjir 	
6	30-05-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Penulisan grafik perhitungan ▪ Layout 	
7	03-07-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Kesimpulan dicek ▪ Saran ▪ Layout saluran pengelak 	
8	04-07-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Dokumen lengkap ▪ Ringkasan/summary ▪ Buat PPT 	

UNISMA dari NU untuk Indonesia dan Peradaban Dunia



**UNIVERSITAS ISLAM MALANG
(U N I S M A)
FAKULTAS TEKNIK
TERAKREDITASI**

Program Studi : 1. Teknik Sipil 2. Teknik Mesin 3. Teknik Elektro

Jalan Mayjend Haryono 193 Malang Jawa Timur 65144 Indonesia Telp. 0341 581734, 551932 ext.124 Faks. 0341 552249 e-mail: fak_teknik@unisma.ac.id Website: unisma.ac.id

9	08-07-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pahami ▪ Persiapan semhas ▪ ACC Semhas 	L
10	17-07-2024	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Jurnal diperbaiki ▪ Flowchart ▪ Gambar detail ▪ Pahami materi ▪ ACC Sidang 	L

Malang, Agustus 2024

Dekan Fakultas Teknik

Dosen Pembimbing II

Dr. Ena Marlina, S.T., M.T.
NPP. 131703197632216

Dr. Azizah Rokhmawati, ST., MT.
NPP. 209020003





UNIVERSITAS ISLAM MALANG
(U N I S M A)
FAKULTAS TEKNIK
TERAKREDITASI

Program Studi : 1. Teknik Sipil 2. Teknik Mesin 3. Teknik Elektro

Jalan Mayjend Haryono 193 Malang Jawa Timur 65144 Indonesia Telp. 0341 581734, 551932 ext.124 Faks. 0341 552249 e-mail: fak_teknik@unisma.ac.id Website: unisma.ac.id

LEMBAR ORISINALITAS SKRIPSI

Yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Iman Hadi Ramadhani

NPM : 22001051049

Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan bahwa Skripsi/Tugas akhir yang berjudul :

**“Studi Alternatif Perencanaan Saluran Pengelak Pada Bendungan Bener
Kabupaten Purworejo”**

Merupakan karya tulis yang saya buat sendiri dan menurut keyakinan saya skripsi atau tugas akhir ini tidak mengandung bagian skripsi atau karya tulis yang pernah diterbitkan atau ditulis orang lain (jiplakkan), kecuali kutipan referensi yang dimuat dalam naskah skripsi atau tugas akhir ini.

Apabila kemudian hari pernyataan saya tidak benar maka saya sanggup menerima sanksi akademik apapun dari Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Malang.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Malang, Agustus 2024

Yang menyatakan,



Iman Hadi Ramadhani



MOTTO

“Setiap kali ilmuku bertambah, semakin aku merasa bertambah bodoh.”

(Imam Syafi’i)



PERSEMBAHAN

Puji syukur saya panjatkan atas kehadiran Allah SWT, yang telah memberikan rahmat dan nikmat kepada saya, alhamdulillah saya masih diberikan kesehatan, kesempatan dan ilmu yang bermanfaat sehingga saya dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan perasaan bahagia dan bangga. Sholawat serta salam semoga tetap tercurahkan kepada junjungan kita Nabi Muhammad SAW yang insyaallah memberikan syafa'at kepada ummatnya.

Dengan dukungan, motivasi, serta doa dari orang tercinta, penulis mempersembahkan karya tugas akhir ini sebagai bentuk terima kasih kepada ;

1. Papa Eko H Susanto dan Mama Andriani Kasih S.Pd yang telah mendoakan dan memberikan kasih sayang, dukungan baik materi, moril serta kesabaran yang luar biasa dalam setiap langkah hidup penulis.
2. Kepada adikku Evan H Arrochman semoga sehat dan sukses selalu.
3. Amanda Febiola Danu Garini yang senantiasa menemani dari awal perkuliahan hingga dapat berjuang menyelesaikan tugas akhir ini bersama-sama.
4. Sahabat-sahabat saya Muhammad ali, Akbar Azhari S.T., Jery Setiawan S.T., Mohammad Sofian S.T. terima kasih atas dukungan, bantuan, dan segalanya dalam proses penyusunan tugas akhir ini.
5. Teman-teman mahasiswa Teknik Sipil Universitas Islam Malang khususnya angkatan 2020 yang telah mendukung, memotivasi, dan membantu penulis selama proses kegiatan perkuliahan dan penyusunan tugas akhir ini, semoga kita semua sukses didunia dan diakhirat

Akhirnya penulis meyampaikan terima kasih sebesar-besarnya kepada semua pihak dan apabila ada nama-nama yang tidak disebutkan, penulis memohon maaf sebesar-besarnya. Semoga tugas akhir ini dapat memberikan manfaat baik bagi penulis maupun bagi pembaca.

RINGKASAN

Iman Hadi Ramadhani, 220.010.510.49 Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Islam Malang, Studi Alternatif Perencanaan Saluran Pengelak Pada Bendungan Bener Kabupaten Purworejo, Dosen Pembimbing: **Dr. Ir. Hj. Eko Noerhayati, M.T.** dan **Dr. Azizah Rokhmawati, S.T., M.T.**

Air merupakan salah satu kebutuhan pokok makhluk hidup di muka bumi, bagi manusia air sangat diperlukan bagi kehidupan sehari-hari. Sebagai salah satu kabupaten padat di Jawa Tengah, Kabupaten Purworejo juga memiliki permasalahan peningkatan jumlah kebutuhan air dan menurunnya ketersediaan air akibat perubahan iklim. Bendungan Bener yang akan dimanfaatkan antara lain untuk menjamin pemenuhan air irigasi untuk beberapa Daerah Irigasi (D.I) dan memenuhi kebutuhan air baku sebesar ± 800 lt/detik untuk kebutuhan puncak sampai tahun 2050 di Kabupaten Purworejo dan Kabupaten Kebumen. Sebelum dilaksanakan pembuatan bendungan, terlebih dahulu dibuat terowongan pengelak (*Diversions Tunnel*) yang berfungsi untuk mengalihkan, menampung aliran sungai sehingga dibagian hilir dari bendungan pengelak kering dan terbentuk ruang kerja untuk pelaksanaan konstruksi tubuh bendungan utama.

Saat ini terowongan pengelak yang dibangun pada bendungan Bener berbentuk tapal kuda. Tujuan dari penyusunan skripsi ini adalah memberikan alternatif perencanaan terowongan pengelak berbentuk lain yaitu lingkaran. Pada tahap awal perencanaan yaitu menganalisis hidrologi untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan Q2, Q5, Q10, dan Q25. Nilai debit Q25 akan digunakan sebagai acuan dalam penentuan dimensi terowongan. Selanjutnya melakukan analisis penelusuran banjir untuk mengetahui elevasi tampungan waduk tersebut, maka dapat dihitung penelusuran banjir untuk dimensi terowongan yang telah ditentukan meliputi hidrolika terowongan pengelak, beban yang bekerja pada terowongan pengelak serta stabilitas pada terowongan pengelak.

Diketahui debit banjir rancangan Q25 *Inflow* sebesar $291,08 \text{ m}^3/\text{det}$, *Outflow* sebesar $269,18 \text{ m}^3/\text{det}$ dengan elevasi $+236,32 \text{ m}$. Terowongan ini memiliki panjang 850 m , elevasi dasar *inlet* $+225,00 \text{ m}$ dan elevasi dasar *outlet* $+220,50 \text{ m}$. Terowongan pengelak ini direncanakan berbentuk lingkaran dengan diameter 5 m luasan $19,625 \text{ m}^2$ dan tebal terowongan 80 cm . Dari hasil analisis stabilitas pada batuan, didapatkan beban vertikal total sebesar $25,06 \text{ ton/m}^2$, sedangkan untuk beban ultimit (Qult) didapatkan sebesar $48,279 \text{ ton/m}^2$, jadi stabilitas pada terowongan dikatakan Aman.

Kata Kunci : Bendungan, Hidrologi, Terowongan Pengelak, Stabilitas Batuan

SUMMARY

Iman Hadi Ramadhani, 220.010.510.49 *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Univeristy of Islam Malang, Alternative Study of Diversion Tunnel Planning Reservoir Bener Regency of Purworejo Province Central Java, Supervisor: Dr. Ir. Hj. Eko Noerhayati, M.T. dan Dr. Azizah Rokhmawati, S.T., M.T.*

Water is one of the basic needs of the living creatures on the earth, for humans water is essential for day-to-day life. As one of the most dense districts in central Java, Purworejo district also has the problem of increasing water requirements and decreasing water availability due to climate change. The Bener dam will be used, among other things, to ensure irrigation water filling for some Irigation Districts (D.I.) and to meet raw water needs of ± 800 lt/second for peak needs by 2050 in Purworejo District and Kebumen District. Prior to the construction of the dam, a Diversion Tunnel was first constructed which served to shift, contain the flow of the river so that the remote part of the debris dried and formed a working space for the implementation of the construction body of the main dam.

Currently, it's a sliding tunnel that's built on a dungeon in the shape of a horseback. The purpose of the drafting of this script is to provide an alternative to the planning of the other shape of the sliding tunnel, the circle. In the initial phase of planning, the hydrological analysis to determine the size of the flood discharge plan Q_2 , Q_5 , Q_{10} , and Q_{25} will be used as a reference value in the determination of the tunnel dimensions. Subsequently, a flood tracking analysis will be carried out to find out the elevation of a reservoir's padding, and then it will be possible to calculate the flow tracking for the designated tunneling dimensions, including the hydraulics of the sliding tunnels, the workload on the sling tunnels and the stability in the diversion tunnels.

The known flood discharge of the project Q_{25} Inflow was $291.08 \text{ m}^3/\text{d}$, the outflow was $269.18 \text{ m}^3/\text{d}$ at an elevation of $+236.32 \text{ m}$. The tunnel has a length of 850 m , the base elevation of the inlet is $+225,00 \text{ m}$ and the bottom elevation is outlet $+220,50 \text{ m}$. It is designed to be a circular tunnel with a diameter of 5 meters and an area of $19,625 \text{ m}^2$ and a thickness of 80 cm . From the stability analysis of the rocks, the total vertical load of $25.06 \text{ tons}/\text{m}^2$ was obtained, whereas for the ultimate load (Q_{ult}) it was $48,279 \text{ tons}/\text{m}^2$, so stability in the tunnels was said to be safe.

Keywords : *Dam, Hydrology, Diversion Tunnel, Rock Stability*

KATA PENGANTAR

Ucapan syukur atas segala nikmat dan sehat yang telah diberikan dan memudahkan segala urusan sehingga tugas akhir (Skripsi) ini dapat terselesaikan dengan baik. Skripsi dengan judul “Studi Alternatif Perencanaan Saluran Pengelak Pada Bendungan Bener Kabupaten Purworejo”. Sholawat serta salam semoga tetap tercurahkan kepada Nabi Muhammad SAW. Atas segala bantuan, motivasi, saran beserta bimbingan dalam penyelesaian skripsi ini. Penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tak terhingga kepada yang terhormat:

1. Bapak Prof. Drs. H. Junaidi, M.Pd, Ph.D. sebagai rektor Universitas Islam Malang
2. Ibu Dr. Ena Marlina, S.T., M.T. selaku dekan fakultas Teknik Universitas Islam Malang
3. Ibu Dr. Azizah Rokhmawati, S.T., M.T. selaku ketua program studi teknik sipil Universitas Islam Malang.
4. Ibu Dr. Ir. Hj. Eko Noerhayati, M.T. selaku Dosen Pembimbing 1 yang selalu memberikan bimbingan, arahan serta saran terutama dalam proses penyusunan tugas akhir ini.
5. Ibu Dr. Azizah Rokhmawati, S.T., M.T selaku Dosen Pembimbing 2 yang selalu memberikan bimbingan, arahan serta saran terutama dalam proses penyusunan tugas akhir ini.
6. Ibu Anita Rachmawati, S.ST., M.T selaku sekretaris program studi teknik sipil Universitas Islam Malang
7. Seluruh dosen program studi Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu dan pengetahuannya selama perkuliahan berlangsung.
8. Kedua orang tua dan keluarga penulis yang telah mendoakan dan memberikan kasih sayang, dukungan baik materi, moril, serta kesabaran yang luar biasa dalam setiap langkah hidup penulis

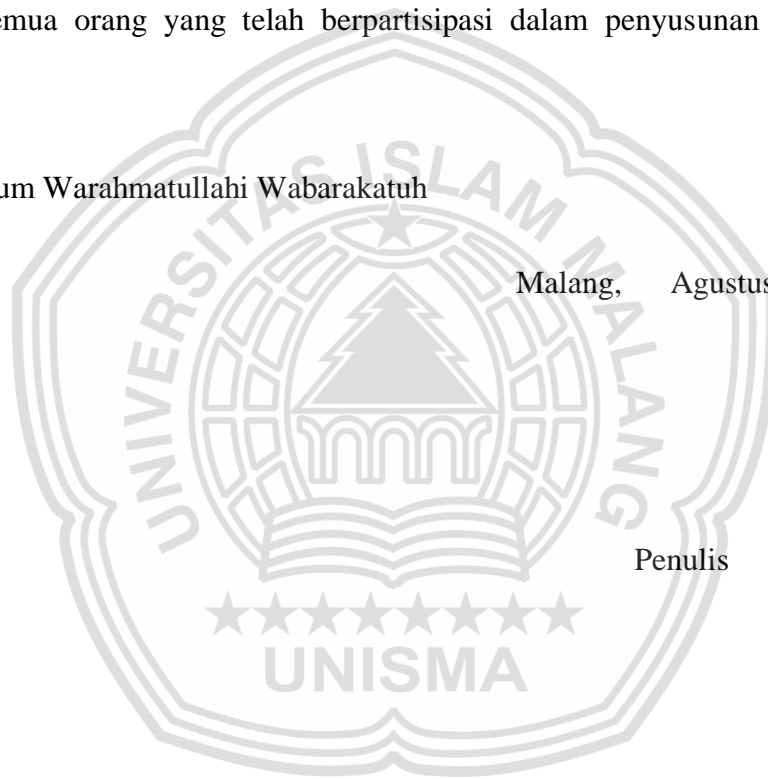
9. Balai Besar Wilayah Sungai (BBWS) Serayu Opak yang telah memberikan kesempatan kepada penulis untuk melakukan pengambilan data dalam proses penyusunan tugas akhir ini
10. Kepada semua pihak yang telah mendukung, memotivasi, dan membantu penulis selama proses kegiatan perkuliahan dan penyusunan tugas akhir ini.

Saran dan kritik yang bersifat membangun. Penulis harapan guna perbaikan dan kesempurnaan skripsi ini. Penulis mengharapkan semoga karya ini dapat memberi manfaat bagi semua orang yang telah berpartisipasi dalam penyusunan skripsi ini. Aamiin.

Wassalamualaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Malang, Agustus 2024

Penulis

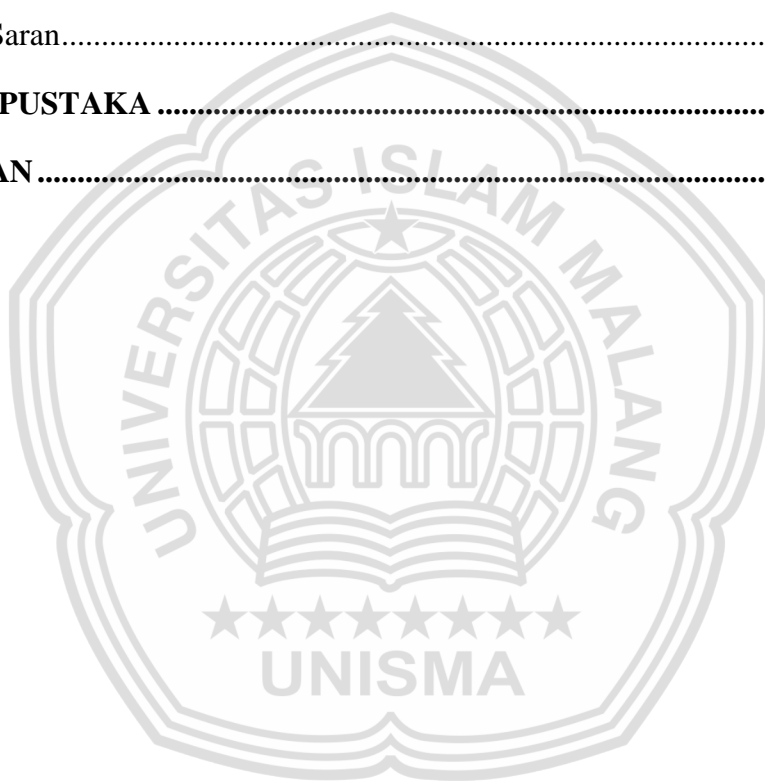


DAFTAR ISI

SAMPUL	
MOTTO.....	i
PERSEMBAHAN	ix
KATA PENGANTAR	xii
DAFTAR ISI	xiv
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR GAMBAR	xix
BAB I PENDAHULUAN	20
1.1 Latar belakang	20
1.2 Identifikasi masalah	22
1.3 Batasan masalah	23
1.4 Rumusan masalah.....	23
1.5 Tujuan	23
1.6 Manfaat	23
1.7 Lingkup pembahasan	24
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	25
2.1 Bendungan.....	25
2.2 Terowongan Pengelak (Diversion Tunnel)	26
2.3 Analisa Hidrologi.....	26
2.3.1 Uji Konsistensi Data.....	27
2.3.2 Curah Hujan Rerata Harian Maksimum	28
2.3.3 Analisa Curah Hujan Rancangan.....	32
2.3.4 Uji kesesuaian Distribusi	37
2.3.5 Aliran Dasar (<i>Base Flow</i>)	39
2.3.6 Koefisien Pengaliran	40
2.3.7 Distribusi Hujan Jam-jaman	40

2.3.8	Debit Banjir Rancangan	41
2.4	Penelusuran Banjir	44
2.4.1	Perencanaan Dimensi Terowongan Pengelak	44
2.4.2	Lengkung Kapasitas Waduk.....	44
2.4.3	Analisa Hidrolika Terowongan Pengelak.....	45
2.5	Teori Pembebanan Terzaghi	49
2.5.1	Klasifikasi Batuan	49
2.5.2	Macam – macam Pembebanan	50
2.5.3	Perhitungan Pembebanan Batuan	51
2.6	Stabilitas Terowongan Pada Pondasi Batuan.....	53
2.7	Penelitian Terdahulu	55
BAB III METODOLOGI PENELITIAN.....		58
3.1	Lokasi.....	58
3.2	Tahapan Penyelesaian	59
3.3	Bagan Alir (<i>Flow Chart</i>).....	62
BAB IV PEMBAHASAN.....		63
4.1	Analisa Hidrologi.....	63
4.1.1	Uji Konsistensi Data Curah Hujan dengan Metode RAPS.....	63
4.1.2	Data Curah Hujan.....	65
4.1.3	Analisa Curah Hujan Rancangan.....	65
4.1.4	Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi	67
4.1.5	Aliran Dasar (<i>Base Flow</i>).....	71
4.1.6	Koefisien Pengaliran	71
4.1.7	Distribusi Hujan Jam-jaman.....	72
4.1.8	Debit Banjir Rancangan	73
4.2	Penelusuran Banjir	84
4.2.1	Data Teknis Perencanaan	84

4.2.2	Penentuan Dimensi Terowongan.....	84
4.2.3	Analisis Kapasitas Tampung Waduk.....	85
4.2.4	Hidrolika Terowongan Pengelak.....	87
4.3	Perhitungan Pembebanan.....	96
4.4	Stabilitas Terowongan Pada Batuan.....	102
4.5	Goal Result.....	103
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN		105
5.1	Kesimpulan	105
5.2	Saran.....	105
DAFTAR PUSTAKA		106
LAMPIRAN		108



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Nilai $Q/n^{0,5}$ dan $R/n^{0,5}$	28
Tabel 2. 2 Syarat Pemilihan Metode Frekuensi.....	33
Tabel 2. 3 Hubungan Reduksi Rata-rata (Y_n) dan Reduksi Standar Deviasi (S_n) dengan jumlah data (n)	34
Tabel 2. 4 Nilai K untuk Distribusi Log Person Type III.....	36
Tabel 2. 5 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi Square	38
Tabel 2. 6 Nilai Kritis untuk Uji Smirnov Kolmogorov.....	39
Tabel 2. 7 Koefisien Pengaliran (oleh Monobe).....	40
Tabel 2. 8 Kriteria Pemilihan Kala Ulang Banjir Rancangan	44
Tabel 2. 9 Klasifikasi Massa Batuan menurut Terzaghi.....	49
Tabel 2. 10 Nilai Faktor Daya Dukung Tanah Terzaghi	54
Tabel 4. 1 Uji Konsistensi Data Curah Hujan Dengan Metode RAPS.....	64
Tabel 4. 2 Nilai $Q/n^{0,5}$ dan $R/n^{0,5}$	65
Tabel 4. 3 Perhitungan Statistik Log Person Type III	66
Tabel 4. 4 Perhitungan Curah Hujan Rancangan Log Person Type III.....	67
Tabel 4. 5 Nilai Batas Minimum dan Maksimum Untuk Distribusi Log Person Type III	68
Tabel 4. 6 Perhitungan Nilai X^2 Untuk distribusi Log Person Type III.....	68
Tabel 4. 7 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov terhadap Metode Log Person Type III	69
Tabel 4. 8 Tabel Karakteristik DAS Bogowonto.....	71
Tabel 4. 9 Rasio Sebaran Hujan	72
Tabel 4. 10 Perhitungan Hujan Efektif Jam-jaman	73
Tabel 4. 11 Parameter HSS Nakayasu	74
Tabel 4. 12 Ordinat HSS Nakayasu	76
Tabel 4. 13 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 2 tahun HSS Nakayasu	78
Tabel 4. 14 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 5 tahun HSS Nakayasu	79
Tabel 4. 15 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 10 tahun HSS Nakayasu	81
Tabel 4. 16 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 tahun HSS Nakayasu	82
Tabel 4. 17 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu ..	83
Tabel 4. 18 Data Kapasitas Tampung Waduk Bener	85

Tabel 4. 19 Kapasitas Pengaliran saat kondisi Aliran Bebas $h < 1,2$	90
Tabel 4. 20 Kapasitas Pengaliran Saat Kondisi Aliran Tekan	91
Tabel 4. 21 Hubungan antara H, Q, Psi, Phi Terowongan Pengelak $D = 5$ m.....	93
Tabel 4. 22 Perhitungan Elevasi Muka Air Maksimum dan Outflow Maksimum yang melalui Terowongan Pengelak	94
Tabel 4. 23 Tabel Goal Result	103



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Polygon Thiessen	30
Gambar 2. 2 Metode Isohyet.....	31
Gambar 2. 3 Hidrograf satuan sintetis Nakayasu	43
Gambar 2. 4 Kurva kapasitas Tampungan Waduk	45
Gambar 2. 5 Diagram Pembebanan Terowongan	51
Gambar 3. 1 Peta Lokasi Studi.....	58
Gambar 3. 2 Peta DAS Bogowonto	60
Gambar 4. 1 Grafik Ordinat HSS Nakayasu.....	78
Gambar 4. 2 Grafik Hidrograf Banjir Rancangan HSS Nakayasu	84
Gambar 4. 3 Kurva Lengkung Kapasitas Waduk	86
Gambar 4. 4 Kondisi Perhitungan Aliran Bebas.....	87
Gambar 4. 5 Hubungan H dan Q Diameter Terowongan Pengelak.....	92
Gambar 4. 6 Grafik Hubungan Q inflow dan Q outlow yang melalui Terowongan Pengelak.....	95
Gambar 4. 7 Potongan Melintang Terowongan Lingkaran	96
Gambar 4. 8 Tekanan Batuan vertikal	97
Gambar 4. 9 Tekanan air Vertikal	98
Gambar 4. 10 Tekanan Air Dalam terowongan.....	99
Gambar 4. 11 Tekanan batuan horizontal.....	100
Gambar 4. 12 Tekanan Batuan Horizontal Kondisi Gempa	101
Gambar 4. 13 Tekanan Uplift	102

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar belakang

Air merupakan salah satu kebutuhan pokok makhluk hidup di muka bumi, bagi manusia air sangat diperlukan bagi kehidupan sehari-hari (Rokhmawati and Rahmawati 2022). Penggunaan air bersih sangat penting untuk konsumsi Domestik maupun Non-domestik. Pentingnya kebutuhan akan air bersih, maka penyediaan air bersih menjadi perhatian khusus di setiap negara dunia, tak terkecuali di Indonesia (Arrosyid, Noerhayati, and Rahmawati 2023).

Dewasa ini telah terjadi ketidakseimbangan antara ketersediaan air dengan kebutuhan di bidang pelayanan air. Ketersediaan akan air semakin hari semakin menurun sementara kebutuhan akan air semakin meningkat. Berdasarkan data dari Direktorat Pengairan dan Irigasi tahun 2003 sudah terjadi defisit air. Defisit air ini diperkirakan akan semakin tinggi pada tahun 2020, dimana jumlah penduduk dan aktivitas perekonomian meningkat secara signifikan (Noerhayati 2020). Sebagai salah satu kabupaten padat di Jawa Tengah, Kabupaten Purworejo juga memiliki permasalahan peningkatan jumlah kebutuhan air dan menurunnya ketersediaan air akibat perubahan iklim. Meskipun jumlah air di bumi selalu tetap, namun kualitas air mengalami perubahan seiring dengan pertumbuhan jumlah populasi manusia dan aktivitas yang mengiringinya. Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat melalui Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak memiliki program untuk membangun beberapa bendung dan bendungan, salah satunya Bendungan Bener yang akan dimanfaatkan antara lain untuk menjamin pemenuhan air irigasi untuk beberapa Daerah Irigasi (D.I) dan memenuhi kebutuhan air baku sebesar ± 800 lt/detik untuk kebutuhan puncak sampai tahun 2050 di Kabupaten Purworejo dan Kabupaten Kebumen (BBWS Serayu Opak 2018).

Seiring dengan kemajuan teknologi dan metode konstruksi yang bertambah baik dan efisien terbukalah kini kemungkinan untuk merencanakan dan membangun sebuah bendungan dengan ketinggian yang beragam (Renaldi, Noerhayati, and Rokhmawati 2022). Bendungan Bener dibangun dengan kapasitas tampung 92 juta m³, yang memiliki manfaat sebagai sumber air baku sebesar 1.500 liter/detik untuk 3 Kabupaten, yakni Purworejo, Kebumen dan Kulon Progo. Bendungan ini menahan aliran air dari sungai Bogowonto yang memiliki luas DAS (Daerah Aliran Sungai) 607 km² dengan panjang sungai ± 57 km. Bendungan Bener dibangun menggunakan tipe urugan zonal dengan inti

tengah yang direncanakan dapat mengaliri lahan irigasi seluas 15.519 hektare di Kabupaten Purworejo dan Kabupaten Kulon Progo, serta menghasilkan listrik dari pembangkit listrik mikro hidro sebesar 10 MW. Bendungan Bener juga mempunyai potensi mereduksi debit banjir dari 548 m³/detik menjadi 178 m³/detik pada banjir kala ulang 25 tahun (Q25). Selain itu fungsi lainnya seperti perikanan, pariwisata, dan konservasi DAS Bogowonto di bagian hulu (Kementrian PUPR 2023).

Konstruksi pembangunan bendungan perlu memperhatikan area pembebasan konstruksi dari gangguan air. Terowongan pengelak merupakan bangunan yang digunakan untuk mengalihkan air dalam proses pembangunan suatu awal konstruksi bendungan yang pada akhir konstruksi bangunan ini akan dijadikan sebagai bangunan intake (Nurlailin, Noerhayati, and Rokhmawati 2021). Terowongan pengelak dibangun pada tahap awal sebelum pembangunan Bendungan Utama yang berfungsi mengelakkan aliran air sungai dari hulu ke hilir bendungan untuk melindungi daerah pelaksanaan bendungan dari pengaruh aliran air agar tidak terganggu. Aliran tersebut bisa berupa debit sungai atau debit air lainnya (Firmanto, Noerhayati, and Suprpto 2020).

Bendungan Bener dibangun di bawah kendali Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak dan direncanakan oleh PT. Indra Karya. Lokasi conduit pengelak terletak pada sisi tebing sandaran kanan berdasarkan pertimbangan kondisi topografi dan geologi. Terowongan pengelak dibangun pada tahap awal sebelum pembangunan Bangunan Utama (Maindam) yang berfungsi mengelakkan aliran air sungai dari hulu ke hilir bendungan untuk melindungi daerah pelaksanaan bendungan dari pengaruh aliran air agar tidak terganggu. Aliran tersebut bisa berupa debit sungai atau debit air lainnya. Bangunan pengelak dibuat karena merupakan bangunan penunjang yang sangat berpengaruh nantinya dalam sebuah bendungan. Aliran air sungai yang asli harus dialihkn melalui terowongan pengelak agar pembangunan bendungan mudah dan cepat terselesaikan. Saluran pengelak disini direncanakan dengan bentuk terowongan pengelak dan nantinya akan dijadikan bangunan pengambilan (Intake).

Pembangunan bangunan pengelak sangat dibutuhkan untuk menampung kapasitas air sementara dan mengalihkan aliran sungai Bogowonto dari lokasi pembangunan Bendungan Utama. Terowongan pengelak di Bendungan Bener dirancang dengan bentuk tapal kuda dengan panjang terowongan 935,8m dan dengan diameter 7m. Tujuan dari perencanaan ini adalah untuk merencanakan dimensi alternatif terowongan pengelak Bendungan Bener dengan penampang berbentuk lingkaran.

Perencanaan alternatif sangat diperlukan karena beberapa alasan, antara lain terdapat ketidakpastian dalam proyek konstruksi dan pengembangan infrastruktur. Dengan memiliki beberapa alternatif perencanaan, tim proyek dapat mengurangi resiko yang terkait dengan faktor-faktor seperti kondisi geologi yang tidak terduga, perubahan peraturan, atau masalah keuangan. Contoh kasus yang saya mengerti adalah konstruksi Terowongan pengelak pada pembangunan bendungan Jragung di Kabupaten Semarang. Awal mula pada desain perencanaan, terowongan pengelak direncanakan menggunakan dimensi dan bentuk tapal kuda, namun ternyata pada saat pelaksanaan konstruksi, bentuk tapal kuda tidak mampu menahan tanah di atasnya karena sifat tanah yang banyak mengandung clay atau lempung sehingga mudah terjadi kelongsoran tanah. Hal itu menyebabkan BBWS Pemali Juana selaku owner, memutuskan untuk menggunakan dimensi dan bentuk lain yang lebih kuat untuk menahan tanah clay di atasnya. Akhirnya konstruksi terowongan pengelak menggunakan bentuk Persegi yang dibuat dengan tulangan baja WF (komposit) sehingga memiliki kekuatan struktur lebih kuat dari pada bentuk Tapal kuda. Tak hanya itu, Bentuk lingkaran juga baik untuk terowongan dengan tinggi tekan hidrolis atau tinggi tekan tanah di atasnya. Serta perbandingan nilai tekanan vertikal yang bekerja lebih besar pada dimensi tapal kuda dibanding dimensi lingkaran (Karyanto 2005).

1.2 Identifikasi masalah

Dari latar belakang yang dijelaskan di dapatkan beberapa identifikasi masalah sebagai berikut :

1. Petani sering kekurangan air pada musim kemarau akibat kecilnya intensitas hujan di D.I Bogowonto
2. Debit aliran sungai harus dialihkan selama pembangunan bangunan utama (*Maindam*).
3. Perencanaan alternatif ini merencanakan Terowongan pengelak bentuk lingkaran.
4. Pengelak yang dibangun pada bendungan benar akan meminimalisir kemungkinan dari kerusakan akibat banjir, meluapnya muka air sungai pada hasil konstruksi yang sedang dikerjakan pada jumlah minimum juga.

1.3 Batasan masalah

Penulis membatasi beberapa batasan masalah agar penyusunan skripsi yang di bahas lebih fokus, diantaranya :

1. Tidak membahas RAB.
2. Tidak menghitung Struktur Terowongan
3. Hanya membahas Terowongan Pengelak
4. Tidak membahas tahapan konstruksi Terowongan Pengelak

1.4 Rumusan masalah

Berdasarkan batasan masalah yang telah dibuat tentunya dapat terdapat permasalahan yang akan di bahas, diantaranya yaitu :

1. Berapa debit banjir rancangan dengan kala ulang 25 tahun?
2. Berapa dimensi terowongan pengelak pada bendungan Bener?
3. Bagaimana stabilitas terowongan pengelak pada batuan di bendungan Bener?

1.5 Tujuan

Tujuan dari penelitian tersebut yaitu :

1. Untuk mengetahui debit banjir rancangan dengan kala ulang 25 tahun.
2. Untuk mengetahui dimensi terowongan pengelak pada bendungan Bener.
3. Untuk mengetahui stabilitas terowongan pengelak pada batuan di bendungan Bener.
4. Untuk mengetahui dimensi tulangan terowongan pengelak pada bendungan Bener.

1.6 Manfaat

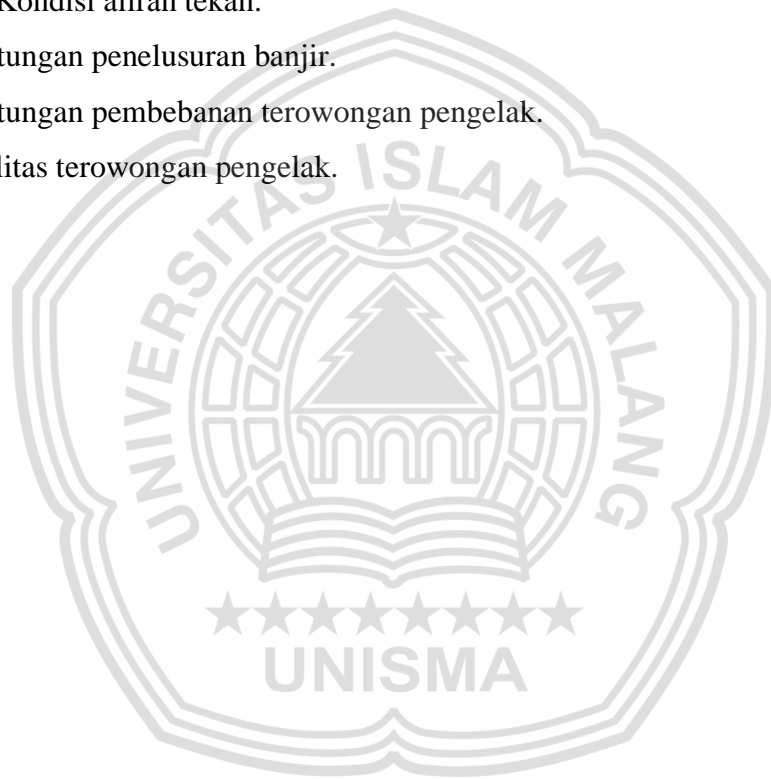
Manfaat yang diharapkan dari penelitian ini yaitu

1. Sebagai bahan pertimbangan dalam merencanakan terowongan pengelak pada instansi tersebut.
2. Sebagai bahan acuan atau referensi dalam merencanakan terowongan pengelak bagi mahasiswa lainnya.

1.7 Lingkup pembahasan

Pembahasan pada studi ini dititik beratkan pada :

1. Analisa hidrologi.
 - 1.1. Perhitungan curah hujan rerata daerah.
 - 1.2. Perhitungan curah hujan rancangan.
 - 1.3. Perhitungan uji kesesuaian distribusi.
 - 1.4. Perhitungan debit banjir rancangan Q_{25} .
2. Analisa hidrolika terowongan pengelak.
 - 2.1. Kondisi aliran bebas.
 - 2.2. Kondisi aliran tekan.
3. Perhitungan penelusuran banjir.
4. Perhitungan pembebanan terowongan pengelak.
5. Stabilitas terowongan pengelak.



BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Bendungan

Bendungan adalah bangunan air yang dibangun secara melintang sungai, sedemikian rupa agar permukaan air sungai disekitarnya naik sampai ketinggian tertentu, sehingga air sungai tadi dapat dialirkan melalui pintu sadap ke saluran-saluran pembagi kemudian hingga ke lahan-lahan pertanian

Bendungan terdiri dari beberapa bangunan penunjang diantaranya bangunan pengelak (*cofferdam*), bangunan pelimpah (*spillway*), bangunan pembilas/penguras, bangunan pengambilan (*intake*), *river diversion* (terdiri dari 2 jenis yaitu saluran pengelak dan terowongan pengelak), saluran pembuang (*outlet*). Terowongan pengelak merupakan bangunan penunjang yang sangat penting, karena terowongan pengelak merupakan bangunan yang dibangun pada tahap awal sebelum konstruksi bangunan utama.

Bendungan adalah sebuah bangunan yang dibangun melintang pada badan sungai dengan perhitungan-perhitungan kekuatan tertentu untuk mendapatkan efek berupa tampungan yang dinamakan waduk. Pada hakikatnya, bendungan merupakan suatu bangunan yang dibangun dengan tujuan untuk memenuhi kebutuhan air manusia akan sumber daya air, baik untuk kebutuhan air irigasi, air baku, industri, kebutuhan rumah tangga serta dapat menjadi pengendali banjir.

Pelaksanaan pengelakan mengacu pada Metode Pengontrolan Sungai Selama Pelaksanaan Konstruksi Bendungan, SNI 03-6456-1.2000 bagian 1, Pengendalian Sungai Selama Pelaksanaan Konstruksi Bangunan dan Bagian 2, penutupan alur sungai dan pembuatan Bangunan Pengelak. Beberapa jenis pengelak sungai yang lazim adalah sebagai berikut (Gina 2017)

- Pengelakan seluruh lebar sungai dengan kombinasi bendungan pengelak (*cofferdam*) dan saluran tertutup berupa konduit atau terowongan pengelak/*diversion tunnel*.
- Pengelakan dengan saluran terbuka/*diversion channel*
- Pengelakan pada sebagian lebar sungai dengan dilindungi dengan bendungan pengelak (*cofferdam*) dan membiarkan bagian sungai yang lain untuk melewatkan air.

2.2 Terowongan Pengelak (Diversion Tunnel)

Terowongan pengelak merupakan bagian dari bendungan yang berfungsi untuk mengelakkan aliran air dari hulu ke hilir sementara tubuh bendungan dalam proses pengerjaan. Selain sebagai pemindah aliran sungai, saat operasional bendungan, terowongan digunakan sebagai bangunan outlet PLTM di Bendungan Bener.

Saluran pengelak dan bendungan pengelak merupakan dua komponen penting dalam sistem pengelak banjir dalam periode pelaksanaan konstruksi suatu bendungan, maka keduanya mempunyai hubungan timbal balik yang sangat erat. Sistem pengelak banjir dengan komponen utama berupa saluran pengelak dan bendungan pengelak direncanakan sedemikian rupa, sehingga dapat mengalirkan debit banjir yang mungkin terjadi dalam periode pelaksanaan konstruksi suatu bendungan dan agar dapat dihindarkan kemungkinan-kemungkinan terjadinya limpasan di atas mercu bendungan pengelak yang dapat menyebabkan genangan-genangan pada daerah pembangunan tubuh bendungan yang sedang dikerjakan.

Bangunan pengelak pada bendungan dibangun melintang sungai dengan mempertimbangkan aliran air sungai di sekitar selama masa konstruksi. Masalah yang terjadi dalam pengelakan aliran air sungai disebabkan dari potensi besarnya debit banjir aliran sungai. Pembangunan bangunan pengelak yang memakan waktu lama dapat menyebabkan terlambatnya pembangunan konstruksi bendungan. Masalah seperti ini sudah pasti terjadi diberbagai bendungan kecuali bendungan yang saluran pengelaknya di luar aliran sungai. Agar bendungan dapat dinilai ekonomis dan tepat, maka perencanaan pengelakan harus tepat waktu karena sangat berpengaruh dalam pembangunan bangunan utama. Faktor-faktor terpenting yang akan menentukan karakteristik hidrolika suatu saluran pengelak yaitu :

1. Karakteristik aliran.
2. Besar dan frekuensi banjir yang terjadi.
3. Metode pengelakan air.
4. Spesifikasi yang diinginkan

2.3 Analisa Hidrologi

Analisis data hidrologi bermaksud untuk memperoleh besarnya debit banjir rencana. Debit banjir rencana merupakan debit maksimum rencana di sungai atau saluran alamiah dengan periode ulang tertentu yang dapat dialirkan tanpa membahayakan

lingkungan sekitar dan stabilitas sungai. Dari data hidrologi tersebut hanya dapat diukur satu kali dan nilainya tidak akan sama atau tidak akan terjadi lagi pada waktu yang berbeda sesuai dengan fenomena pada saat pengukuran nilai tersebut dilaksanakan (Soewarno 1995).

2.3.1 Uji Konsistensi Data

Uji konsistensi data dimaksudkan untuk mengetahui kebenaran data lapangan yang tidak dipengaruhi oleh kesalahan pada saat pengiriman atau saat pengukuran, data tersebut harus betul-betul menggambarkan fenomena hidrologi seperti keadaan sebenarnya dilapangan. Dengan kata lain data hidrologi tersebut tidak konsisten apabila terdapat perbedaan antara nilai pengukuran dan nilai sebenarnya (Soewarno 1995).

Uji konsistensi yang dilakukan adalah dengan metode RAPS (Rescaled Adjusted Partial Sums). Cara ini dilakukan dengan cara menghitung nilai kumulatif penyimpangannya terhadap nilai rata-rata (mean) dengan persamaan berikut:

$$S^*_0 = 0 \quad (2-1)$$

$$S^*_k = \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y}) \quad (2-2)$$

Dengan

$$K = 1, 2, 3, \dots, n$$

$$S^{**K} = \frac{S^*_K}{D_y}$$

$$D_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y})^2}{n}$$

Pengujian dengan menggunakan data dari stasiun itu sendiri yaitu pengujian dengan kumulatif penyimpangan terhadap nilai rata-rata dibagi dengan akar komulatif rerata penyimpangan kuadrat terhadap nilai reratanya, lebih jelas lagi bisa dilihat pada rumus, nilai statistik Q dan R

Nilai statistik Q dan R

$$Q = \max |S^{**k}| \text{ untuk } 0 \leq k \leq n$$

$$R = \max S^{**k} - \min S^{**k}$$

Dengan :

$$S^*_0 = \text{simpangan awal}$$

- S^*K = simpangan mutlak
 S^{**k} = nilai konsistensi data
 N = jumlah data
 Dy = simpangan rata-rata
 Q = nilai statistik Q untuk $0 \leq k \leq n$
 R = nilai statistik (range)

Dengan melihat nilai statistik diatas maka dapat dicari nilai Q/\sqrt{n} dan R/\sqrt{n} . Hasil yang didapat dibandingkan dengan hasil Q/\sqrt{n} syarat dan R/\sqrt{n} syarat, jika lebih kecil maka data masih dalam batasan konsisten

Tabel 2. 1 Nilai $Q/n^{0,5}$ dan $R/n^{0,5}$

N	$Q/n^{0,5}$			$R/n^{0,5}$		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30.00	1,12	1,24	1,46	1,4	1,5	1,7
40.00	1,13	1,26	1,5	1,42	1,53	1,74
50.00	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100.00	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,86
~	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber: Soewarno, 1995

2.3.2 Curah Hujan Rerata Harian Maksimum

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata daerah uang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan daerah yang dinyatakan dalam militer (Soemarto 1999).

Terdapat 3 macam metode untuk menentukan besarnya curah hujan rata-rata didaerah tertentu dari beberapa titik stasuiun hujan, yaitu:

1. Metode rata-rata Aljabar
2. Metode polygon Thiesen
3. Metode Isohyet

2.3.2.1 Metode Aljabar (*Aritmatic Mean*)

Metode rata-rata hitung aljabar merupakan metode paling sederhana dalam menghitung curah hujan daerah, metode ini digunakan untuk kawasan dengan topografi datar, alat penakar tersebar dengan merata hampir merata, dan nilai individual curah hujan tidak terlalu jauh dari nilai rata-ratanya (Sosrodarsono and Takeda 2003).

$$\bar{R} = \frac{1}{2}(R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n) \quad (2-3)$$

Dengan :

\bar{R} = curah hujan daerah

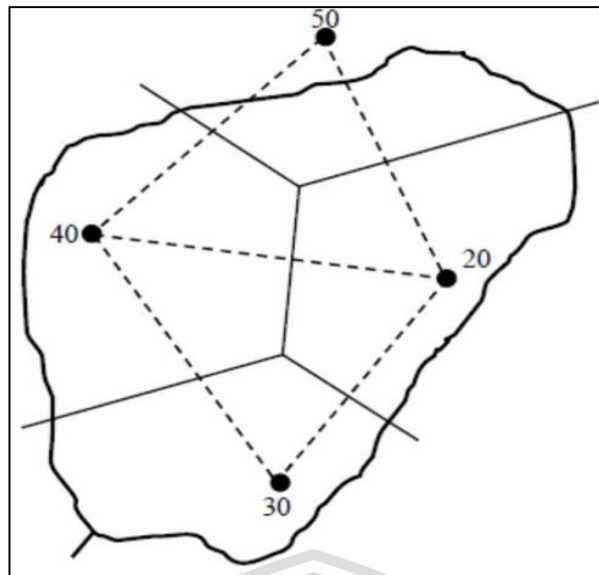
n = jumlah titik-titik pengamatan

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap pengamatan dan n adalah jumlah titik-titik Pengamatan

2.3.2.2 Metode Polygon Thiessen

Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh pos penakar hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Metode ini telah memberikan bobot tertentu kepada masing-masing stasiun sebagai fungsi jarak stasiun hujan. Prosedur perhitungan Metode Polygon Thiessen :

1. Menggambar stasiun hujan pada peta daerah yang ditinjau.
2. Menggambar garis lurus penghubung antar stasiun, hingga didapat bentuk segitiga.
3. Membuat garis berat tiap segitiga, sehingga saling bertemu dan terbentuk segitiga.
4. Mengukur tiap bagian luas yang telah dibagi.
5. Mengalikan luas tiap polygon dengan tinggi hujannya.
6. Menjumlahkan hasil dari poin 5 pada tiap-tiap polygon
7. Membagi hasil poin 6 dengan luas total daerah yang ditinjau.



Gambar 2. 1 Polygon Thiessen
Sumber : Soemarto (1987)

Metode Poligon Thiessen dihitung dengan rumus :

$$d = \frac{A_1d_1 + A_2d_2 + \dots + A_nd_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2-4)$$

dimana :

d = tinggi curah hujan rata-rata daerah (DAS) (mm)

A = luas DAS (km²)

d_1, d_2, \dots, d_n = tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2, ..., n

A_1, A_2, \dots, A_n = luas daerah pengaruh pos 1, 2, ..., n

n = banyaknya pos penakar

Rumus Koefisien Thiessen :

$$C_i = \frac{A_i}{A_{total}} \quad (2-5)$$

dimana :

C_i = nilai koefisien thiessen (%)

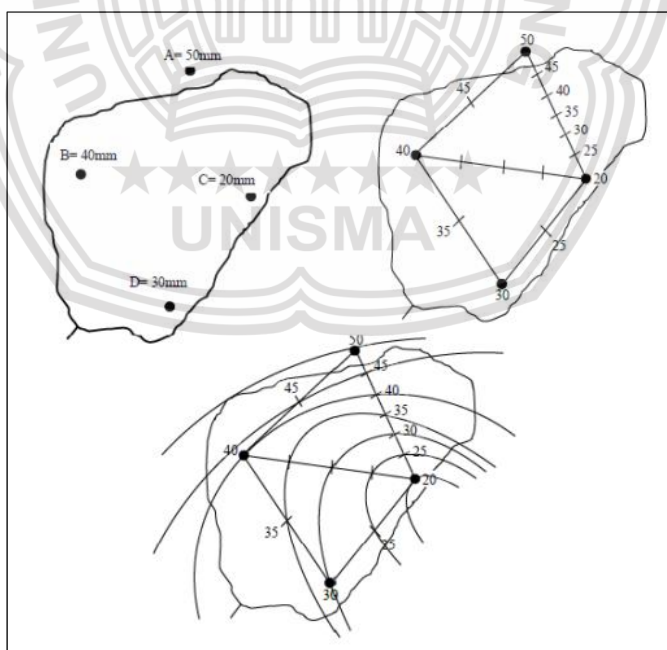
A_i = luas daerah tangkapan pos penakar (km²)

A_{total} = luas total daerah tangkapan (km²)

2.3.2.3 Metode Isohyet

Isohyet merupakan garis yang menghubungkan titik-titik dengan tinggi atau kedalaman hujan yang sama. Kesulitan dari penggunaan metode ini adalah jika jumlah stasiun di dalam dan sekitar DAS terlalu sedikit. Hal tersebut akan mengakibatkan kesulitan dalam menginterpolasi. Jadi isohyet adalah cara dengan garis yang menghubungkan daerah-daerah yang mempunyai tinggi hujan yang sama. Prosedur perhitungan Metode Isohyet adalah sebagai berikut:

1. Menggambar lokasi stasiun hujan dan ketinggian hujan pada peta.
2. Dari nilai ketinggian hujan pada stasiun yang berdampingan dibuat interpolasi dengan pertambahan nilai yang ditetapkan.
3. Dibuat kurva yang menghubungkan titik-titik interpolasi yang mempunyai ketinggian hujan yang sama. Ketelitian bergantung pada pembuatan garis isohyet dan intervalnya.
4. Mengukur luas daerah antara 2 isohyet yang berurutan dan kemudian dikalikan dengan nilai rerata dari nilai ketinggian hujan pada dua garis isohyet tersebut.
5. Jumlah hitungan pada butir 4 untuk semua garis isohyet dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan ketinggian hujan rerata daerah tersebut.



Gambar 2. 2 Metode Isohyet
Sumber : Soemarto (1987)

Metode isohyet dihitung dengan rumus :

$$d = \frac{A_1 \frac{d_0+d_1}{2} + A_2 \frac{d_1+d_2}{2} + \dots + A_n \frac{d_n+d_{n+1}}{2}}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2-6)$$

dimana :

d = tinggi curah hujan rata-rata daerah (DAS)

A = luas DAS (km²)

d_0, d_1, \dots, d_n = curah hujan pada isohyet 1, 2, ..., n

A_1, A_2, \dots, A_n = luas areal yang dibatasi oleh isohyet

n = banyaknya pos penakar

Penentuan atau pemilihan metode curah hujan daerah dapat dipertimbangkan dari parameter luas daerah tinjauan yaitu (Sosrodarsono, S & Takeda, K, 2003) :

1. Untuk daerah yang ditinjau dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil dapat diwakili oleh sebuah stasiun pengamatan.
2. Untuk daerah yang ditinjau dengan luas 250-50.000 ha yang memiliki 2 atau 3 stasiun pengamatan, maka dapat digunakan metode rata-rata aljabar.
3. Untuk daerah yang ditinjau dengan luas 120.000-500.000 ha yang memiliki beberapa stasiun pengamatan tersebar cukup merata dimana curah hujannya tidak terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi maka dapat menggunakan metode rata-rata aljabar, namun jika stasiun pengamatan tersebar tidak merata maka dapat menggunakan metode Poligon Thiessen.
4. Untuk daerah yang ditinjau luasnya lebih dari 500.000 ha dapat menggunakan metode Isohyet.

2.3.3 Analisa Curah Hujan Rancangan

Curah hujan terbesar tahunan dengan peluang tertentu yang memungkinkan terjadi di daerah tersebut curah hujan rancangan. Metode yang digunakan untuk menghitung besarnya curah hujan rancangan yaitu:

1. Metode Gumbel
 - = $C_s > 1,1395$
 - = $C_k > 5,4$

- 2. Metode Log Person type III = tidak ada batasan
- 3. Metode Normal = $-0,05 < C_s < 0,05$
= $2,7 < C_k < 3,3$

Pemilihan metode yang digunakan tergantung pada nilai koefisien kepencengan (C_s) dan koefisien kurtois (C_k) sebagai berikut:

$$C_s = \frac{n \sum_{i=0}^i (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(s)^3} \quad (2-7)$$

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=0}^i (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(s)^4} \quad (2-8)$$

Tabel 2. 2 Syarat Pemilihan Metode Frekuensi

Metode	C_k	C_s
Gumbel	54,002	54,002
Normal	3,0	3,0
Log Person type III	Bebas	Bebas

(Sumber : Sri Harto,1993:245)

Apabila harga C_s dan C_k tidak memenuhi distribusi metode gumbel dan metode normal, maka digunakan metode log person type III, karena metode log person type III dapat dipakai untuk semua sebaran data. Pada studi ini menggunakan metode log person type III dan dilakukan pengujian terhadap metode yang dipakai.

2.3.3.1 Analisis Distribusi Frekuensi EJ. Gumbel

$$X_T = \bar{X} + K.S_d \quad (2-9)$$

dimana :

X_T = nilai hujan rencana dengan data ukur T tahun

\bar{X} = nilai rata-rata curah hujan

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (2-10)$$

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2-11)$$

dimana :

S_d = simpangan baku (standart deviasi)

\bar{X} = nilai rata-rata curah hujan

X_i = nilai varian ke i

n = jumlah data

K = faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang (return period) dan tipe distribusi frekuensi

Untuk menghitung faktor frekuensi E.J. Gumbel type 1 digunakan rumus:

$$K = \frac{YT - Yn}{Sn} \quad (2-12)$$

dimana :

Y_T = reduced variate sebagai fungsi periode ulang T

$$= -\text{Ln} [-\text{Ln} (T-1)/T]$$

Y_n = reduced mean sebagai fungsi dari banyaknya data n

S_n = reduced standart deviasi sebagai fungsi dari banyaknya n

Dengan mensubstitusikan ketiga persamaan diatas diperoleh :

$$XT = X + \frac{Sn}{Sx} (YT - Yn) \quad (2-13)$$

Jika :

$$\frac{1}{a} = \frac{Sx}{Sn}$$

$$b = X - \frac{Sx}{Sn} Yn$$

Persamaan diatas menjadi :

$$XT = b + \frac{1}{a} YT \quad (2-14)$$

Tabel 2. 3 Hubungan Reduksi Rata-rata (Y_n) dan Reduksi Standar Deviasi (S_n) dengan jumlah data (n)

n	Yn	n	Yn	n	Sn	n	Sn
10	0,4952	30	0,5362	10	0,9496	30	1,1124
11	0,4996	31	0,5371	11	0,9676	31	1,1159
12	0,5035	32	0,5380	12	0,9833	32	1,1193
13	0,5070	33	0,5388	13	0,9971	33	1,1226

14	0,5100	34	0,5396	14	1,0095	34	1,1255
15	0,5128	35	0,5402	15	1,0206	35	1,1285
16	0,5157	36	0,5410	16	1,0316	36	1,1313
17	0,5181	37	0,5418	17	1,0411	37	1,1339
18	0,5202	38	0,5424	18	1,0493	38	1,1363
19	0,5220	39	0,5430	19	1,0565	39	1,1388
20	0,5236	40	0,5436	20	1,0628	40	1,1413
21	0,5252	41	0,5442	21	1,0696	41	1,1436
22	0,5268	42	0,5442	22	1,0754	42	1,1458
23	0,5283	43	0,5448	23	1,0811	43	1,1480
24	0,5296	44	0,5458	24	1,0864	44	1,1499
25	0,5309	45	0,5463	25	1,0915	45	1,1519
26	0,5320	46	0,5468	26	1,0961	46	1,1538
27	0,5332	47	0,5473	27	1,1004	47	1,1557
28	0,5343	48	0,5477	28	1,1047	48	1,1574
29	0,5353	49	0,5481	29	1,1086	49	1,1590

Sumber : Hadisusanto (2010)

2.3.3.2 Analisis Distribusi Frekuensi Log Person III

Langkah-langkah perhitungan curah hujan rancangan berdasarkan Log person (Kamiana 2011):

$$\text{Log } X_T = \log X + K_x \text{Slog } X \quad (2-15)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=0}^n \text{Log } X_T}{n} \quad (2-16)$$

$$S \log X = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^n (\text{Log } X_i - \text{Log } X)^2}{n-1}} \quad (2-17)$$

Dengan :

$\text{Log } X_T$ = nilai logaritma hujan rencana dengan periode ulang T

$\text{Log } X$ = nilai rata-rata dari $\log X = \frac{\sum_{i=0}^n \text{Log } X_T}{n}$

$S \log X$ = deviasi standar dari $\log X$

K = Variabel standart, besarnya bergantung koefisien kepercengan (Cs/G)

Setelah menggunakan metode log person type III, kemudian uji distribusi untuk mengetahui kebenaran curah hujan, baik terhadap simpangan vertikal maupun horizontal.

Tabel 2. 4 Nilai K untuk Distribusi Log Person Type III

Koef. Skewness (Cs)	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Presentase Peluang Terlampaui (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,595
0,2	-0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,580
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,501
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,66	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,99	0,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber : (Soewarno, 1995)

2.3.4 Uji kesesuaian Distribusi

Penelitian uji kesesuaian distribusi data ini digunakan untuk mengetahui kebenaran suatu analisa curah hujan terhadap simpangan data vertikal maupun horizontal. Dalam pengujian ini menggunakan data uji distribusi Chi Square pada simpangan data vertikal dan menggunakan uji distribusi Smirnov Kolmogorov pada simpangan data horizontal.

2.3.4.1 Uji Chi Square

Uji chi square ini digunakan pada simpangan vertikal dengan persamaan (Shahin 1976) sebagai berikut:

$$X^2 = \sum_{i=0}^n \left(\frac{EF-OF}{EF} \right)^2$$

$$= \frac{n}{K} \quad (2-18)$$

Jumlah kelas distribusi dihitung dengan rumus (Harto, 181:80):

$$K = 1 + 3,22 \log n \quad (2-19)$$

Dengan:

- OF = Nilai yang diamati
- EF = Nilai yang diharapkan
- K = Jumlah kelas distribusi
- n = Banyaknya data

Untuk interpretasi hasilnya adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang lebih kecil dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada diantara 1% - 5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu tambah data.

Tabel 2. 5 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi Square

dk	(a) Derajat Kepercayaan							
	0,995%	0,99%	0,975%	0,95%	0,05%	0,025%	0,01%	0,005%
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,17	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,26	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,639	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,236
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : (Soewarno, 1995)

2.3.4.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Uji smirnov kolmogorov ini digunakan untuk pengamatan pada simpangan horizontal, dengan persamaan:

$$\Delta_{maks} = [S_n - P_x] \quad (2-20)$$

Dengan:

Δ_{maks} = Selisih data probabilitas teoritis dan empiris

S_n = Peluang teoritis

P_x = Peluang empiris

Setelah itu dibandingkan antara Δ_{maks} Δ_{cr} dari tabel, jika $\Delta_{maks} < \Delta_{cr}$ maka pemilihan metode frekuensi dapat diterapkan pada data yang ada.

Tabel 2. 6 Nilai Kritis untuk Uji Smirnov Kolmogorov

N	a (derajat kepercayaan) ketika peluang			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n = 50	1,07 / n0,5	1,22 / n0,5	1,36 / n0,5	1,63 / n0,5

Sumber : (Soewarno, 1995)

2.3.5 Aliran Dasar (*Base Flow*)

Aliran dasar (*base flow*) adalah aliran minimum yang mengalir pada suatu sungai pada kondisi musim kering atau musim kemarau, untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan dengan variable masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai (Sri Harto, 1993:165).

$$QB = 0,4751 \times A^{0,6444} \times D^{0,9430} \quad (2-21)$$

Dengan:

QB = aliran dasar (m³/det)

A = luas Das (km²)

D = kerapatan jaringan sungai, yaitu jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS

2.3.6 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan jatuh didaerah tersebut.

$$C = \frac{\text{(jumlah limpasan)}}{\text{(jumlah curah hujan)}} \quad (2-22)$$

Bila tidak terdapat pengukuran limpasan yang terjadi, maka untuk DAS tertentu koefisien pengaliran dapat dilihat Tabel 2.2

Tabel 2. 7 Koefisien Pengaliran (oleh Monobe)

Kondisi pengaliran dan sungai	Harga dari F
Daerah pegunungan yang curam	0,75 - 0,90
Daerah pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 – 0,75
Tanah daratan yang ditanami	0,45 – 0,60
Persawahan yang dialiri	0,70 – 0,80
Sungai kecil di daerah pegunungan	0,75 – 0,80
Sungai kecil di daerah dataran	0,45 – 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

Sumber : Sosrodarsono dan Takeda, 2003:145

2.3.7 Distribusi Hujan Jam-jaman

Perlu diketahui hujan jam-jaman sebelum merancang debit banjir rancangan dengan hidrograf satuan.

2.3.7.1 Distribusi Hujan Jam-jaman Model Monobe

Perlunya hujan jam-jaman ini berguna untuk mengubah curah hujan rancangan menjadi debit banjir rancangan. Data-data curah hujan yang tersedia umumnya pada stasiun meteorologi yang tercatat secara komulatif selama 24 jam. Hujan jam-jaman dihitung dengan rumus Monobe:

$$R_T = \frac{R_{24}}{t} \left[\frac{t}{T} \right]^{2/3} \quad (2-23)$$

Dengan:

R_T = Intensitas hujan rata-rata dalam T jam (mm/jam)

R_{24} = Curah hujan efektif dalam 1 hari (mm)

T = Waktu mulai hujan (jam)

t = Waktu konversi hujan

2.3.7.2 Nisbah Hujan Jam-jaman

Perlu adanya distribusi hujan jam-jaman terhadap curah hujan efektif 1 hari (R_{24}).

Persamaan tersebut adalah:

$$R_t = t \cdot R_t - (t - 1)(R_{t-1}) \quad (2-24)$$

Dengan:

R_t = Presentase intensitas hujan rerata dalam 1 jam

R_{t-1} = Presentase intensitas hujan rerata dalam (t-1)jam

2.3.7.3 Curah Hujan Netto Jam-jaman

Hujan efektif dapat dianggap menjadi limpasan langsung apabila mengikuti proses linier dan tidak berubah oleh waktu, dengan pernyataan sebagai berikut:

$$R_n = f \times R \quad (2-25)$$

Dengan:

R_n = Hujan efektif

f = Koefisien pengaliran

R = Curah hujan rencana

2.3.8 Debit Banjir Rancangan

Debit banjir rancangan yaitu debit banjir dasar yang digunakan untuk merencanakan atau merancang kemampuan dan ketahanan dalam bangunan pengairan dengan memungkinkan terjadinya kala ulang tertentu atau debit tertentu serta sangat berpengaruh pada dimensi dan stabilitas struktur bangunan. Pada studi ini menggunakan debit banjir rancangan metode Nakayasu untuk menentukan hidrograf satuan daerah pengaliran sungai

Rumus hirograf satuan Nakayasu yaitu:

$$Qp = \frac{CA.Ro}{3,6 (0,3 Tp + T_{0,3})} \quad (2-26)$$

Dengan:

Q_p = Debit puncak banjir

R_o = Hujan satuan (mm)

T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir
(mm)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak
sampai terjadi 30% dari debit puncak (mm)

CA = Luas daerah pengaliran sampai outlet (km²)

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

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \quad (2-27)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \quad (2-28)$$

$$T_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \quad (2-29)$$

T_g (time lag) yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam).

t_g dihitung dengan ketentuan

- Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km : $t_g = 0,4 + 0,058 L$
- Sungai dengan panjang alur $L < 15$ km : $t_g = 0,21 L^{0,7}$

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

$\alpha = 2$ pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5$ pada bagian naik hidrograf lambat dan turun cepat

$\alpha = 3$ pada bagian naik hidrograf cepat dan turun lambat

pada waktu naik : $0 < t < T_p$

$$Q_a = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \quad (2-30)$$

Dengan:

Q_a = Limpasan sebelum mencapai debit puncak (m³/dt)

Pada kurva turun (decreasing limb):

➤ Selang nilai : $0 \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$

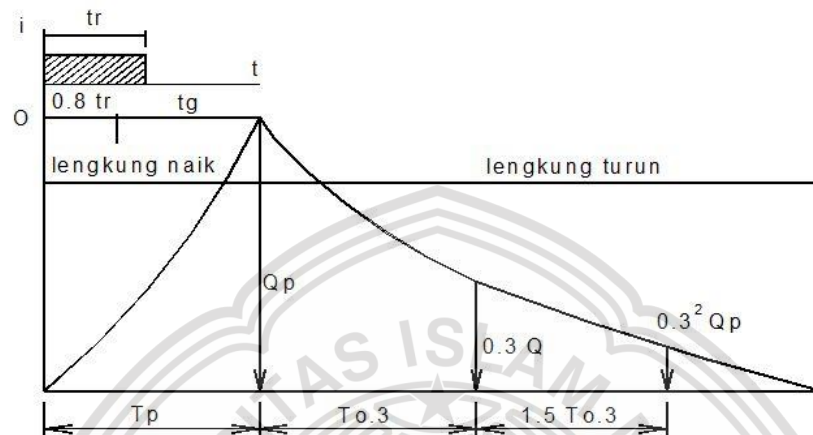
$$Qd_1 = Q_p \cdot 0,3 \frac{t - T_p}{T_{0,3}} \quad (2-31)$$

➤ Selang nilai : $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$

$$Qd_2 = Q_p \cdot 0,3 \frac{t - T_p + 0,5 \cdot T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}} \quad (2-32)$$

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

$$Qd_2 = Q_p \cdot 0,3 \frac{t - T_p + 0,5 \cdot T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}} \quad (2-33)$$



Gambar 2. 3 Hidrograf satuan sintesis Nakayasu
Sumber: Soemarto (1987:168)

Pemilihan kala ulang banjir rancangan memerlukan perhitungan hidrologi yang sangat bergantung pada analisa statistik. Urutan kejadian banjir berupa debit air sungai maupun curah hujan badai juga bergantung pada segi ekonomi dan dampak dari pemilihan kala ulang banjir rancangan.

Dari masalah-masalah yang dijelaskan diatas maka harus ada pemecahan masalah dan pertimbangan ekonomi tidak dimasukkan karena berdasarkan teori hanya memasukkan yang mungkin sering terjadi. Kemungkinan terjadinya debit banjir rancangan sekalai atau lebih dari suatu umur bangunan, resiko tersebut dirumuskan dengan:

$$P = 1 - \exp \left(-\frac{L}{T} \right) \quad (2-34)$$

Dengan:

P = Resiko kegagalan

L = Umur rencana (design life)

T = Tahun berulangnya

Dari data-data yang tersedia dan macam-macam bangunan air itu untuk menentukan teknik analisa penentuan banjir. Pemilihan banjir dengan mempertimbangkan terjadinya banjir lebih besar atau sama dengan banjir rencana sekali atau lebih. Pemilihan lain dapat dipertimbangkan dalam tabel seperti dibawah:

Tabel 2. 8 Kriteria Pemilihan Kala Ulang Banjir Rancangan

No	Jenis Bangunan Air	Kala Ulang Banjir T (tahun)
1	Bendungan Urugan tanah/batu (rockfill dam)	1000
2	Bendungan Beton/batu kali (concrete dam)	500-1000
3	Bendung (weir)	50-100
4	Saluran Pengelak Banjir	20-50
5	Tanggul sungai	10-20
6	Drainase saluran di sawah/permukiman	5-10

Sumber: Loebis, 1984

2.4 Penelusuran Banjir

Penelusuran banjir digunakan untuk menentukan modifikasi aliran banjir. Untuk memenuhi keperluan ini, penelusuran banjir dipandang sebagai prosedur yang dibutuhkan untuk menentukan hidrograf yang diketahui dari suatu titik tinjau. Penelusuran banjir di bendungan dibutuhkan untuk mengetahui debit inflow dan outflow maksimum.

2.4.1 Perencanaan Dimensi Terowongan Pengelak

Untuk menentukan dimensi terowongan harus mencari dengan uji coba-coba. Ketika di aliran inflow dan outflow sesuai maka dimensi tersebut aman untuk digunakan.

2.4.2 Lengkung Kapasitas Waduk

Fungsi utama tampungan waduk adalah sebagai penampung air pada suatu daerah aliran sungai. Hal yang paling diperhatikan dari karakteristik fisik waduk adalah berapa besar kapasitas tampungannya. Perencanaan penentuan lokasi waduk, ditentukan dari peta kontur dan survey topografi lokasi bendungan yang dilaksanakan.

Untuk menghitung volume antar interval kontur dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

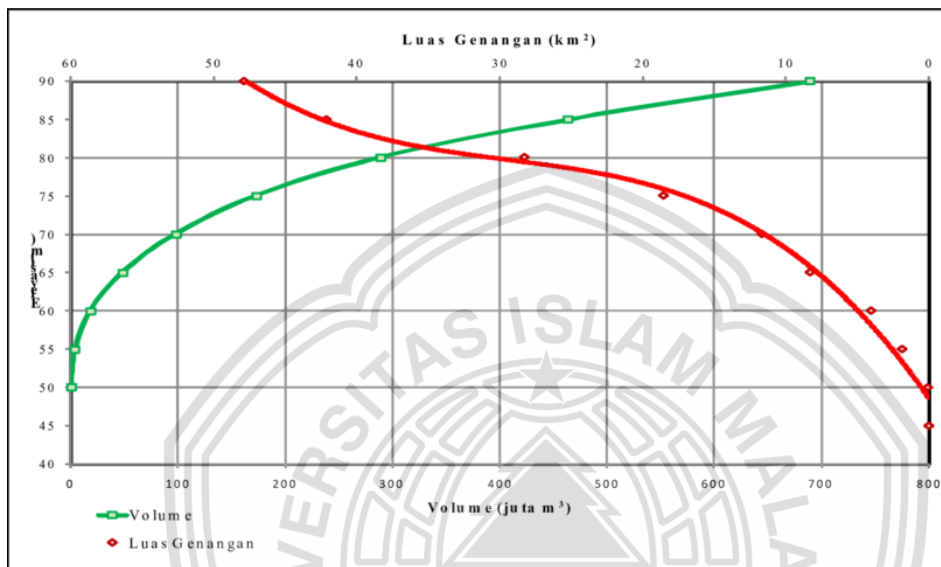
$$\Delta S = \frac{A_1 + A_2}{2} (\Delta h) \quad (2-35)$$

Atau dengan pendekatan:

$$V_x = \frac{1}{3} \cdot Z \cdot (F_y + F_x + \sqrt{F_y \cdot F_x}) \quad (2-36)$$

Sumber: Kumar, 2001:882

Dimana F_x, F_y menunjukkan luasan diantara garis elevasi berurutan yang mempunyai interval tingginya adalah h . Dari kapasitas tampungan tinggi permukaan air yang diplot dan dianalisis, akan diperoleh kurva kapasitas tampungan waduk.



Gambar 2. 4 Kurva kapasitas Tampungan Waduk

Sumber: Soedibyo, 2003:227

2.4.3 Analisa Hidrolika Terowongan Pengelak

Penentuan debit aliran pada saluran pengelak tergantung pada karakteristik hidrolis dan aliran air yang terjadi. Beberapa faktor yang menentukan karakteristik hidrolika suatu saluran pengelak (Sosrodarsono, 2002) adalah:

- Kemiringan dasar saluran pengelak
- Ukuran saluran pengelak
- Karakteristik terpenting saluran pengelak
- Panjang saluran pengelak
- Kekasaran dinding saluran pengelak
- Karakteristika terpenting ujung udik dan ujung hilir saluran pengelak

Beberapa faktor diatas sangat berpengaruh pada penentuan kapasitas saluran pengelak. Dan untuk menentukan kapasitas debit air yang melewati terowongan pengelak terdapat dua macam kondisi, yaitu:

- Kondisi aliran bebas
- Kondisi aliran tekan

2.4.3.1 Kondisi Aliran Bebas

Kondisi aliran ini terjadi jika terowongan tidak terisi penuh dan ujung udik terowongan tidak tenggelam atau $H/D \leq 1,2$ (Sosrodarsono 1981).

Umumnya kondisi ini digunakan untuk menentukan besarnya aliran bebas dengan rumus manning (Chow, 1992:118)

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2-37)$$

$$Q = V.A \quad (2-38)$$

Dengan:

V = Kecepatan aliran (m/dt)

Q = Debit yang lewat (m³/dt)

n = Koefisien kekasaran manning

R = Radius hidrolis

S = Kemiringan saluran

A = Luas penampang basah (m²)

Pada keadaan pengaliran kritis kedalam perlu pengontrolan dengan rumus:

$$Q_c = \left[\frac{g.A_c^3}{T_c} \right]^{1/2} \quad (2-39)$$

Dengan:

Q_c = Debit yang lewat terowongan dalam keadaan kritis (m³/dt)

G = Percepatan gravitasi = 9,81 (m/dt²)

T_c = Lebar muka air (m)

A_c = Luas penampang basah (m²)

Apabila debit aliran air yang terjadi lebih besar dari debit kritis maka aliran pada terowongan bersifat super kritis. Dan apabila terjadi sebaliknya, maka debit aliran air bersifat subkritis.

2.4.3.2 Kondisi Aliran Tekan

Kondisi aliran tekan ini adalah aliran yang kondisi airnya memenuhi saluran tertutup. Kondisi ini terjadi apabila terowongan terisi penuh dan ujung hilir terowongan tenggelam.

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Dimana :

$$h = H - \sum f \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot h - 2 \cdot g \cdot \sum f \cdot \frac{V^2}{2g}}$$

$$V^2 = 2 \cdot g \cdot H - \sum f \cdot V^2$$

$$V^2 + \sum f \cdot V^2 = 2 \cdot g \cdot H$$

$$V^2 (1 + \sum f) = 2 \cdot g \cdot H$$

$$V = \sqrt{\frac{2g(H+L \sin \theta - D/2)}{(\sum c + C_v + C_o + \text{current} + C_b)}} \quad (2-40)$$

Dengan:

V = Besarnya kecepatan yang mengalir lewat terowongan ($m^3 \cdot dt^{-1}$)

g = Percepatan gravitasi ($m \cdot dt^{-2}$)

D = Diameter Terowongan

H = Tinggi muka air sebagian pemasukan terowongan (m)

L = Panjang saluran (m)

$\sum c$ = Jumlah koefisien energi sepanjang terowongan

Untuk total kehilangan energi dirumuskan sebagai berikut:

$$\sum C = C_o + C_v + \text{nilai current} + C_b + C_p + C_c \quad (2-41)$$

Dengan:

C_i = Koefisien kehilangan energi pada inlet = 1

C_o = Koefisien kehilangan energi pada outlet (1)

C_v = Koefisien kehilangan energi akibat adanya gesekan = $(4.FI/D)$

FI = $0,05 (1+1/12.D)$

C_b = Koefisien kehilangan energi akibat belokan (0)

Untuk mendapatkan hubungan kedalaman air di inlet (h) dan besarnya debit air yang melewati terowongan pengelak menggunakan persamaan berikut:

Jika,

$$Q = A_1 V_1 = A_1 V_1 \cdot A_1 V_1^2 - A_1 V_1^2 \quad (2-42)$$

$$\text{Dan } \frac{A_1 V_1^2}{2g} - \frac{A_1 V_1^2}{2g}$$

$$\text{Maka: } \frac{V_1^2}{2g} = \left[\frac{A_1}{A_2} \right]^2 \frac{V_1^2}{2g}$$

2.4.3.3 Kontinuitas Aliran Untuk Perhitungan Penelusuran Banjir

Penelusuran banjir pada prinsipnya berdasarkan pada perhitungan persamaan kontinuitas massa aliran sederhana sebagai berikut:

Inflow – outflow = perubahan kapasitas

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (2-43)$$

Bila dinyatakan dalam finite interval waktu:

$$S_{t+l} - S_t = 1/2(I_t + I_{t+l})\Delta t - 1/2(O_t + O_{t+l})\Delta t \quad (2-44)$$

Atau

$$\left[\frac{I_t + I_{t+l}}{2} \right] + \left[\frac{S_t - O_t}{\Delta t} \right] = \left[\frac{S_{t+l} - O_{t+l}}{\Delta t} \right] \quad (2-45)$$

$$\left[\frac{I_t + I_{t+l}}{2} \right] + \Psi = \phi \quad (2-46)$$

Dengan:

I_t = Aliran masuk (inflow hidrograf) pada permulaan waktu Δt

I_{t+l} = Aliran masuk (inflow hidrograf) pada akhir waktu Δt

O_t = Aliran keluar (outflow hidrograf) pada awal waktu Δt

O_{t+l} = Aliran keluar (outflow hidrograf) pada akhir waktu Δt

S_t = Aliran masuk (inflow hidrograf) pada awal waktu Δt

S_{t+l} = Aliran masuk (inflow hidrograf) pada akhir waktu Δt

Ψ, ϕ = Fungsi tampungan untuk penelusuran banjir

Walaupun perhitungan ini sederhana, namun tidak mudah dalam komputasi karena besarnya variasi dalam nilai-nilai debit dan kuantitas yang berubah-ubah, namun demikian dengan bantuan komputer perhitungan tersebut akan menjadi lebih cepat dan akurat.

2.5 Teori Pembebanan Terzaghi

2.5.1 Klasifikasi Batuan

Terzaghi (1946) menjelaskan metode klasifikasi rasional yang pertama dengan mengevaluasi beban batuan yang tidak tepat untuk merancang steel sets. Ini merupakan pengembangan yang penting karena penyangga dengan steel sets telah digunakan secara luas untuk terowongan selama 50 tahun yang lalu. Gambaran dari klasifikasi terzaghi yaitu:

Tabel 2. 9 Klasifikasi Massa Batuan menurut Terzaghi

No	Rock Condition	Rock Load Hp (ft)	Remarks
1	Hard and infact	Zero	Light lining required only if spaling or popping occurs
2	Hard stratified or schislose	0 – 0,5B	Light support, maunly for protection against spails. Load may change erractically from point to point
3	Massive moderately jointed	0 – 0,25	
4	Moderately blocky and seamy	0,25 – 0,35(B+H)	No side pressure
5	Very blocky and seamy	(0,35 – 1,10)(B+H)	Little or no side pressure

6	Completely crushed	1,10 (B+H)	Considerable side pressure softening effects of seepage toward bottom of tunnel require either continuous support for lower ends of ribs or circular ribs
7	Squeezing rock, moderate depth	(1,10 – 2,10)(B+H)	Heavy side pressure, invert struts required, circular ribs are recommended
8	Squeezing rock, great depth	(2,10 – 4,50)(B+H)	
9	Swelling rock	Up to 250ft, irrespective of the value of (B+H)	Circular ribs are required in extreme cases, use yielding support

Sumber: Singh, Bhawani, & Rajnish, K.Goel. 2006:26

2.5.2 Macam – macam Pembebanan

Ada 8 beban yang dihitung sebagai batasan dalam perencanaan terowongan pengelak, yaitu:

1. Beban batuan vertikal
Beban akibat adanya batuan aktif yang bekerja secara vertikal diatas terowongan. Beban ini berpengaruh pada terowongan yang mana dapat dikatakan juga sebagai beban hidup.
2. Berat sendiri
Beban dengan besar yang konstan dan berada pada posisi yang sama setiap saat. Pada perencanaan ini beban mati adalah berat terowongan itu sendiri.
3. Beban air vertikal
Beban akibat adanya air tanah yang bekerja secara vertikal diatas terowongan. Ini berpengaruh pada terowongan yang mana dapat dikatakan juga sebagai beban hidup.
4. Tekanan air horizontal
Ada juga tekanan dari air tanah disekitar terowongan yang mana dalam perhitungan kali ini tekanan air tanah termasuk tekanan yang bekerja secara horizontal diluar terowongan

5. Tekanan air dalam terowongan

Dalam hal ini tekanan air dari dalam sangat berpengaruh pada saat pengoprasian terowongan itu sendiri. Perlu diperhitungkan untuk menjaga agar terowongan tidak pecah dari dalam akibat tekanan air dari dalam.

6. Tekanan batuan horizontal (normal)

Tekanan dari batuan disekitar terowongan yang mana dalam perhitungan kali ini, tekanan batuan horizontal termasuk tekanan yang bekerja secara horizontal diluar terowongan. Perlu diperhitungkan agar terowongan tetap dalam kondisi statis dan tidak bergerak ke samping kiri maupun kanan pada kondisi normal

7. Tekanan batuan horizontal (gempa)

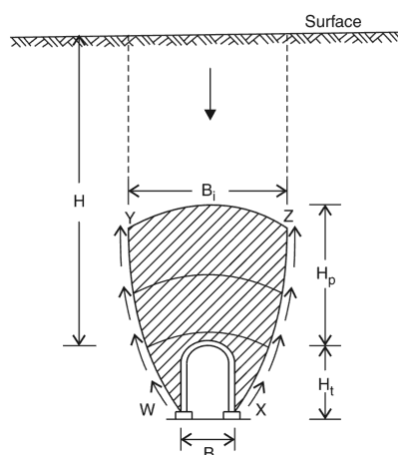
Tekanan dari batuan disekitar terowongan yang mana dalam perhitungan kali ini, tekanan batuan horizontal termasuk tekanan yang bekerja secara horizontal diluar terowongan. Perlu diperhitungkan agar terowongan tetap dalam kondisi statis dan tidak bergerak ke samping kiri maupun kanan pada kondisi gempa.

8. Tekanan uplift

Tekanan yang berasal dari bawah terowongan yang bekerja secara vertikal keatas akibat tekanan dari air tanah. Perlu diperhitungkan agar terowongan tetap dalam kondisi statis dan tidak bergerak keatas

2.5.3 Perhitungan Pembebanan Batuan

Terzaghi (1946) mengkombinasi hasil pembebanan batuan dari terowongan untuk menghitung faktor pembebanan batuan *Head Pressure* dengan istilah lebar terowongan dan tinggi terowongan H_t dari kelenturan batuan diatas terowongan. Diagram pembebanannya sebagai berikut:



Gambar 2. 5 Diagram Pembebanan Terowongan
Sumber: Singh, Bhawani, & Rajnish, K. Goel, 2006:26

A. Tekanan Batuan Atas

$$P_v = \gamma \cdot H_p \quad (2-47)$$

$$H_p = 2.1 (B + H_t)$$

Dengan:

$$\gamma = \text{Unit Weight of Rock (t/m}^3\text{)}$$

$$B = \text{Lebar Terowongan (m)}$$

$$H_t = \text{Tinggi Terowongan (m)}$$

$$H_p = \text{Head pressure}$$

B. Berat Sendiri

$$q = \gamma_c \cdot t \quad (2-48)$$

Dengan:

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

$$t = \text{Tebal terowongan (m)}$$

C. Tekanan Air Vertikal

$$H_w = \text{elevasi puncak terowongan} - \text{elevasi muka air tanah} \quad (2-49)$$

$$Q_{wv} = \gamma_w \cdot H_w \quad (2-50)$$

Dengan:

$$\gamma_w = \text{Berat jenis air}$$

$$H_w = \text{Tinggi muka air tanah}$$

D. Tekanan air tanah horizontal

$$H_w = \text{elevasi puncak terowongan} - \text{elevasi muka air tanah} \quad (2-51)$$

$$P_{wh} = \gamma_w \cdot H_w \quad (2-52)$$

Dengan:

$$\gamma_w = \text{Berat jenis air}$$

$$H_w = \text{Tinggi muka air tanah}$$

E. Tekanan air dalam terowongan

$$P = p \cdot g \cdot h \quad (2-53)$$

Dengan:

$$P = \text{Massa jenis air}$$

$$g = \text{Gravitasi}$$

$$h = \text{Tinggi muka air}$$

F. Tekanan batuan Horizontal (kondisi normal)

$$q_h = 0,5 \cdot (\gamma \cdot h_p) \quad (2-54)$$

Dengan:

$$\gamma = \text{Unit weight of rock (t/m}^3\text{)}$$

$$H_p = \text{Head pressure}$$

G. Tekanan batuan horizontal (kondisi gempa)

Masalah pembebanan ketika kondisi gempa perlu diperhitungkan untuk mencegah terjadinya keruntuhan gempa.

$$a_d = Z \cdot a_c \cdot v \quad (2-55)$$

$$K = \frac{a_d}{g} \quad (2-56)$$

Dengan:

$$a_d = \text{Percepatan gempa}$$

$$Z = \text{Zona gempa}$$

$$a_c = \text{Periode ulang}$$

$$v = \text{Faktor koreksi}$$

H. Tekanan Uplift

$$P_{wv} = \gamma_w \cdot (H_w + H_t) \quad (2-57)$$

2.6 Stabilitas Terowongan Pada Pondasi Batuan

Stabilitas terowongan pengelak pada pondasi batuan dapat dikatakan stabil apabila $q_{vertikal\ total} < q_{ijin}$

Dengan:

$$\text{Beban vertikal total (q)} = q_{batuan\ vertikal} + q_{berat\ sendiri} + q_{air\ vertikal} + q_{air\ dalam\ terowongan} \quad (2-58)$$

$$\text{Tegangan tanah yang diijinkan } q_{all} = \frac{\text{daya dukung (qult)}}{\text{faktor keamanan (sf)}} \quad (2-59)$$

Untuk memenuhi syarat keamanan, disarankan faktor aman terhadap keruntuhan akibat beban maksimum sama dengan 3. Untuk struktur kurang penting faktor aman boleh diambil kurang dari 3. Faktor aman 3 adalah sangat penting untuk menanggulangi ketidakpastian kondisi tanah dasar.

Analisis daya dukung didasarkan kondisi general shear failure, yang dikemukakan Terzaghi (1946) dengan anggapan pondasi berbentuk memanjang tak terhingga dengan lebar B dan terletak diatas tanah homogen:

$$q_{ult} = c N_c + Df \gamma N_q + 0,5 \gamma B N_y \quad (2-60)$$

Dengan:

q_{ult} = Daya dukung ultimate atau batas

c = Kohesi

Df = Kedalaman pondasi

Y = Berat volume tanah

Nc, Nq, Ny = Faktor daya dukung tanah (Tabel 2.6)

Untuk tanah non kohesif digunakan pedoman local shear failure terjadi bila $\phi \leq 28^\circ$

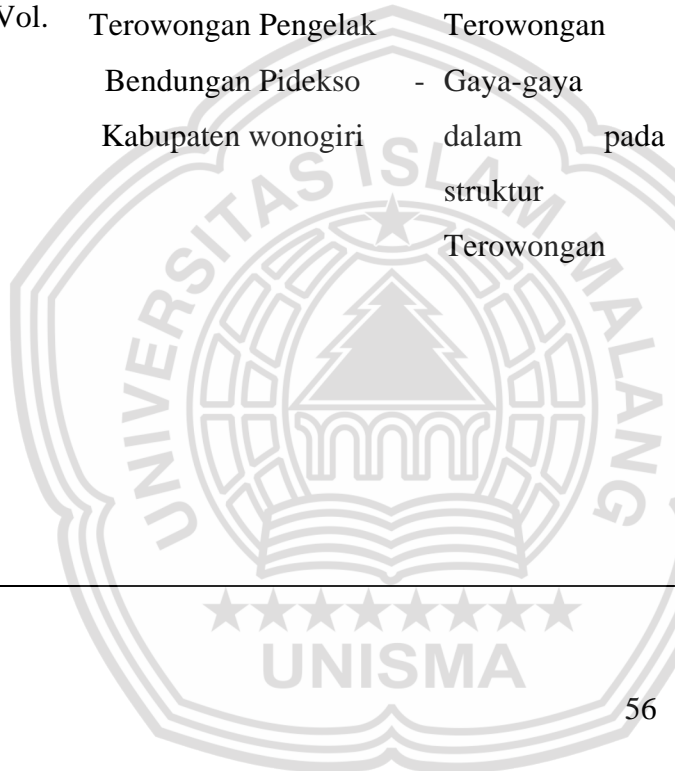
Tabel 2. 10 Nilai Faktor Daya Dukung Tanah Terzaghi

Φ	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	Nc	Nq	Ny	N`c	N`q	N`y
0	5,7	1	0	5,7	1	0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35	23,7	11,7	9
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,5	87,1

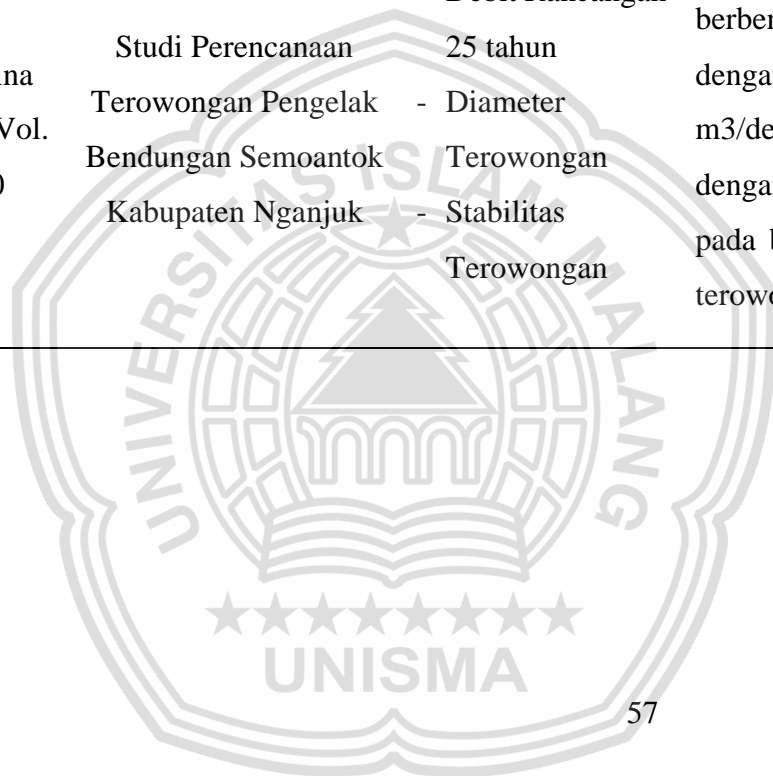
2.7 Penelitian Terdahulu

No	Nama Penulis/Nama Jurnal/Tahun	Judul Penelitian	Variabel Penelitian	Hasil Penelitian
1	Natalia Anga/Vol.4/2022	Alternatif Perencanaan Terowongan Pengelak (Diversion Tunnel) Bendungan Pamukkulu	- Debit Rancangan 25 tahun - Diameter Terowongan	Berdasarkan hasil perhitungan pada penelitian ini debit rancangan menggunakan periode ulang $T = 25$ tahun dengan metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu maka diperoleh debit Q_{25} sebesar $351,472 \text{ m}^3/\text{detik}$. Berdasarkan diameter terowongan pengelak sebesar $6,4 \text{ m}$ maka didapatkan kehilangan energi pada terowongan sebesar $13,328 \text{ m}$
2	Chandra Yoga Wicaksana/Vol.3/2018	Studi Perencanaan Terowongan Pengelak Bendungan Lubuk Ambacang Riau	- Dimensi Terowongan Pengelak - Gaya-gaya dalam pada struktur Terowongan	Dari data penelusuran banjir diperoleh debit banjir sebesar $4742,8 \text{ m}^3/\text{detik}$. Sehingga dari hasil perhitungan didapatkan diameter terowongan sebesar 9 m dengan 2 buah terowongan. Gaya-gaya dalam pada terowongan didapatkan μ_{Max} atas $2,16 \text{ KNm}$, μ_{Max} bawah $3,56 \text{ KNm}$, μ_{Max} samping $3,56 \text{ KNm}$. Penulangan digunakan $D25-100$ untuk tulangan utama dan $D19-100$ untuk tulangan Bagi

3	Nurlailin/Vol. 9/2021	Studi Perencanaan Terowongan Pengelak Bendungan Pidekso Kabupaten wonogiri	- Debit Rancangan 25 tahun - Diameter Terowongan - Gaya-gaya dalam pada struktur Terowongan	<p>Perhitungan debit rancangan pada Terowongan pengelak Bendungan Pidekso yang menggunakan metode Nakayasu di dapat dengan kala ulang Q_{25} yakni 138,45 m³/detik. Sehingga perencanaan dimensi terowongan pengelak di peroleh dimensi 3 m dengan satu buah terowongan berbentuk kotak (<i>Box</i>). Dalam kondisi pembebanan yang membahayakan ialah pada kondisi pengoprasian pada saat kondis gempa. Sehingga analisa mekanika struktur pada terowongan (<i>Box</i>) di peroleh total beban keseluruhan yakni 2007,96 kNm dan dengan menganalisis menggunakan Staad Pro di dapat gaya-gaya dalam yang bekerja.</p> <p>Mu Maksimum Atas = 2091,64 kNm Mu Maksimum Bawah = 2091,64 kNm Mu Maksimum samping = 931,28 kNm</p> <p>Perhitungan penulangan konstruksi pada terowongan pengelak di dapat diameter penulangan sebagai berikut:</p> <p>Dipakai penulangan lapangan Atas dan bawah = D16 - 50 Dipakai penulangan samping = D16 - 275 Dipakai penulangan memanjang = Ø12 - 250 Dipakai penulangan geser = D16 - 65</p>
---	--------------------------	---	--	---



4	Bakti Yudi Firmanto/Vol. 8/2020	Studi Alternatif Perencanaan Terowongan Pengelak Bendungan Tugu Kabupaten Trenggalek	<ul style="list-style-type: none"> - Debit Rancangan 25 tahun - Diameter Terowongan - Stabilitas Terowongan 	<p>Terowongan pengelak Bendungan Tugu dengan debit rancangan kala ulang 25 tahun dengan metode nakayasu didapatkan debit Q25 yaitu 298,16 m³/detik 2. Dimensi terowongan pengelak didapatkan dimensi dengan diameter 4 m dengan satu buah terowongan bentuk lingkaran Stabilitas terowongan pada batuan keras didapatkan nilai qbatuan vertikal = 23 t/m² lebih kecil dari qijin = 35.63 t/m², jadi terowongan aman.</p>
5	Fitra Iskina Maulaya/Vol. 8/2020	Studi Perencanaan Terowongan Pengelak Bendungan Semoantok Kabupaten Nganjuk	<ul style="list-style-type: none"> - Debit Rancangan 25 tahun - Diameter Terowongan - Stabilitas Terowongan 	<p>Terowongan pengelak Bendungan Semantok direncanakan berbentuk lingkaran dengan debit rancangan kala ulang 25 tahun dengan metode nakayasu didapatkan debit Q25 yaitu 298,16 m³/detik. Dimensi terowongan pengelak didapatkan dimensi 4m dengan satu terowongan bentuk lingkaran. Stabilitas terowongan pada batuan keras didapatkan nilai qbatuan vertikal 2,3 kg/cm² terowongan aman.</p>

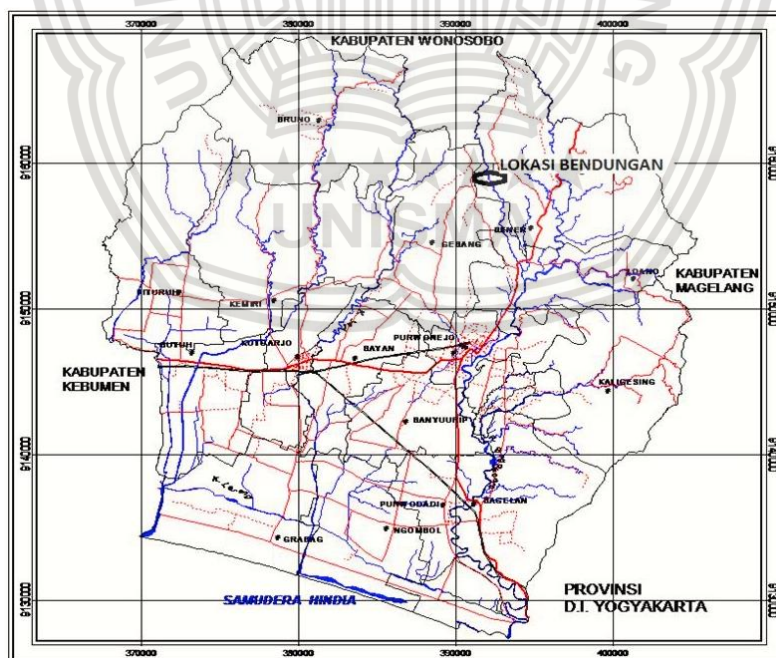


BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Lokasi

Lokasi Bendungan Bener berada di Sungai Bogowonto. Secara administratif terletak pada Kecamatan Gebang, Kabupaten Purworejo, Provinsi Jawa Tengah. Letak geografis rencana lokasi Bendungan Bener terletak pada sekitar $7^{\circ} 35' 54,59''$ LS dan $110^{\circ} 1' 12,84''$ BT. Sungai Bogowonto masuk dalam wilayah sungai Serayu yang memiliki Daerah Aliran Sungai (DAS) seluas 7.370 km². Topografi Provinsi Jawa Tengah memiliki relief yang sangat beragam yaitu 0 – 99 m dpl meliputi 53,3 %, ketinggian 100 – 499 m dpl meliputi 27,4 %, ketinggian 500 - 999 m dpl meliputi 14,7 % dan ketinggian di atas 1.000 m dpl meliputi 4,6 % dari luas wilayah Provinsi Jawa Tengah gambaran ketinggian tempat di kabupaten-kabupaten di WS Serayu Bogowonto.

Batas geografis Kabupaten Purworejo di sebelah utara berbatasan dengan Kabupaten Magelang dan Wonosobo. Wilayah timur dari Kabupaten Purworejo berbatasan dengan Kabupaten Kulonprogo. Sebelah barat dibatasi oleh Kabupaten Kebumen. Sedangkan di selatan berbatasan langsung dengan Samudra Indonesia. Posisi bendungan Bener dapat dilihat pada gambar 3.1 berikut:



Gambar 3. 1 Peta Lokasi Studi

Sumber: Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak

3.2 Tahapan Penyelesaian

Dalam perencanaan ini ada beberapa langkah yang harus dilakukan yaitu;

1. Persiapan

Tahapan awal yang dilakukan sebelum pengumpulan data yaitu tahap persiapan. Dalam tahapan ini dilakukan untuk menghindari resiko pengulangan kegiatan dan mengefektifkan langkah-langkah di kegiatan selanjutnya. Beberapa hal yang dilakukan dalam tahapan persiapan yaitu:

- A. Studi mengenai terowongan pengelak
- B. Menentukan data yang di butuhkan yaitu:
 - Peta topografi
 - Data curah hujan 10 tahun terakhir
 - Data geologi
- C. Mencari instansi yang bersedia menjadi narasumber
- D. Membuat proposal penelitian
- E. Survey lokasi untuk mengetahui gambaran tentang terowongan pengelak

2. Pengumpulan Data

Pada penelitian ini banyak mengacu pada data sekunder. Adapun data-data yang diperlukan yaitu:

A. Peta Topografi

Data ini berfungsi untuk mengetahui letak Daerah Aliran Sungai (DAS) dan lokasi bangunan pengelak pada Bendungan Bener. Data ini didapatkan menggunakan software aplikasi Arc-Gis sesuai pada lokasi dan zona topografi di dalam aplikasi tersebut.

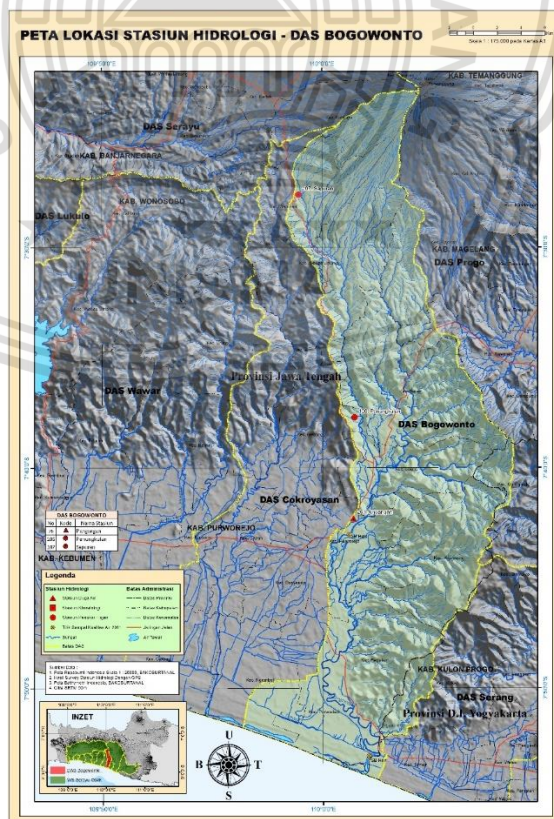
B. Data Hidrologi

Data ini menggunakan data curah hujan sekunder 20 tahun terakhir dari tahun 2003 sampai 2022. Data ini untuk menganalisa besarnya curah hujan rancangan yang terjadi di sungai Bener. Data ini didapat dari Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak, Kota Yogyakarta

Tabel 3.1 Data Curah Hujan Harian Maksimum

No	Tahun	Stasiun Sapuran (mm)
1	2003	110
2	2004	109
3	2005	100
4	2006	110
5	2007	110
6	2008	102
7	2009	145
8	2010	110
9	2011	116
10	2012	126
11	2013	157
12	2014	133
13	2015	107
14	2016	145
15	2017	117
16	2018	151
17	2019	173
18	2020	140
19	2021	82
20	2022	146

Sumber: Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak



Gambar 3. 2 Peta DAS Bogowonto

Sumber: Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak

C. Data Geologi

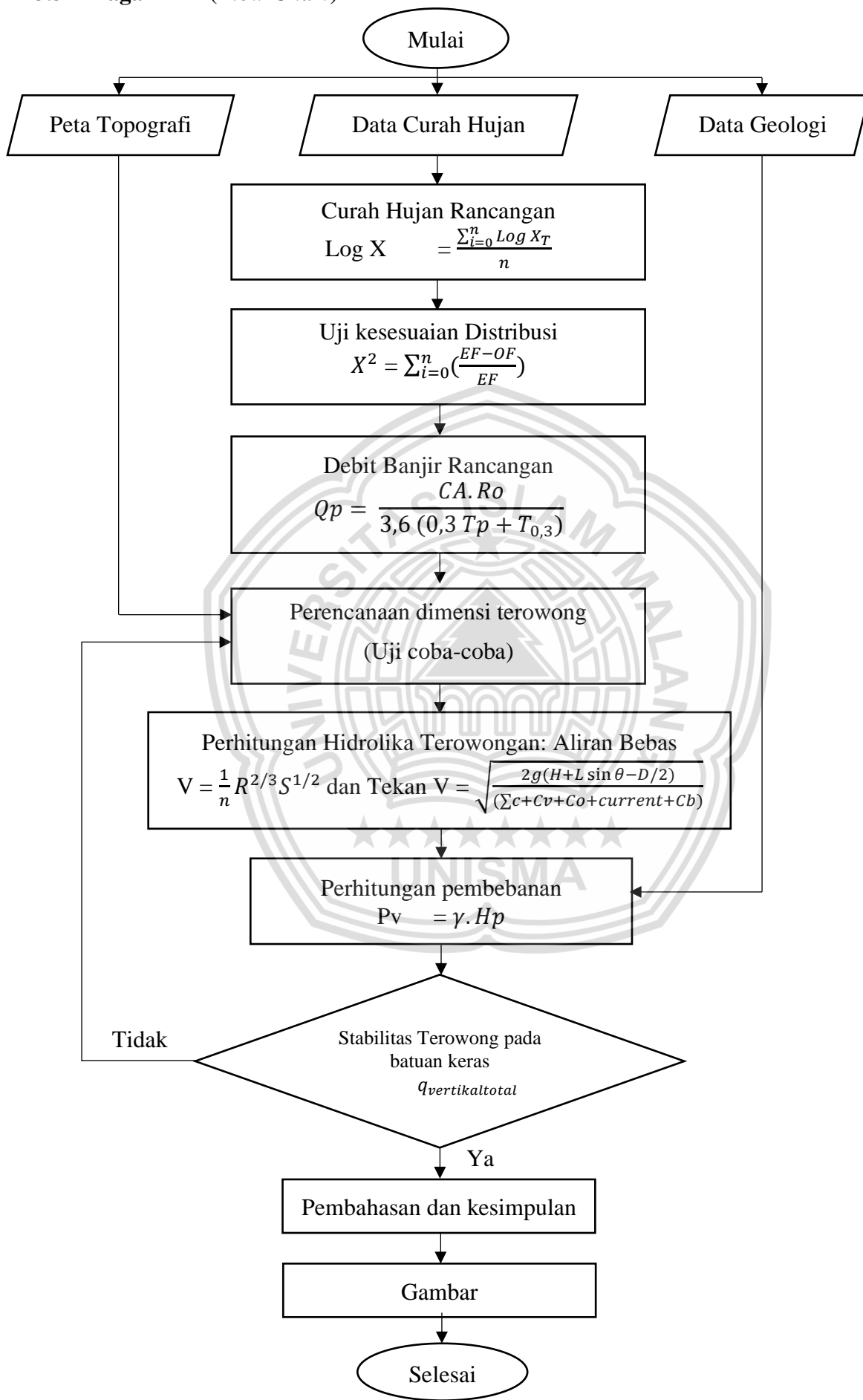
Data ini berfungsi untuk mengetahui kondisi tanah pada lokasi rencana perencanaan terowongan pengelak.

3. Tahap penyelesaian

Ada beberapa tahapan penyelesaian yaitu:

- A. Dari peta topografi digunakan untuk menentukan lokasi perencanaan terowongan pengelak dan juga kemiringan dari rencana pengelak
- B. Dari data hujan yang didapat dilakukan uji konsistensi data dengan menggunakan metode RAPS
- C. Menentukan curah hujan rerata harian maksimum dengan metode rata-rata aljabar, atau polygon thiesen dan isohyet
- D. Dari nilai curah hujan rerata harian maksimum didapat nilai curah hujan rancangan dengan metode gumbel, log person type III dan normal
- E. Dari pengolahan data hidrologi yang telah dilakukan didapatkan curah hujan rancangan, kemudian dilakukan uji kesesuaian distribusi dengan uji chi-square dan uji Smirnov-Kolmogorov
- F. Dari data hidrologi digunakan untuk menghitung banjir rancangan menggunakan metode hidrograf sintetik nakayasu
- G. Hasil dari debit banjir rancangan digunakan untuk perencanaan dimensi terowongan pengelak dan hidrolika terowongan
- H. Hasil perhitungan hidrolika pada kondisi aliran bebas dan tekan digunakan untuk perhitungan penelusuran banjir dengan metode perhitungan persamaan kontinuitas massa aliran sederhana
- I. Dari data geologi nantinya digunakan untuk menghitung pembebanan dan stabilitas terowongan

3.3 Bagan Alir (Flow Chart)



BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Analisa Hidrologi

Langkah pertama yang dibutuhkan pertama kali untuk merencanakan sebuah Terowongan Pengelak yaitu melakukan perhitungan analisa hidrologi untuk menghitung hujan rancangan.

4.1.1 Uji Konsistensi Data Curah Hujan dengan Metode RAPS

Uji Konsistensi data merupakan perhitungan dimana data-data yang tersedia akan di uji keakuratannya terlebih dahulu sebelum melakukan perhitungan curah hujan dan curah hujan efektif. Dalam melakukan uji konsistensi ini akan digunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Samas*) yang lebih efektif karena hanya menggunakan satu daerah stasiun saja untuk menghitung uji konsistensi. Perhitungan ini menggunakan data curah hujan selama 20 tahun terakhir dari tahun 2003 - 2022.

Langkah perhitungan :

n : 20

Dy : 22,54 mm

$Sk^{**}Maks$: 2,15 mm

$Sk^{**}Min$ ★ -1,88 mm ★★★★★

Q : [$Sk^{**}Max$]

: 2,15 m³/det

R : $Sk^{**}Max - Sk^{**}Min$

: 4,04 m³/det

$Q/n^{0,5}$: 2,15/20^{0,5}

: 0,482 < Syarat 90% 1,10 OKE

$R/n^{0,5}$: 4,04/20^{0,5}

: 0,903 < Syarat 90% 1,34 OKE

Tabel 4. 1 Uji Konsistensi Data Curah Hujan Dengan Metode RAPS

No	Tahun	Curah Hujan (mm/hari)	Sk*	[Sk*]	Dy ²	Sk**	[Sk**]
		1	2	3	4	5	6
1	2003	110,00	-14,45	14,45	10,44	-0,64	0,64
2	2004	109,00	-15,45	15,45	11,94	-0,69	0,69
3	2005	100,00	-24,45	24,45	29,89	-1,08	1,08
4	2006	110,00	-14,45	14,45	10,44	-0,64	0,64
5	2007	110,00	-14,45	14,45	10,44	-0,64	0,64
6	2008	102,00	-22,45	22,45	25,20	-1,00	1,00
7	2009	145,00	20,55	20,55	21,12	0,91	0,91
8	2010	110,00	-14,45	14,45	10,44	-0,64	0,64
9	2011	116,00	-8,45	8,45	3,57	-0,37	0,37
10	2012	126,00	1,55	1,55	0,12	0,07	0,07
11	2013	157,00	32,55	32,55	52,98	1,44	1,44
12	2014	133,00	8,55	8,55	3,66	0,38	0,38
13	2015	107,00	-17,45	17,45	15,23	-0,77	0,77
14	2016	145,00	20,55	20,55	21,12	0,91	0,91
15	2017	117,00	-7,45	7,45	2,78	-0,33	0,33
16	2018	151,00	26,55	26,55	35,25	1,18	1,18
17	2019	173,00	48,55	48,55	117,86	2,15	2,15
18	2020	140,00	15,55	15,55	12,09	0,69	0,69
19	2021	82,00	-42,45	42,45	90,10	-1,88	1,88
20	2022	146,00	21,55	21,55	23,22	0,96	0,96
Jumlah		2489,00			507,85	2,15	Max
Rata-Rata		124,45				-1,88	Min
Dy		22,54					

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan : [1] = Data

$$[2] = 1 - \text{Rerata } [1]$$

$$[3] = [Sk^*]$$

$$[4] = Sk^* [2]^2 / n$$

$$[5] = Sk^* [2] / \sum Dy^{0,5}$$

$$[6] = [Sk^{**}]$$

Dari hasil perhitungan Q dan R maka akan dibandingkan dengan nilai Q dan R dari tabel dibawah ini dengan keyakinan 90%

Tabel 4. 2 Nilai $Q/n^{0,5}$ dan $R/n^{0,5}$

N	$Q/n^{0,5}$			$R/n^{0,5}$		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30.00	1,12	1,24	1,46	1,4	1,5	1,7
40.00	1,13	1,26	1,5	1,42	1,53	1,74
50.00	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100.00	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,86
~	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber : Harto (2009:41)

4.1.2 Data Curah Hujan

Data curah hujan yang digunakan untuk menghitung analisa hidrologi ini di ambil dari satu stasiun hujan yaitu stasiun sapuran. Periode pengambilan data hujan ini dimulai dari tahun 2003 hingga 2022.

4.1.3 Analisa Curah Hujan Rancangan

Analisa curah hujan rancangan dihitung dengan menggunakan analisa frekuensi metode *Log Person type III*. Langkah perhitungan curah hujan rancangan distribusi *Log Person type III* :

- Menjumlahkan seluruh data hujan ($\text{Log}X_i$) selama 20 tahun:

$$n = 20$$

$$\sum \text{Log}X_i = 41,76 \text{ mm}$$

- Menghitung nilai rata-rata ($\text{Lg } X_{\text{rerata}}$)

$$\text{Log } X_{\text{rerata}} = \frac{\sum \text{Log}X_i}{n}$$

$$= \frac{41,76}{20} = 2,088 \text{ mm}$$

- Menghitung nilai standar deviasi (S_d)

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log}X_i - \text{Log}X_{\text{rerata}})^2}{n-1}}$$

$$= 0,081$$

- Menghitung Koefisien Kepencengan (C_s)

$$C_s = \frac{n \sum_{i=0}^i (X_i - X)^3}{(n-1)(n-2)(s)^3}$$

$$= -0,035$$

Tabel 4. 3 Perhitungan Statistik Log Person Type III

No	Tahun	Hujan Maks (mm/hari)	Log Xi	Log Xi- Log Xr	(Log Xi-Log Xr) ²	(Log Xi-Log Xr) ³
1	2003	110,00	2,041	-0,0465	0,0022	-0,0001
2	2004	109,00	2,037	-0,0505	0,0025	-0,0001
3	2005	100,00	2,000	-0,0879	0,0077	-0,0007
4	2006	110,00	2,041	-0,0465	0,0022	-0,0001
5	2007	110,00	2,041	-0,0465	0,0022	-0,0001
6	2008	102,00	2,009	-0,0793	0,0063	-0,0005
7	2009	145,00	2,161	0,0735	0,0054	0,0004
8	2010	110,00	2,041	-0,0465	0,0022	-0,0001
9	2011	116,00	2,064	-0,0234	0,0005	0,0000
10	2012	126,00	2,100	0,0125	0,0002	0,0000
11	2013	157,00	2,196	0,1080	0,0117	0,0013
12	2014	133,00	2,124	0,0360	0,0013	0,0000
13	2015	107,00	2,029	-0,0585	0,0034	-0,0002
14	2016	145,00	2,161	0,0735	0,0054	0,0004
15	2017	117,00	2,068	-0,0197	0,0004	0,0000
16	2018	151,00	2,179	0,0911	0,0083	0,0008
17	2019	173,00	2,238	0,1502	0,0225	0,0034
18	2020	140,00	2,146	0,0582	0,0034	0,0002
19	2021	82,00	1,914	-0,1741	0,0303	-0,0053
20	2022	146,00	2,164	0,0765	0,0058	0,0004
Jumlah			41,76	0,0000	0,1239	-0,0003
Log Xrt			2,088			
Standar Deviasi (Sd)			0,081			
Koef. Kepencengan (Cs)			-0,035			

Sumber : Hasil Perhitungan

Langkah selanjutnya untuk perhitungan curah hujan rancangan:

 Untuk nilai Cs = -0,035 nilai Pr = 50% dari tabel distribusi *Log Person Type III* diperoleh K = 0,017

- Menghitung nilai hujan rancangan periode 2 tahun

$$\begin{aligned}
 \text{Log Xr} &= \text{LogXrerata} + (K \times \text{Sd}) \\
 &= 2,088 + (0,017 \times 0,081) \\
 &= 2,088 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Xr} &= 10^{2,088} \\
 &= 122,46 \text{ mm/hr}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 4 Perhitungan Curah Hujan Rancangan Log Person Type III

Kala Ulang (T)	P (%)	K	K.Sd Log X	Log Xrancangan	Xrancangan
2	50	0,017	0,001	2,088	122,46
5	20	0,846	0,068	2,093	124,00
10	10	1,270	0,103	2,096	124,79
25	4	1,716	0,139	2,099	125,63
50	2	2,000	0,161	2,101	126,16
100	1	2,252	0,182	2,103	126,64
1000	0,1	2,950	0,238	2,107	127,97

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Uji kesesuaian distribusi frekuensi data curah hujan ini menggunakan metode Chi Square dan Smirnov Kolmogrof.

4.1.4.1 Uji Chi-Square

Langkah perhitungan Metode Chi-Square

- Menghitung jumlah kelas
 $n = 20$
 Kelas distribusi (K) $= 1 + 3,22 \log n$
 $= 1 + 3,22 \log 20$
 $= 5,189 \sim 6$ kelas
- Menghitung derajat kebebasan (Dk) dan X^2_{cr}
 Parameter $= 2$
 Derajat Kebebasan (Dk) $= K - (p+1) = 6 - (2+1) = 3$
 Nilai X^2_{cr} dengan jumlah data (n) = 20, $\alpha = 1\%$ dan Dk = 3 adalah 11,345 (dari tabel Chi-Square).
- Nilai X^2_{cr} dengan jumlah data (n) = 20, $\alpha = 5\%$ dan Dk = 3 adalah 7,815 (dari tabel Chi-Square).
- Batas sebaran $= 100\% / K$
 $= 100 / 6$
 $= 16,6\%$

Langkah perhitungan :

$$P = 80\%$$

$$\text{Log } X_{\text{rerata}} = 2,088 \text{ mm}$$

$$\text{Sd Log } X = 0,081$$

$$C_s = -0,035$$

Dari tabel Log Person Type III diperoleh $K = -0,83$

$$\begin{aligned} \text{Menghitung nilai Log } X_2 &= \text{Log } X_{\text{rerata}} + K \times \text{Sd} \\ &= 2,088 + (-0,83 \times 0,081) \\ &= 2,02 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Menghitung } X_t = 10^{2,02} = 104,71 \text{ mm}$$

Tabel 4. 5 Nilai Batas Minimum dan Maksimum Untuk Distribusi *Log Person Type III*

No	Pr (%)	Log Xrt	Cs	K	Sd	Log Xt	Xt (mm)
1	80	2,088	-0,035	-0,83	0,081	2,02	104,71
2	50	2,088	-0,035	0,017	0,081	2,08	122,46
3	16,6	2,088	-0,035	0,99	0,081	2,09	124,26

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4. 6 Perhitungan Nilai X^2 Untuk distribusi *Log Person Type III*

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef-Of	(Ef-Of) ² /Ef
		Of	Ef		
1	<103,567	3	3,33	0,333	0,033
2	103,567-111,562	6	3,33	-2,667	2,133
3	111,562-122,818	2	3,33	1,333	0,533
4	122,818-129,284	1	3,33	2,333	1,633
5	129,284-145,560	4	3,33	-0,667	0,133
6	>145,560	4	3,33	-0,667	0,133
Jumlah		20	20	0	4,6
Dk = 3		Xcr ²	5%	7,815	Diterima
		Tabel	1%	6,251	Diterima

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.4.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Tabel 4. 7 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov terhadap Metode Log Person Type III

No	CH max (mm)	CH max Terurut (m)	Log CH max terurut (mm)	Pe (x) %	Pe (1-x) %	K	Pt (x) %	Pt (1-x) %	Δ_{max} Pe(x) - Pt(1-x)
1	110,00	82,00	1,914	0,048	0,952	-2,156	0,979	0,021	0,026
2	109,00	100,00	2,000	0,095	0,905	-1,089	0,856	0,144	-0,049
3	100,00	102,00	2,009	0,143	0,857	-0,982	0,832	0,168	-0,025
4	110,00	107,00	2,029	0,190	0,810	-0,725	0,759	0,241	-0,050
5	110,00	109,00	2,037	0,238	0,762	-0,625	0,724	0,276	-0,038
6	102,00	110,00	2,041	0,286	0,714	-0,576	0,706	0,294	-0,008
7	145,00	110,00	2,041	0,333	0,667	-0,576	0,706	0,294	0,040
8	110,00	110,00	2,041	0,381	0,619	-0,576	0,706	0,294	0,087
9	116,00	110,00	2,041	0,429	0,571	-0,576	0,706	0,294	0,135
10	126,00	116,00	2,064	0,476	0,524	-0,290	0,605	0,395	0,081
11	157,00	117,00	2,068	0,524	0,476	-0,244	0,589	0,411	0,112
12	133,00	126,00	2,100	0,571	0,429	0,155	0,447	0,553	0,018
13	107,00	133,00	2,124	0,619	0,381	0,445	0,343	0,657	-0,038
14	145,00	140,00	2,146	0,667	0,333	0,721	0,244	0,756	-0,090
15	117,00	145,00	2,161	0,714	0,286	0,910	0,185	0,815	-0,101
16	151,00	145,00	2,161	0,762	0,238	0,910	0,179	0,821	-0,059
17	173,00	146,00	2,164	0,810	0,190	0,947	0,176	0,824	-0,014
18	140,00	151,00	2,179	0,857	0,143	1,128	0,119	0,881	-0,023
19	82,00	157,00	2,196	0,905	0,095	1,338	0,092	0,908	-0,003
20	146,00	173,00	2,238	0,952	0,048	1,860	0,032	0,968	-0,016
Jumlah Log X			41,758						
Log Xrata-rata			2,088						
n			20						
Simpangan Baku (Sd)			0,081						
Koefisien Skewness (Cs)			-0,035						
$\Delta Cr \alpha = 5\%$			0,290						
$\Delta Cr \alpha = 1\%$			0,360						
Nilai Δ_{max}									0,135

Sumber : Hasil Perhitungan

Hasil perhitungan nomor urut 1 :

$$\begin{aligned}
 \text{Log CH max} &= \text{Log CH maximum terurut} \\
 &= \text{Log } 82 \\
 &= 1,914 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pe(x) &= \frac{m}{(n+1)} \times 100 \\ &= \frac{1}{(20+1)} \times 100 \\ &= 0,0476\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pe(1-x) &= 1 - 0,0476 \\ &= 0,9524\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{\text{Log } X - \text{Log } X_r}{s_d} \\ &= \frac{1,914 - 2,088}{0,081} \\ &= -2,256 \end{aligned}$$

Mencari nilai Peluang teoritis (Pt) melalui tabel Distribusi Log Person Type III dengan nilai Cs = -0,035 dan diinterpolasi antara kisaran nilai K, maka didapat nilai :

Nilai K = -2,256 nilai K terletak diantara :

$$99\% = -2,352$$

$$95\% = -1,655$$

Maka didapat nilai Pt(x) = 0,979 %

$$\begin{aligned} Pt(1-x) &= 1 - 0,979 \\ &= 0,021\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{maks} &= | Pe(x) - Pt(x) | \\ &= | 0,0476 - 0,026 | \\ &= 0,026 \end{aligned}$$

$$\text{Nilai } \Delta_{maks} = 0,135$$

Nilai untuk masing-masing α sesuai tabel nilai kritis Δ_{cr} Smirnov-Kolmogorov :

Untuk $\alpha = 5\%$ dan $n = 20$, nilai $\Delta_{cr} = 0,294$

Untuk $\alpha = 1\%$ dan $n = 20$, nilai $\Delta_{cr} = 0,352$

Karena untuk $\alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ $\Delta_{maks} (0,135) < \Delta_{cr}$ maka hipotesa Uji Smirnov-Kolmogorov terhadap Distribusi Log Person Type III dapat **diterima**

4.1.5 Aliran Dasar (*Base Flow*)

Data debit pada DAS Bendungan Bener tidak diketahui, maka untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan dengan variabel masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai. Berikut merupakan Tabel 4.8 ketersediaan data.

Tabel 4. 8 Tabel Karakteristik DAS Bogowonto

No	Data	Keterangan
1	Luas Das	67,94 km ²
2	Jumlah Pertemuan Sungai	77
3	Panjang Sungai Tingkat 1	67 km
4	Panjang Sungai Utama	33,5 km
5	Panjang Sungai Semua Tingkat	67 km

Sumber : Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak, 2023

- 1) Data luas DAS (A) = 67,94 km²
- 2) Kerapatan jaringan sungai (D), yaitu jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan DAS

$$D = \frac{\sum \text{ordo sungai}}{\text{Luas DAS}} = \frac{81}{67,94} = 1,192 \text{ km}^2$$

- 3) Perkiraan aliran dasar yang tetap dengan memperhatikan pendekatan *kraijenhoff van dr leur* tentang hidrograf tanah air

$$\begin{aligned} Q_b &= 0,4751 \times A^{0,6444} \times D^{0,9430} \\ &= 0,4751 \times 67,94^{0,6444} \times 1,192^{0,9430} \\ &= 8,498 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

4.1.6 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh didaerah tersebut. Berdasarkan tabel 2.7, maka dalam studi ini ditetapkan nilai koefisien pengaliran sebesar 0,75 karena lokasi bendungan bener yang berada didaerah pegunungan tersier.

4.1.7 Distribusi Hujan Jam-jaman

Langkah – langkah perhitungan curah hujan sebagai berikut :

- a) Menghitung Distribusi hujan (R_t) untuk jam ke 1 :

$$R_t = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{t} \right)^{2/3} = 0,55$$

- b) Menghitung Curah Hujan ke 1 :

$$\begin{aligned} R_T &= T \cdot R_T - (T - 1)(R_{1-1}) \\ &= 1 \cdot (0,55) - (1 - 1)(0,55) \\ &= 0,55 \end{aligned}$$

- c) Menghitung Rasio (%) jam ke 1

$$\begin{aligned} R_1 &= R_T \times 100\% \\ &= 0,55 \times 100\% \\ &= 55,03\% \end{aligned}$$

Tabel 4. 9 Rasio Sebaran Hujan

No	Distribusi Hujan (R_t) 1 jam an	Curah hujan jam ke -	Rasio (%)	Kumulatif (%)
1	0,550	0,550	55,03%	55,03%
2	0,347	0,143	14,30%	69,34%
3	0,265	0,100	10,03%	79,37%
4	0,218	0,080	7,99%	87,36%
5	0,188	0,067	6,75%	94,10%
6	0,167	0,059	5,90%	100,00%

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4. 10 Perhitungan Hujan Efektif Jam-jaman

Jam ke	Rasio (%)	Hujan Jam-jaman (mm/jam)						
		2	5	10	25	50	100	1000
1	55,03%	50,55	51,18	51,50	51,85	52,07	52,27	52,82
2	14,30%	13,14	13,30	13,39	13,48	13,53	13,59	13,73
3	10,03%	9,22	9,33	9,39	9,45	9,49	9,53	9,63
4	7,99%	7,34	7,43	7,48	7,53	7,56	7,59	7,67
5	6,75%	6,20	6,27	6,31	6,36	6,38	6,41	6,47
6	5,90%	5,42	5,48	5,52	5,56	5,58	5,60	5,66
CH.Rancangan		122,4	123,9	124,7	125,6	126,1	126,6	127,9
Koef.Pengaliran		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Curah Hujan Efektif (mm)		91,85	93,00	93,59	94,22	94,62	94,98	95,98

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.8 Debit Banjir Rancangan

Dalam studi ini untuk menghitung debit banjir rancangan menggunakan hidrograf satuan sintetis yang digunakan adalah HSS Nakayasu. Karena tidak tersedianya AWLR (*Automatic Water Level Recorder*) maka perhitungan hidrograf satuan dihitung secara teoritis dengan hidrograf satuan sintetis nakayasu. Berikut merupakan langkah-langkah perhitungannya :

1. Data teknis DAS

$$\text{Luas DAS (Ca)} = 67,94 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama (L)} = 33,5 \text{ km}$$

2. Parameter-parameter hidrograf

- Waktu konsentrasi (t_g) = $0,4 + (0,058 \times L)$
 $= 0,4 + (0,058 \times 33,5)$
 $= 2,343 \text{ jam}$

- Nilai koefisien karakteristik DAS (α) = $\frac{0,47 (A.L)^{0,25}}{t_g}$
 $= \frac{0,47 (67,9 \cdot 33,5)^{0,25}}{1,024}$
 $= 1,386$

- Lama hujan efektif yang menyebabkan limpasan permukaan (t_r)

$$\begin{aligned} t_r &= 0,75 \cdot t_g \\ &= 0,75 \cdot 2,343 \\ &= 1,757 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Waktu ketika terjadi debit tertinggi (T_p)

$$\begin{aligned} (T_p) &= t_g + (0,8 \cdot t_r) \\ &= 2,343 + (0,8 \cdot 1,757) \\ &= 3,749 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Waktu penurunan debit dari debit puncak mencapai debit 30% ($T_{0,3}$)

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha \cdot t_g \\ &= 1,386 \cdot 2,343 \\ &= 3,246 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0,3} &= 3,749 + 3,246 \\ &= 6,995 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} &= 3,749 + 3,246 + 4,869 \\ &= 11,865 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Debit maksimum hidrograf satuan (Q_p)

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{1}{3,6} \left(\frac{A \cdot R_o}{0,3 \cdot T_p + T_{0,3}} \right) \\ &= \frac{1}{3,6} \left(\frac{67,94 \cdot 1}{0,3 \cdot 3,749 + 3,246} \right) \\ &= 4,318 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Tabel 4. 11 Parameter HSS Nakayasu

Parameter	Nilai	Satuan
A	67,94	km ²
L	33,5	Km
Ro	1	Mm
α	1,386	-
Tg	2,343	Jam
Tr	1,757	Jam
Tp	3,749	Jam
$T_{0,3}$	3,246	Jam
$0,5 T_{0,3}$	1,623	Jam

Lanjutan Tabel 4.11 Parameter HSS Nakayasu		
$1,5 T_{0,3}$	4,869	Jam
$2 T_{0,3}$	6,492	Jam
$(T_p + T_{0,3})$	6,995	Jam
$T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$	11,865	Jam
Q_p	4,318	m/det

Sumber : Hasil perhitungan

Perhitungan Ordinat HSS Nakayasu :

Saat kurva naik ($t < T_p$)

$$\begin{aligned}
 Q_a &= Q_p \cdot (t / T_p)^{2,4} \\
 &= 4,318 \cdot (1 / 3,749)^{2,4} \\
 &= 0,181 \text{ m}^3/\text{det}/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Saat kurva turun tahap 1 :

$$\begin{aligned}
 Q_{d1} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{t - T_p}{T_{0,3}} \\
 &= 4,318 \cdot 0,3 \frac{4 - 3,749}{3,246} \\
 &= 3,934 \text{ m}^3/\text{det}/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Saat kurva turun tahap 2 :

$$\begin{aligned}
 Q_{d2} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \\
 &= 4,318 \cdot 0,3 \frac{6,749 - 3,749 + 0,5 \cdot 3,246}{1,5 \cdot 3,246} \\
 &= 1,377 \text{ m}^3/\text{det}/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Saat kurva turun tahap 3 :

$$\begin{aligned}
 Q_{d3} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \\
 &= 4,318 \cdot 0,3 \frac{11,865 - 3,749 + 0,5 \cdot 3,246}{2 \cdot 3,246} \\
 &= 0,389 \text{ m}^3/\text{det}/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 12 Ordinat HSS Nakayasu

t (jam)	Q Ordinat HSS Nakayasu (m ³ /det/mm)	Keterangan	Volume (m3)
0	0,000		325,97
1	0,181	Qa	2046,45
2	0,956		6273,18
3	2,529		9231,02
3,749	4,318	Qp	3727,90
4	3,934		11966,84
5	2,715	Qd1	7868,33
6	1,657		4089,33
6,749	1,377		1206,44
7	1,294		4147,31
8	1,010	Qd2	3238,83
9	0,789		2529,35
10	0,616		1930,21
11	0,456		1314,64
11,865	0,389		187,09
12	0,379		1248,77
13	0,315		1037,41
14	0,262		861,82
15	0,217		715,95
16	0,180		594,77
17	0,150	Qd3	494,10
18	0,125		410,47
19	0,103		340,99
20	0,086		283,28
21	0,071		235,33
22	0,059		195,50
23	0,049		162,41
24	0,041		134,92
Jumlah Q (m3/det)			24,457
VLL (m3)			88043,52
TLL (mm)			1,296
Jumlah V (m3)			67454,34

Sumber : Hasil Perhitungan

Kontrol Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu :

$$\text{Jumlah Q} = \sum Q$$

$$= 24,457 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\begin{aligned}VLL &= \sum Q \cdot 60 \text{ menit} \cdot 60 \text{ detik} \\ &= 24,457 \text{ m}^3/\text{det} \cdot 60 \cdot 60 \\ &= 88043,52 \text{ m}^3/\text{det}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}TLL &= \frac{VLL}{A \cdot 10^6} \times 1000 \\ &= \frac{88043,52}{67,94 \cdot 10^6} \times 1000 \\ &= 1,296 \text{ mm}\end{aligned}$$

Perhitungan volume hidrograf pada Q_p :

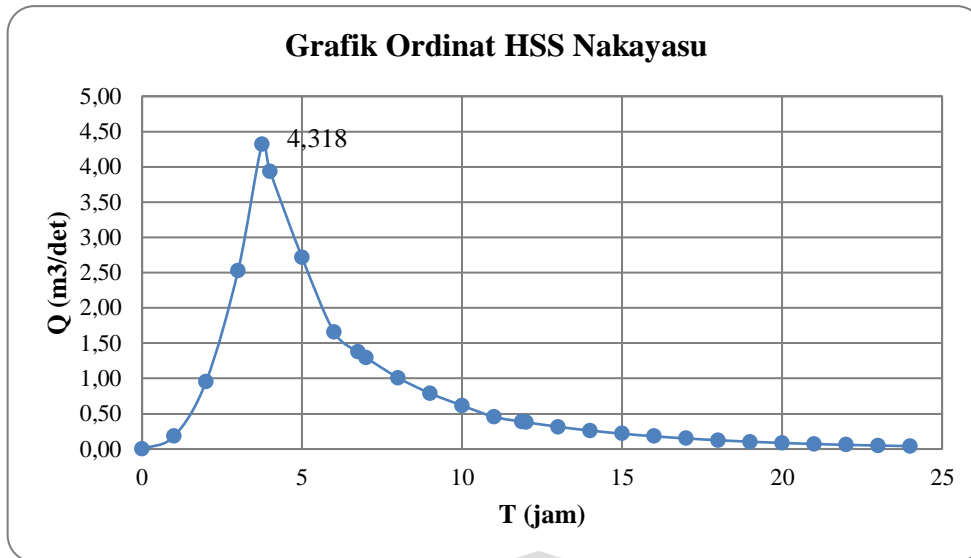
$$\begin{aligned}V &= (Q_{t2} + Q_{t1}) \cdot (T_{t2} + T_{t1}) \cdot 0,5 \cdot 3600 \\ &= (3,934 + 4,318) \cdot (4 + 3,749) \cdot 0,5 \cdot 3600 \\ &= 3727,90 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Perhitungan *Baseflow* :

$$\begin{aligned}D &= \frac{L}{A} \\ &= \frac{33,5 \text{ km}}{67,94 \text{ km}^2} \\ &= 0,493 \text{ km}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_b &= 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,943} \\ &= 0,4751 \cdot 67,94^{0,6444} \cdot 0,493^{0,943} \\ &= 3,696 \text{ m}^3/\text{det}\end{aligned}$$

Jadi besaran debit *Baseflow* adalah 3,696 m³/det



Gambar 4. 1 Grafik Ordinasi HSS Nakayasu
Sumber : Hasil Analisis

Gambar 4.1 merupakan grafik hidrograf waktu permulaan banjir (T_p) hingga puncak banjir (Q_p) dan waktu penurunan dari puncak banjir ($T_{0,3} Q_p$). Berdasarkan grafik ordinasi HSS Nakayasu diatas mendapatkan nilai debit puncak banjir (Q_p) sebesar $4,318 \text{ m}^3/\text{det}$ pada $T \text{ (jam)}$ $3,749$

Tabel 4. 13 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 2 tahun HSS Nakayasu

t	Q Unit	Debit Limpasan Langsung (m^3/det)						Baseflow	Q_{banjir}
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
(jam)	(m^3/det)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
0	0,000	0,000						3,696	3,696
1	0,181	9,154	0,000					3,696	12,851
2	0,956	48,317	2,380	0,000				3,696	54,393
3	2,529	127,855	12,560	1,670				3,696	145,780
3,749	4,318	218,257	33,235	8,813	0,000			3,696	264,001
4	3,934	198,842	56,734	23,320	1,329	0,000		3,696	283,921
5	2,715	137,227	51,687	39,809	7,016	1,123	0,000	3,696	240,557
6	1,657	83,742	35,671	36,267	18,565	5,926	0,982	3,696	184,849
6,749	1,377	69,585	21,768	25,029	31,692	15,682	5,181	3,696	172,632
7	1,294	65,398	18,088	15,274	28,872	26,769	13,709	3,696	171,807
8	1,010	51,072	17,000	12,692	19,926	24,388	23,402	3,696	152,176
9	0,789	39,885	13,276	11,928	12,160	16,831	21,320	3,696	119,095
10	0,616	31,148	10,368	9,315	10,104	10,271	14,714	3,696	89,616
11	0,456	23,059	8,097	7,275	9,496	8,535	8,979	3,696	69,136
11,864	0,389	19,643	5,994	5,681	7,416	8,021	7,461	3,696	57,912
12	0,379	19,156	5,106	4,206	5,791	6,264	7,012	3,696	51,232
13	0,315	15,914	4,979	3,583	4,523	4,892	5,476	3,696	43,063

Lanjutan Tabel 4. 13 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 2 tahun HSS Nakayasu

t	Q Unit	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Baseflow	Q _{banjir}
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		50,55	13,14	9,22	7,34	6,2	5,42		
(jam)	(m ³ /det)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m ³ /det)	(m ³ /det)
14	0,262	13,220	4,137	3,494	3,348	3,820	4,276	3,696	35,992
15	0,217	10,983	3,436	2,903	2,852	2,828	3,340	3,696	30,038
16	0,180	9,124	2,855	2,411	2,782	2,409	2,472	3,696	25,749
17	0,150	7,579	2,372	2,003	2,311	2,349	2,106	3,696	22,417
18	0,125	6,297	1,970	1,664	1,920	1,952	2,054	3,696	19,552
19	0,103	5,231	1,637	1,382	1,595	1,621	1,706	3,696	16,869
20	0,086	4,345	1,360	1,148	1,325	1,347	1,417	3,696	14,639
21	0,071	3,610	1,130	0,954	1,101	1,119	1,178	3,696	12,787
22	0,059	2,999	0,938	0,793	0,914	0,930	0,978	3,696	11,248
23	0,049	2,491	0,780	0,658	0,760	0,772	0,813	3,696	9,970
24	0,041	2,070	0,648	0,547	0,631	0,642	0,675	3,696	8,908
Q _{max}								283,92	

Sumber : Hasil perhitungan

Perhitungan debit banjir rancangan kala ulang 2 tahun HSS Nakayasu jam ke 1 :

Debit banjir rancangan = Q unit . Hujan Efektif (R₁) jam ke 1

$$= 0,181 \text{ m}^3/\text{det} \cdot 50,55 \text{ mm}$$

$$= 9,154 \text{ mm}$$

Q_{banjir} = Jumlah debit banjir rancangan jam ke 1 + $Q_{baseflow}$

$$= 9,154 + 3,696$$

$$= 12,851 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4. 14 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 5 tahun HSS Nakayasu

t	Q Unit	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Baseflow	Q _{banjir}
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		51,18	13,30	9,33	7,43	6,27	5,48		
(jam)	(m ³ /det)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m ³ /det)	(m ³ /det)
0	0,000	0,000						3,696	3,696
1	0,181	9,268	0,000					3,696	12,965
2	0,956	48,919	2,409	0,000				3,696	55,024
3	2,529	129,448	12,712	1,690				3,696	147,547
3,749	4,318	220,977	33,639	8,918	0,000			3,696	267,231
4	3,934	201,320	57,425	23,598	1,346	0,000		3,696	287,385
5	2,715	138,937	52,316	40,284	7,102	1,135	0,000	3,696	243,471
6	1,657	84,786	36,105	36,700	18,793	5,993	0,992	3,696	187,065

Lanjutan Tabel 4. 14 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 5 tahun HSS Nakayasu

t	Q Unit	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Baseflow	Q _{banjir}
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
(jam)	(m ³ /det)	51,18	13,30	9,33	7,43	6,27	5,48	(m ³ /det)	(m ³ /det)
7	1,294	66,213	18,308	15,456	29,226	27,072	13,860	3,696	173,832
8	1,010	51,709	17,207	12,843	20,170	24,663	23,661	3,696	153,949
9	0,789	40,382	13,437	12,070	12,309	17,021	21,556	3,696	120,472
10	0,616	31,536	10,494	9,426	10,228	10,387	14,876	3,696	90,644
11	0,456	23,346	8,195	7,362	9,612	8,631	9,078	3,696	69,921
11,864	0,389	19,888	6,067	5,749	7,507	8,112	7,544	3,696	58,562
12	0,379	19,395	5,168	4,256	5,862	6,335	7,090	3,696	51,802
13	0,315	16,112	5,040	3,626	4,578	4,947	5,537	3,696	43,536
14	0,262	13,385	4,187	3,536	3,389	3,863	4,324	3,696	36,380
15	0,217	11,119	3,478	2,937	2,887	2,860	3,377	3,696	30,355
16	0,180	9,237	2,890	2,440	2,816	2,436	2,500	3,696	26,015
17	0,150	7,674	2,400	2,027	2,339	2,376	2,129	3,696	22,642
18	0,125	6,375	1,994	1,684	1,943	1,974	2,077	3,696	19,743
19	0,103	5,296	1,657	1,399	1,614	1,640	1,725	3,696	17,027
20	0,086	4,400	1,376	1,162	1,341	1,362	1,433	3,696	14,771
21	0,071	3,655	1,143	0,965	1,114	1,132	1,191	3,696	12,896
22	0,059	3,036	0,950	0,802	0,925	0,940	0,989	3,696	11,339
23	0,049	2,522	0,789	0,666	0,769	0,781	0,822	3,696	10,045
24	0,041	2,095	0,655	0,554	0,639	0,649	0,683	3,696	8,971
Q _{max}								287,38	

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan debit banjir rancangan kala ulang 5 tahun HSS Nakayasu jam ke 1 :

Debit banjir rancangan = Q unit . Hujan Efektif (R₁) jam ke 1

$$= 0,181 \text{ m}^3/\text{det} \cdot 51,18 \text{ mm}$$

$$= 9,268 \text{ mm}$$

Q_{banjir} = Jumlah debit banjir rancangan jam ke 1 + $Q_{baseflow}$

$$= 9,268 + 3,696$$

$$= 12,965 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4. 15 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 10 tahun HSS Nakayasu

t	Q Unit	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Baseflow	Q _{banjir}
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
(jam)	(m ³ /det)	51,5	13,39	9,39	7,48	6,31	5,52	(m ³ /det)	(m ³ /det)
0	0,000	0,000						3,696	3,696
1	0,181	9,326	0,000					3,696	13,023
2	0,956	49,225	2,425	0,000				3,696	55,346
3	2,529	130,258	12,798	1,700				3,696	148,453
3,749	4,318	222,359	33,867	8,975	0,000			3,696	268,897
4	3,934	202,579	57,813	23,750	1,355	0,000		3,696	289,193
5	2,715	139,806	52,670	40,543	7,150	1,143	0,000	3,696	245,007
6	1,657	85,316	36,350	36,936	18,919	6,031	1,000	3,696	188,248
6,749	1,377	70,893	22,182	25,491	32,296	15,960	5,276	3,696	175,794
7	1,294	66,627	18,432	15,556	29,423	27,244	13,962	3,696	174,940
8	1,010	52,032	17,323	12,926	20,306	24,821	23,833	3,696	154,937
9	0,789	40,634	13,528	12,148	12,392	17,130	21,713	3,696	121,241
10	0,616	31,733	10,565	9,487	10,297	10,453	14,985	3,696	91,216
11	0,456	23,492	8,251	7,409	9,677	8,686	9,145	3,696	70,356
11,864	0,389	20,012	6,108	5,786	7,557	8,163	7,599	3,696	58,922
12	0,379	19,516	5,203	4,283	5,902	6,375	7,141	3,696	52,117
13	0,315	16,213	5,074	3,649	4,609	4,979	5,577	3,696	43,797
14	0,262	13,469	4,215	3,558	3,412	3,888	4,355	3,696	36,594
15	0,217	11,189	3,502	2,956	2,907	2,878	3,401	3,696	30,529
16	0,180	9,295	2,909	2,456	2,835	2,452	2,518	3,696	26,161
17	0,150	7,722	2,417	2,040	2,355	2,391	2,145	3,696	22,766
18	0,125	6,415	2,008	1,695	1,956	1,986	2,092	3,696	19,848
19	0,103	5,329	1,668	1,408	1,625	1,650	1,738	3,696	17,114
20	0,086	4,427	1,386	1,170	1,350	1,371	1,444	3,696	14,843
21	0,071	3,678	1,151	0,972	1,122	1,139	1,199	3,696	12,956
22	0,059	3,055	0,956	0,807	0,932	0,946	0,996	3,696	11,389
23	0,049	2,538	0,794	0,671	0,774	0,786	0,828	3,696	10,087
24	0,041	2,109	0,660	0,557	0,643	0,653	0,688	3,696	9,005
Q _{max}								289,19	

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan debit banjir rancangan kala ulang 10 tahun HSS Nakayasu jam ke 1 :

Debit banjir rancangan = Q unit . Hujan Efektif (R₁) jam ke 1

$$= 0,181 \text{ m}^3/\text{det} \cdot 51,5 \text{ mm}$$

$$= 9,326 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{banjir} &= \text{Jumlah debit banjir rancangan jam ke 1} + Q_{baseflow} \\
 &= 9,326 + 3,696 \\
 &= 13,023 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 16 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 tahun HSS Nakayasu

t	Q Unit	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Baseflow	Q _{banjir}
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
(jam)	(m ³ /det)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m ³ /det)	(m ³ /det)
0	0,000	0,000						3,696	3,696
1	0,181	9,388	0,000					3,696	13,084
2	0,956	49,550	2,441	0,000				3,696	55,687
3	2,529	131,118	12,884	1,711				3,696	149,410
3,749	4,318	223,827	34,095	9,033	0,000			3,696	270,650
4	3,934	203,916	58,202	23,902	1,364	0,000		3,696	291,079
5	2,715	140,729	53,024	40,802	7,197	1,152	0,000	3,696	246,600
6	1,657	85,879	36,594	37,172	19,045	6,079	1,007	3,696	189,473
6,749	1,377	71,361	22,331	25,654	32,512	16,086	5,314	3,696	176,955
7	1,294	67,067	18,556	15,655	29,620	27,460	14,063	3,696	176,117
8	1,010	52,376	17,439	13,009	20,442	25,017	24,006	3,696	155,985
9	0,789	40,903	13,619	12,226	12,474	17,265	21,871	3,696	122,054
10	0,616	31,943	10,636	9,548	10,366	10,536	15,094	3,696	91,818
11	0,456	23,647	8,306	7,456	9,742	8,755	9,211	3,696	70,813
11,864	0,389	20,144	6,149	5,823	7,608	8,228	7,654	3,696	59,302
12	0,379	19,645	5,238	4,311	5,941	6,426	7,193	3,696	52,450
13	0,315	16,320	5,108	3,672	4,640	5,018	5,617	3,696	44,072
14	0,262	13,558	4,244	3,581	3,435	3,919	4,387	3,696	36,819
15	0,217	11,263	3,525	2,975	2,926	2,901	3,426	3,696	30,713
16	0,180	9,356	2,929	2,471	2,854	2,471	2,536	3,696	26,314
17	0,150	7,773	2,433	2,053	2,371	2,410	2,161	3,696	22,896
18	0,125	6,457	2,021	1,706	1,969	2,002	2,107	3,696	19,959
19	0,103	5,364	1,679	1,417	1,636	1,663	1,750	3,696	17,206
20	0,086	4,456	1,395	1,177	1,359	1,382	1,454	3,696	14,919
21	0,071	3,702	1,159	0,978	1,129	1,148	1,208	3,696	13,020
22	0,059	3,075	0,963	0,812	0,938	0,954	1,004	3,696	11,442
23	0,049	2,555	0,800	0,675	0,779	0,792	0,834	3,696	10,131
24	0,041	2,122	0,664	0,561	0,647	0,658	0,693	3,696	9,042
Q _{max}								291,08	

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan debit banjir rancangan kala ulang 25 tahun HSS Nakayasu jam ke 1 :

Debit banjir rancangan = Q unit . Hujan Efektif (R_1) jam ke 1

$$= 0,181 \text{ m}^3/\text{det} \cdot 51,84 \text{ mm}$$

$$= 9,388 \text{ mm}$$

Q_{banjir} = Jumlah debit banjir rancangan jam ke 1 + Q_{baseflow}

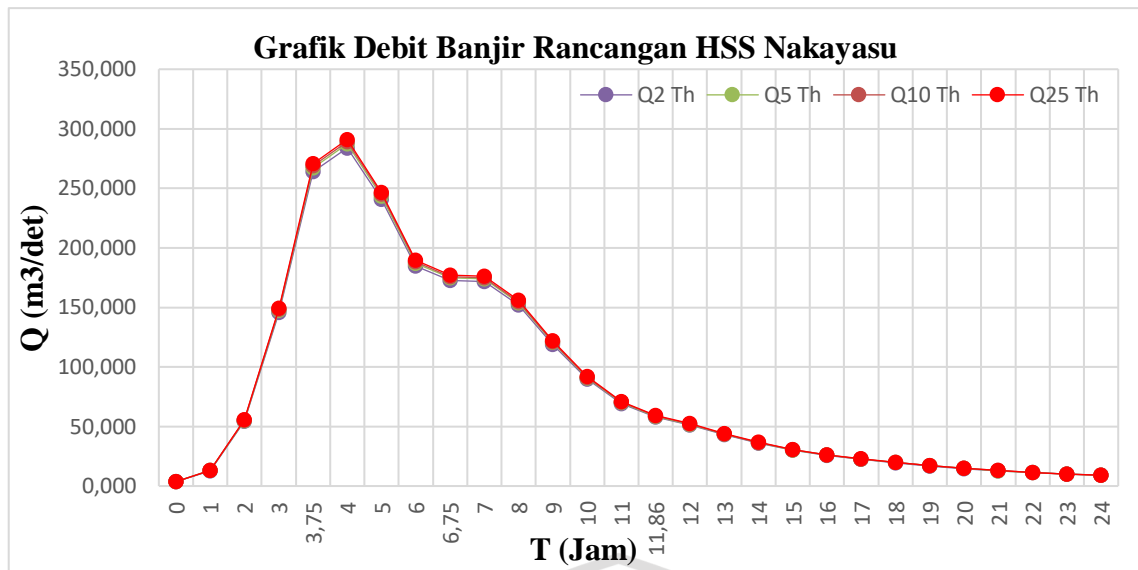
$$= 9,388 + 3,696$$

$$= 13,084 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4. 17 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu

t	Debit Banjir Rancangan			
	2 th	5 th	10 th	25 th
(Jam)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)
0	3,70	3,70	3,70	3,70
1	12,85	12,96	13,02	13,08
2	54,39	55,02	55,35	55,69
3	145,78	147,55	148,45	149,41
3,749	264,00	267,23	268,90	270,65
4	283,92	287,38	289,19	291,08
5	240,56	243,47	245,01	246,60
6	184,85	187,07	188,25	189,47
6,749	172,63	174,69	175,79	176,95
7	171,81	173,83	174,94	176,12
8	152,18	153,95	154,94	155,98
9	119,10	120,47	121,24	122,05
10	89,62	90,64	91,22	91,82
11	69,14	69,92	70,36	70,81
11,864	57,91	58,56	58,92	59,30
12	51,23	51,80	52,12	52,45
13	43,06	43,54	43,80	44,07
14	35,99	36,38	36,59	36,82
15	30,04	30,36	30,53	30,71
16	25,75	26,02	26,16	26,31
17	22,42	22,64	22,77	22,90
18	19,55	19,74	19,85	19,96
19	16,87	17,03	17,11	17,21
20	14,64	14,77	14,84	14,92
21	12,79	12,90	12,96	13,02
22	11,25	11,34	11,39	11,44
23	9,97	10,05	10,09	10,13
24	8,91	8,97	9,01	9,04
Max	283,92	287,38	289,19	291,08

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4. 2 Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Q2, Q5, Q10, dan Q25 HSS Nakayasu
Sumber : Hasil Analisis

4.2 Penelusuran Banjir

4.2.1 Data Teknis Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan saluran pengelak pada Bendungan Bener antara lain sebagai berikut :

- Tipe Terowongan = Lingkaran
- Elevasi Inlet = + 225,00 m
- Elevasi Outlet = + 220,50 m
- Panjang Terowongan = 850 m
- Slope (kemiringan) = 0,006
- Beda tinggi = 5,5 m

4.2.2 Penentuan Dimensi Terowongan

Untuk menentukan dimensi terowongan harus mencari dengan uji coba-coba. Ketika di aliran inflow dan outflow sesuai maka dimensi tersebut aman untuk digunakan.

Diketahui data teknis:

- Tipe terowongan = Lingkaran
- Diameter Terowongan = 5 m (dicoba)
- Elv. Dasar inlet = +225,00 m
- Elv. Dasar Outlet = +220,50 m
- Panjang terowongan = 850 m

- Kemiringan terowongan = 0,006
- Angka kekasaran = 0,0013 (saluran beton)
- Beda tinggi = 5,5 m

Berdasarkan data teknis perencanaan di atas, dimensi terowongan dicoba dengan menggunakan diameter 5 m. Untuk selanjutnya dilakukan perhitungan kondisi aliran bebas dan aliran tekan untuk melihat apakah aliran inflow dan outflow sesuai. Jika aliran inflow dan outflow sesuai, maka diameter tersebut dapat digunakan. (SNI 03-6456-1.2000 bagian 1)

4.2.3 Analisis Kapasitas Tampungan Waduk

Analisis kapasitas tampungan waduk memiliki tujuan untuk mengetahui hubungan antara elevasi, area tampungan, dan volume tampungan pada rencana bendungan. Hubungan ketiganya ditunjukkan dalam bentuk tabel dan kurva lengkung kapasitas waduk.

4.2.3.1 Kurva Kapasitas Tampungan Waduk

Fungsi utama tampungan waduk adalah sebagai penampung air, oleh karena itu, karakteristik waduk ditentukan dari peta kontur dan survei topografi lokasi Bendungan Bener. Berdasarkan lokasi as bendungan pada data topografi didapatkan elevasi dan luas tampungan.

Tabel 4. 18 Data Kapasitas Tampungan Waduk Bener

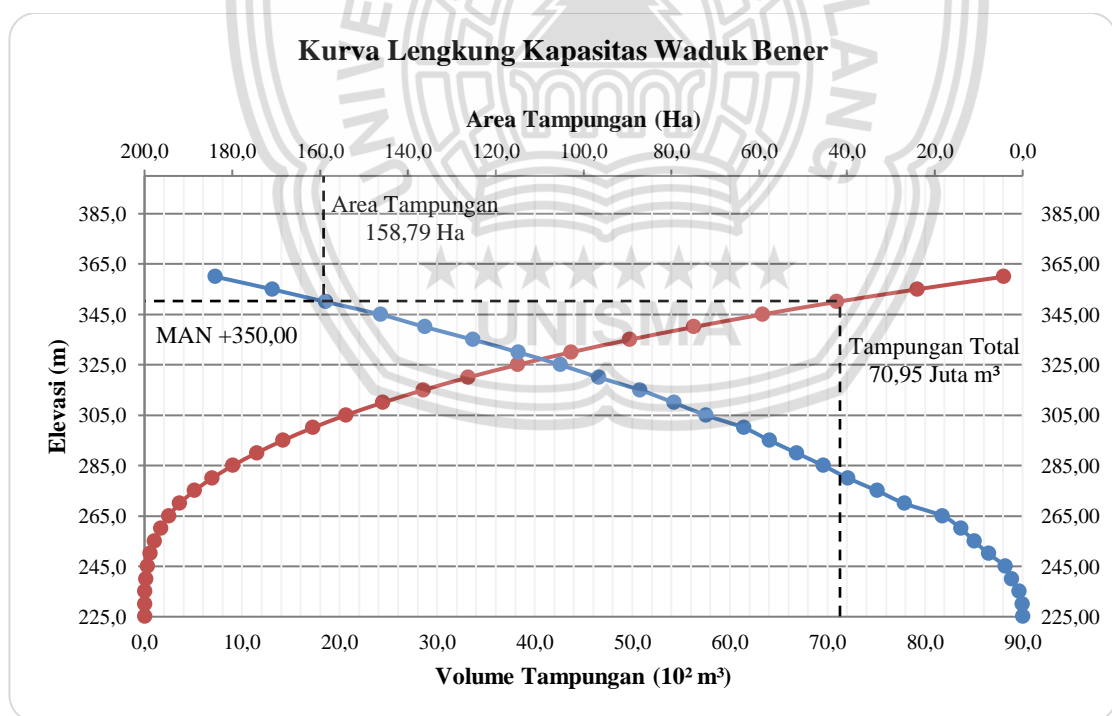
No	Elevasi (+ m)	Tinggi (m)	Area Tampungan (Ha)	Volume Tampungan (m ³)	(10 ² m ³)	juta m ³
1	225,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,00
2	230,00	5,00	0,06	0,16	0,002	1575,00
3	235,00	10,00	0,84	2,43	0,024	24250,00
4	240,00	15,00	2,55	10,90	0,109	109000,00
5	245,00	20,00	4,03	27,34	0,273	273400,00
6	250,00	25,00	7,74	56,76	0,568	567550,00
7	255,00	30,00	11,02	103,65	1,037	1036525,00
8	260,00	35,00	14,08	166,41	1,664	1664075,00
9	265,00	40,00	18,27	247,28	2,473	2472750,00
10	270,00	45,00	26,97	360,37	3,604	3603700,00
11	275,00	50,00	33,12	510,60	5,106	5105950,00
12	280,00	55,00	39,77	692,82	6,928	6928200,00
13	285,00	60,00	45,41	905,78	9,058	9057750,00
14	290,00	65,00	51,52	1148,11	11,481	11481050,00
15	295,00	70,00	57,65	1421,03	14,210	14210300,00
16	300,00	75,00	63,50	1723,90	17,239	17238975,00

17	305,00	80,00	72,16	2063,04	20,630	20630400,00
18	310,00	85,00	79,47	2442,12	24,421	24421150,00
19	315,00	90,00	87,17	2858,71	28,587	28587100,00
20	320,00	95,00	96,58	3318,07	33,181	33180700,00
21	325,00	100,00	105,32	3822,81	38,228	38228100,00
22	330,00	105,00	114,89	4373,34	43,733	43733375,00
23	335,00	110,00	125,23	4973,65	49,736	49736475,00
24	340,00	115,00	136,11	5626,99	56,270	56269925,00
25	345,00	120,00	146,26	6332,91	63,329	63329050,00
26	350,00	125,00	158,79	7095,53	70,955	70955300,00
27	355,00	130,00	170,93	7919,83	79,198	79198300,00
28	360,00	135,00	183,91	8806,92	88,069	88069175,00

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan volume tampungan elevasi +230,0 m :

$$\begin{aligned}
 V_t &= V_{awal} + \frac{(elevasi\ 2 - elevasi\ 1) \cdot (A_t2 + A_t1)}{2} \\
 &= 0,00 + \frac{(230 - 225) \cdot (0,06 + 0,00)}{2} \\
 &= 0,16\ m^3
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 3 Kurva Lengkung Kapasitas Waduk

Sumber : Hasil Analisa

Gambar 4.3 merupakan grafik kurva lengkung kapasitas waduk Bener yang memiliki tujuan untuk mengetahui area tampungan atau luas genangan dan volume tampungan total pada elevasi tertentu. Berdasarkan analisis grafik kurva lengkung

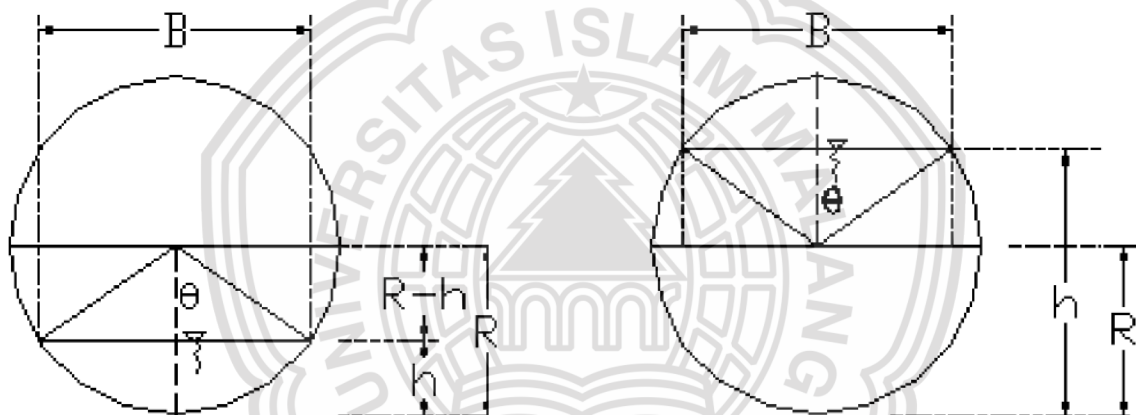
kapasitas waduk Bener pada elevasi muka air normal (MAN +350,0 m) diketahui tampungan total waduk sebesar 70,95 juta m³ dan area genangan waduk sebesar 158,79 Ha.

4.2.4 Hidrolika Terowongan Pengelak

Terowongan pengelak direncanakan berdasarkan debit banjir rancangan dengan kala ulang 25 tahun. Tipe aliran pada terowongan pengelak dibagi menjadi dua kondisi yaitu, kondisi aliran bebas dan kondisi aliran tekan

4.2.4.1 Kondisi Aliran Bebas (*Free Flow*)

Pada kondisi ini terowongan tidak terisi penuh. Aliran yang mengalir ke terowongan tergantung dari bagian pemasukan (*inlet*)



Gambar 4. 4 Kondisi Perhitungan Aliran Bebas
Sumber : Chow, 1992

- a. Untuk h dibawah setengah lingkaran, persamaan yang digunakan :

Misalkan h = 1,25

1. Menghitung Sudut (θ)

Dicoba R = 2,5 m

$$\begin{aligned}\theta &= \arccos\left(\frac{R-h}{R}\right) \\ &= \arccos\left(\frac{2,5-1,25}{2,5}\right) \\ &= 60^\circ\end{aligned}$$

2. Menghitung luas persamaan A

$$\begin{aligned} A &= r^2 \left(\frac{\theta \cdot \pi}{180} - \sin \theta \cdot \cos \theta \right) \\ &= 2,5^2 \left(\frac{60 \cdot 3,14}{180} - \sin 60 \cdot \cos 60 \right) \\ &= 3,835 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

3. Menghitung keliling basah (P)

$$\begin{aligned} P &= \left(\frac{2 \cdot \theta \cdot \pi \cdot r}{180} \right) \\ &= \left(\frac{2 \cdot 60 \cdot 3,14 \cdot 2,5}{180} \right) \\ &= 5,233 \text{ m} \end{aligned}$$

4. Menghitung jari-jari hidrolis (R)

$$\begin{aligned} R &= A / P \\ &= 3,835 / 5,233 \\ &= 0,736 \text{ m} \end{aligned}$$

5. Menghitung lebar dasar terowongan (B)

$$\begin{aligned} B &= 2 \times r \times \sin \theta \\ &= 2 \times 2,5 \times \sin 60 \\ &= 4,33 \text{ m} \end{aligned}$$

6. Menghitung kecepatan (V)

$$\begin{aligned} V &= 1/n \times R^{2/3} \times S^{1/2} \\ &= 1/0,014 \times 0,736^{2/3} \times 0,006^{1/2} \\ &= 4,60 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

7. Menghitung debit (Q)

$$\begin{aligned} Q &= V \times A \\ &= 4,60 \text{ m/det} \times 3,835 \text{ m}^2 \\ &= 17,64 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

b. Untuk h diatas setengah lingkaran, persamaan yang digunakan :

1. Menghitung Sudut (θ)

$$\begin{aligned} \text{Dicoba } R &= 2,5 \text{ m} \\ \theta &= \arccos \left(\frac{R-h}{R} \right) \\ &= \arccos \left(\frac{4,5-2,5}{2,5} \right) \\ &= 36,87^\circ \end{aligned}$$

2. Menghitung luas persamaan A

$$\begin{aligned} A &= \pi \cdot r^2 - r^2 \left(\frac{\theta \cdot \pi}{180} - \sin \theta \cdot \cos \theta \right) \\ &= 3,14 \cdot 2,5^2 - 2,5^2 \left(\frac{36,87 \cdot 3,14}{180} - \sin 36,87 \cdot \cos 36,87 \right) \\ &= 18,613 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

3. Menghitung keliling basah (P)

$$\begin{aligned} P &= 2\pi \cdot r \left(1 - \frac{2 \cdot \theta}{360} \right) \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 2,5 \left(1 - \frac{2 \cdot 36,87}{360} \right) \\ &= 12,49 \text{ m} \end{aligned}$$

4. Menghitung jari-jari hidrolis (R)

$$\begin{aligned} R &= A / P \\ &= 18,613 / 12,49 \\ &= 1,49 \text{ m} \end{aligned}$$

5. Menghitung lebar dasar terowongan (B)

$$\begin{aligned} B &= 2 \times r \times \sin \theta \\ &= 2 \times 2,5 \times \sin 36,87 \\ &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

6. Menghitung kecepatan (V)

$$\begin{aligned} V &= 1/n \times R^{2/3} \times S^{1/2} \\ &= 1/0,014 \times 1,49^{2/3} \times 0,006^{1/2} \\ &= 7,03 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

7. Menghitung debit (Q)

$$\begin{aligned} Q &= V \times A \\ &= 7,03 \text{ m/det} \times 18,613 \text{ m}^2 \\ &= 130,82 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Diperoleh Q_{banjir} pada saat kondisi aliran bebas sebesar 130,82 m³/det karena $Q_{max.rencana} >$ dari Q_{banjir} maka dimensinya mencukupi. Perhitungan karakteristik aliran bebas dapat dilihat pada tabel 4.19

Tabel 4. 19 Kapasitas Pengaliran saat kondisi Aliran Bebas $h < 1,2$

Elv. MA	Tinggi	θ	A	P	B	R	V	Q
(m)	(m)	$^{\circ}$	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m/detik)	(m ³ /det)
225,5	0,5	36,89	1,02	3,22	3,00	0,32	2,78	2,84
226	1	53,16	2,80	4,64	4,00	0,60	4,08	11,42
226,25	1,25	60,03	3,84	5,24	4,33	0,73	4,59	17,63
226,5	1,5	66,46	4,95	5,80	4,59	0,85	5,03	24,94
227	2	78,50	7,33	6,85	4,90	1,07	5,77	42,28
227,5	2,5	90,05	9,82	7,85	5,00	1,25	6,33	62,10
228	3	78,50	12,29	8,85	4,90	1,39	6,74	82,82
228,5	3,5	66,46	14,67	9,90	4,59	1,48	7,00	102,77
229	4	53,16	16,83	11,06	4,00	1,52	7,12	119,79
229,5	4,5	36,89	18,60	12,49	3,00	1,49	7,03	130,82

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.4.2 Kondisi Aliran Tekan

Pada kondisi ini terowongan terisi penuh, aliran air yang masuk tergantung dari tinggi muka air yang berada di bagian pemasukan (*inlet*),

1. f_c = koefisien kehilangan energi yang besarnya tergantung bentuk inlet 0,5
2. f_f = koefisien kehilangan energi akibat kekasaran penampang 1,484
3. f_o = koefisien kehilangan energi di outlet 0
4. f_b = koefisien kehilangan energi akibat belokan 0
5. f_p = koefisien kehilangan energi akibat perubahan penampang 0
6. $\sum f$ = $0,5 + 1,484 + 0 + 0 + 0 = 1,984$

Pada kondisi ini terowongan terisi penuh. Debit yang mengalir ke dalam terowongan tergantung dari muka air di bagian pemasukan, untuk mencari debit pada waktu aliran tertekan dicari debit terbesar yaitu pada saat h setinggi muka air banjir maksimum yaitu pada saat El +355,00 m. Langkah-langkah perhitungannya sebagai berikut :

Kondisi muka air pada $H > 1,2D$ ($H = 6$ m)

1. Menentukan elevasi muka air minimum

$$\begin{aligned}
 \text{El.MA} &= \text{El. Dasar saluran} + H \\
 &= 225,00 + 6 \\
 &= 231 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung beda tinggi air (h)

$$\begin{aligned} h &= H + \text{Beda tinggi Outlet dan inlet} - \text{Titik pusat penampang outlet} \\ &= 6 + 5 - 2,5 \\ &= 8,5 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Menghitung luas penampang (A)

$$\begin{aligned} A &= 1/4\pi \cdot D^2 \\ &= 1/4 \cdot 3,14 \cdot 5^2 \\ &= 19,625 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

4. Menghitung kecepatan (V)

$$\begin{aligned} V &= \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot h}{\Sigma f}} \\ &= \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 8,5}{1,984}} \\ &= 9,169 \text{ m/det} \end{aligned}$$

5. Menghitung debit (Q)

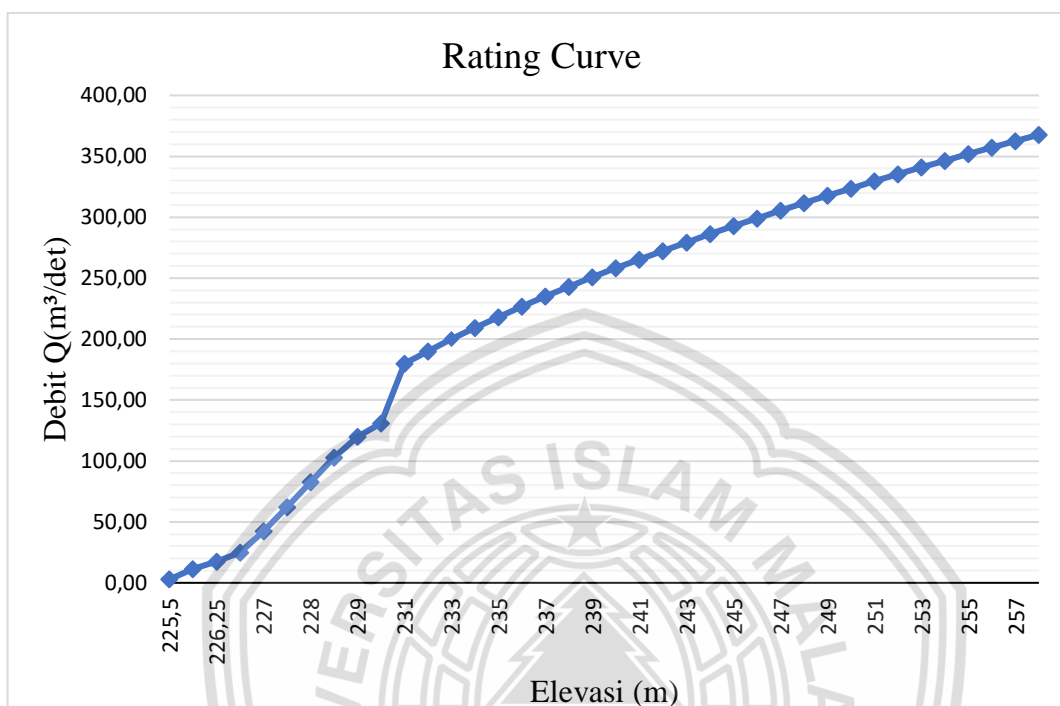
$$\begin{aligned} Q &= V \times A \\ &= 9,169 \text{ m/det} \times 19,625 \text{ m}^2 \\ &= 179,93 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Tabel 4. 20 Kapasitas Pengaliran Saat Kondisi Aliran Tekan

Elevasi	h(m)	V (m/det)	A (m ²)	Q (m ³ /det)
231	8,5	9,17	19,63	179,93
232	9,5	9,69	19,63	190,22
233	10,5	10,19	19,63	199,98
234	11,5	10,66	19,63	209,28
235	12,5	11,12	19,63	218,19
236	13,5	11,55	19,63	226,75
237	14,5	11,97	19,63	235,00
238	15,5	12,38	19,63	242,97
239	16,5	12,77	19,63	250,69
240	17,5	13,16	19,63	258,17
241	18,5	13,53	19,63	265,44
242	19,5	13,89	19,63	272,52
243	20,5	14,24	19,63	279,43
244	21,5	14,58	19,63	286,16
245	22,5	14,92	19,63	292,74
246	23,5	15,24	19,63	299,17

247	24,5	15,57	19,63	305,47
248	25,5	15,88	19,63	311,64
249	26,5	16,19	19,63	317,70
250	27,5	16,49	19,63	323,63

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4. 5 Hubungan H dan Q Diameter Terowongan Pengelak
Sumber : Hasil Analisa

4.2.4.3 Perhitungan Penelusuran Banjir

Langkah-langkah perhitungan hubungan antara H, Q, Psi, Phi Terowongan pengelak sebagai berikut :

- 1) = Elevasi
- 2) = Beda tinggi kontur
- 3) = Tampung pada lengkung kapasitas waduk
- 4) = Tampung / 3.600
= 1575,00 / 3.600 = 0,44 m³/det
- 5) = Q pada saat aliran bebas
- 6) = Q/2
= 2,84 / 2
= 1,42

$$\begin{aligned}
 7) &= (S/\Delta t) - (Q/2) \\
 &= (0,04) - (1,42) \\
 &= - 1,38 \\
 8) &= ((S/\Delta t) + (Q/2)) \\
 &= (0,04) + (1,42) \\
 &= 1,46
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 21 Hubungan antara H, Q, Psi, Phi Terowongan Pengelak D = 5 m

Elevasi	H	Q	Q/2	S (tampungan)	S/ Δt	Psi (Ψ)	Phi(φ)
225	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
225,5	0,5	2,8	1,42	157,50	0,04	-1,38	1,46
226	1,0	11,4	5,71	315,00	0,09	-5,62	5,80
226,5	1,5	24,9	12,47	472,50	0,13	-12,34	12,60
227	2,0	42,3	21,14	630,00	0,18	-20,97	21,32
227,5	2,5	62,1	31,05	787,50	0,22	-30,83	31,27
228	3,0	82,8	41,41	945,00	0,26	-41,15	41,67
228,5	3,5	102,8	51,39	1102,50	0,31	-51,08	51,69
229	4,0	119,8	59,89	1260,00	0,35	-59,54	60,24
229,5	4,5	130,7	65,36	1417,50	0,39	-64,97	65,75
231	6,0	179,9	89,96	6110,00	1,70	-88,27	91,66
232	7,0	190,2	95,11	10645,00	2,96	-92,15	98,07
233	8,0	200,0	99,99	15180,00	4,22	-95,77	104,21
234	9,0	209,3	104,64	19715,00	5,48	-99,17	110,12
235	10,0	218,2	109,10	24250,00	6,74	-102,36	115,83
236	11,0	258,2	129,09	41200,00	11,44	-117,64	140,53
237	12,0	292,7	146,37	58150,00	16,15	-130,22	162,52
238	13,0	323,6	161,82	75100,00	20,86	-140,96	182,68
239	14,0	351,8	175,91	92050,00	25,57	-150,34	201,48
240	15,0	377,9	188,96	109000,00	30,28	-158,68	219,24
241	16,0	402,3	201,17	141880,00	39,41	-161,75	240,58
242	17,0	425,3	212,67	174760,00	48,54	-164,13	261,21
243	18,0	447,2	223,58	207640,00	57,68	-165,90	281,26
244	19,0	468,0	233,99	240520,00	66,81	-167,18	300,80
245	20,0	487,9	243,95	273400,00	75,94	-168,00	319,89
246	21,0	507,0	253,52	332230,00	92,29	-161,23	345,80
247	22,0	525,5	262,74	391060,00	108,63	-154,11	371,37
248	23,0	543,3	271,65	449890,00	124,97	-146,68	396,62
249	24,0	560,6	280,28	508720,00	141,31	-138,96	421,59
250	25,0	577,3	288,64	567550,00	157,65	-130,99	446,30
251	26,0	593,6	296,78	661345,00	183,71	-113,07	480,48
252	27,0	609,4	304,69	755140,00	209,76	-94,93	514,45

253	28,0	624,8	312,41	848935,00	235,82	-76,59	548,22
254	29,0	639,9	319,94	942730,00	261,87	-58,07	581,81
255	30,0	654,6	327,29	1036525,00	287,92	-39,37	615,22
256	31,0	669,0	334,49	1162035,00	322,79	-11,70	657,27
257	32,0	683,1	341,53	1287545,00	357,65	16,12	699,18
258	33,0	696,9	348,43	1413055,00	392,52	44,09	740,94

Sumber : Hasil Perhitungan

Langkah-langkah perhitungan Outflow Terowongan pengelak sebagai berikut :

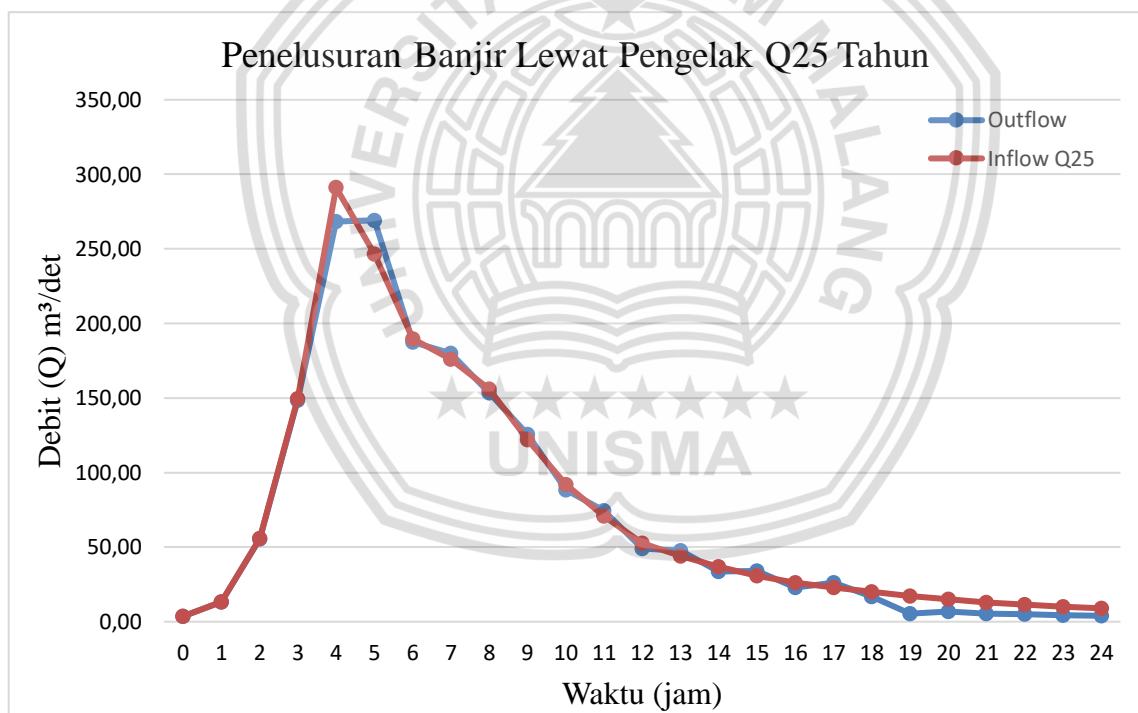
1. = Waktu
2. = Inflow Q25 tahun
3. = Inflow 1 + inflow 2 / 2
= $0 + 3,70 / 2 = 1,85$
4. = Psi (Tabel 4.21)
5. = [3] + [4]
= $1,85 + 0 = 1,85$
6. = Interpolasi (Phi [5] ; Qawal ; Qakhir ; Phi awal ; Phi akhir)
= Interpolasi (1,85 ; 2,8 ; 696,9 ; 1,46 ; 740,94)
= 3,60 m³/det
7. = Interpolasi (Outflow ; H awal ; H akhir ; Qawal ; Qakhir)
= Interpolasi (3,60 ; 0,5 ; 1,0 ; 2,8 ; 696,9)
= 0,57
8. = Elevasi dasar + h
= $225 + 0,54 = 225,54$ m

Tabel 4. 22 Perhitungan Elevasi Muka Air Maksimum dan Outflow Maksimum yang melalui Terowongan Pengelak

Waktu (Jam)	Inflow (m ³ /det)	I1+I2/2 (m ³ /det)	Psi (Ψ) (m ³ /det)	Phi(φ) (m ³ /det)	Outflow (m ³ /det)	h (m)	Elevasi (m)
0	3,70	1,85	0	1,85	3,60	0,54	225,54
1	13,08	8,39	-1,75	6,64	13,09	1,06	226,06
2	55,69	34,39	-6,45	27,94	55,46	2,33	227,33
3	149,41	102,55	-27,53	75,02	148,32	5,04	230,04
4	291,08	220,24	-73,30	146,94	268,25	11,29	236,29
5	246,60	268,84	-121,31	147,53	269,18	11,32	236,32
6	189,47	218,04	-121,64	96,39	187,53	6,74	231,74
7	176,12	182,79	-91,14	91,66	179,92	6,00	231,00
8	155,98	166,05	-88,26	77,79	153,58	5,20	230,20
9	122,05	139,02	-75,79	63,23	125,71	4,27	229,27

10	91,82	106,94	-62,48	44,46	88,36	3,14	228,14
11	70,81	81,32	-43,91	37,41	74,33	2,80	227,80
12	52,45	61,63	-36,92	24,71	49,04	2,17	227,17
13	44,07	48,26	-24,33	23,93	47,48	2,13	227,13
14	36,82	40,45	-23,56	16,89	33,47	1,75	226,75
15	30,71	33,77	-16,58	17,18	34,06	1,76	226,76
16	26,31	28,51	-16,87	11,64	23,03	1,43	226,43
17	22,90	24,61	-11,39	13,22	26,16	1,54	226,54
18	19,96	21,43	-12,95	8,48	16,75	1,20	226,20
19	17,21	18,58	-8,27	10,31	5,24	0,64	225,64
20	14,92	16,06	-2,56	13,50	6,85	0,73	225,73
21	13,02	13,97	-3,36	10,61	5,39	0,65	225,65
22	11,44	12,23	-2,64	9,59	4,88	0,62	225,62
23	10,13	10,79	-2,38	8,40	4,28	0,58	225,58
24	9,04	9,59	-2,09	7,50	3,82	0,56	225,56
Max	291,08				269,18	11,32	236,32

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4. 6 Grafik Hubungan Q inflow dan Q outflow yang melalui Terowongan Pengelak

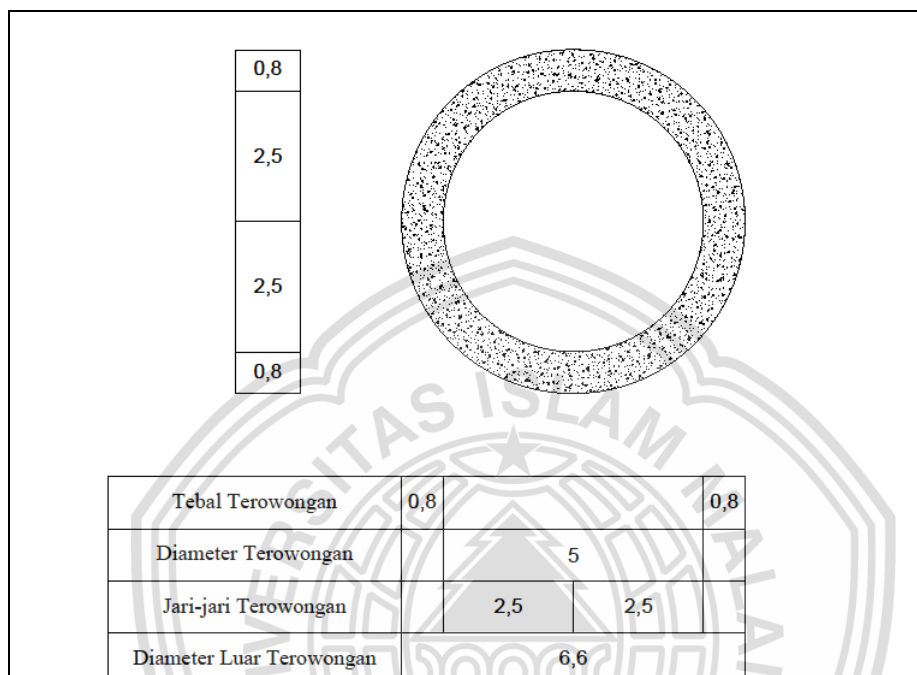
Sumber : Hasil Analisa

Dari hasil perhitungan penelusuran banjir melalui terowongan diperoleh debit banjir maksimum yang akan masuk ke terowongan sebesar = 269,18 m³/det, dengan elevasi maksimum +236,32 m, untuk dimensi terowongan diameter 5 m.

Oleh karena itu, untuk perhitungan selanjutnya dipakai dimensi terowongan dengan diameter 5 m.

4.3 Perhitungan Pembebanan

Detail potongan melintang terowongan lingkaran dapat dilihat pada gambar di bawah ini:



Gambar 4. 7 Potongan Melintang Terowongan Lingkaran
Sumber : Hasil Perhitungan

Berdasarkan pengalaman dan standar yang sudah ada, misalnya dari jurnal sebelumnya (metode empiris) seperti “STUDI ALTERNATIF PERENCANAAN TEROWONGAN PENGELAK BENDUNGAN TUGU KABUPATEN TRENGGALEK” oleh Firmanto Bakti, Eko Noerhayati, and Bambang Suprpto. 2020. Maka dapat digunakan rumus dibawah ini untuk menentukan dimensi detail dari terowongan pengelak.

Keterangan gambar:

- r : Jari-jari lingkaran dalam terowongan : $D/2 = 5/2 = 2,5$ m
- T : Tebal terowongan : $r/3 = 2,5/3 = 0,8$
- R : Jari-jari lingkaran luar terowongan : $6,6/2 = 3,3$ m
- B : Lebar bukaan terowongan : 5 m
- Ht : Tinggi bukaan terowongan : 6,6 m

➤ **Beban yang bekerja pada terowongan**

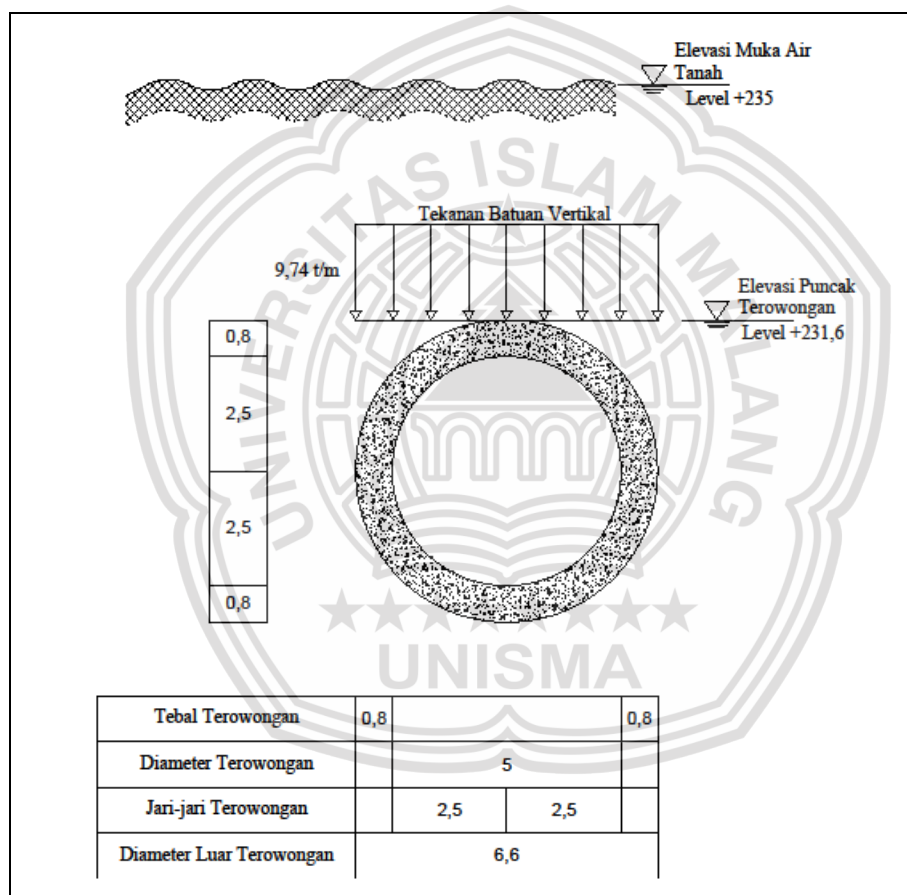
1. Tekanan batuan vertical

$$q_{bv} = \gamma_{\text{batuan}} \times h_p$$

Dimana:

$$\begin{aligned} h_p &= 0,3 \times (B+Ht) \\ &= 0,3 \times (5+6,6) \\ &= 3,48 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{bv} &= \gamma_{\text{batuan}} \times h_p \\ &= 2,8 \times 3,48 \\ &= 9,74 \text{ t/m} \end{aligned}$$



Gambar 4. 8 Tekanan Batuan vertical

Sumber : Hasil Perhitungan

2. Berat sendiri

$$q = \gamma_c \times t$$

Dimana:

$$\gamma_c = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$q = 2,4 \times 0,8$$

$$= 1,92 \text{ t/m}$$

3. Tekanan air vertical

$$H_w = \text{elevasi muka air tanah} - \text{elevasi puncak terowongan}$$

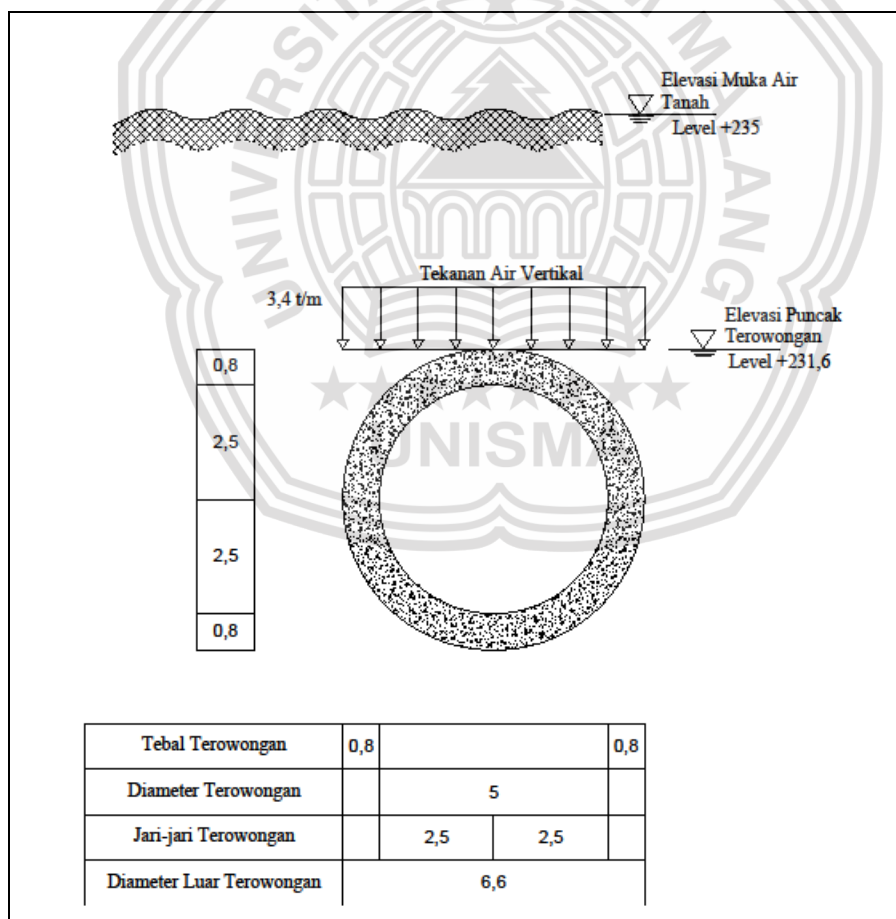
$$= 235 - 231,6$$

$$= 3,4 \text{ m}$$

$$Q_{wv} = \gamma_w \times H_w$$

$$= 1 \times 3,4$$

$$= 3,4 \text{ t/m}$$



Gambar 4. 9 Tekanan air Vertikal

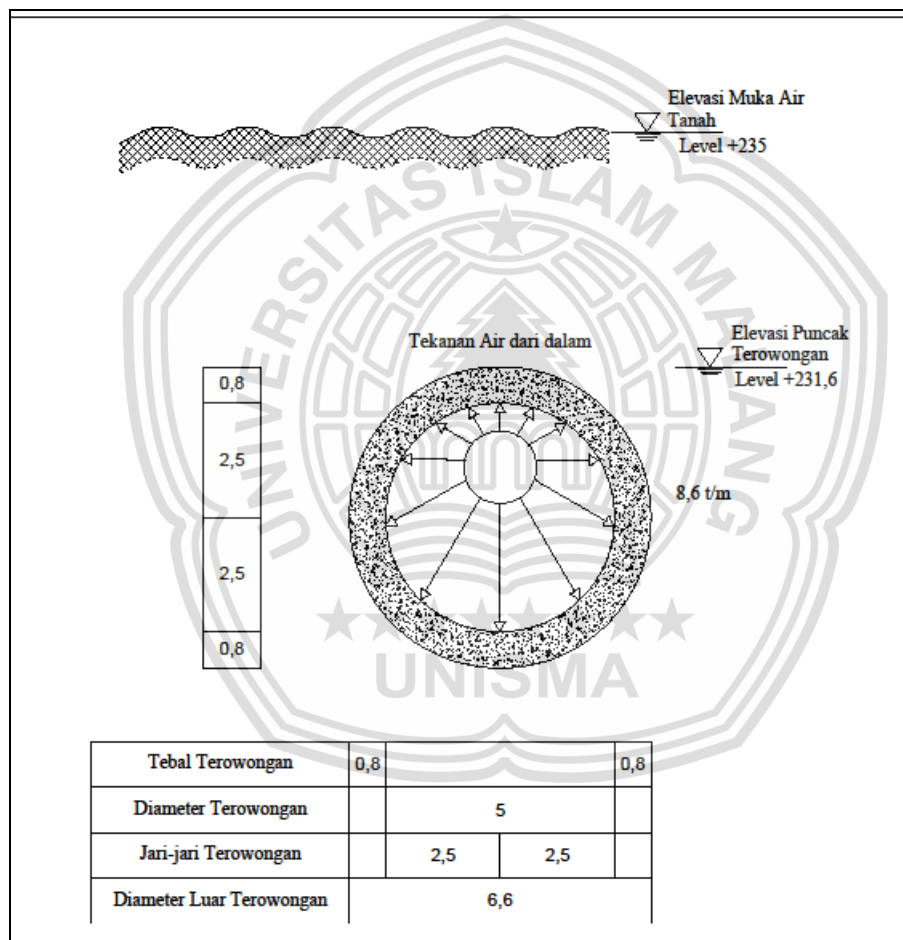
Sumber: Hasil Perhitungan

4. Tekanan air dalam terowongan

$$\begin{aligned}
 V \text{ per 1 meter} &= A \times 1 \times 1000 \\
 &= 19,625 \times 1 \times 1000 \\
 &= 19625 \text{ liter} = 19,625 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Tekanan air dari dalam

$$\begin{aligned}
 P &= p \times g \times h \\
 &= 1000 \times 9,81 \times 8,6 \\
 &= 84366 \text{ pascal} \\
 &= 8,6 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 10 Tekanan Air Dalam terowongan
Sumber: Hasil Perhitungan

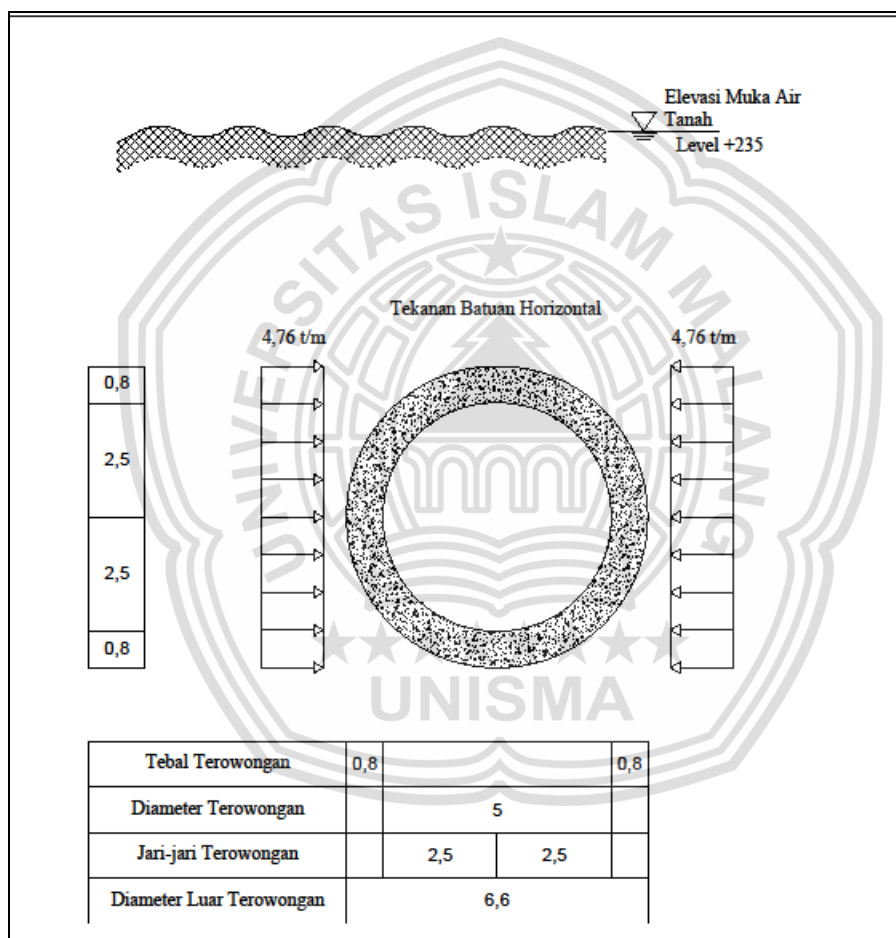
5. Tekanan batuan horizontal (kondisi normal)

$$q_h = 0,5 \times (\gamma_{\text{batuan}} \times h_p)$$

Dimana:

$$\begin{aligned} h_p &= 0,3 \times (B+Ht) \\ &= 0,3 \times (5+6,6) \\ &= 3,48 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_h &= 0,5 \times (2,8 \times 3,48) \\ &= 4,76 \text{ t/m} \end{aligned}$$



Gambar 4. 11 Tekanan batuan horizontal
Sumber: Hasil Perhitungan

6. Tekanan air tanah horizontal

$$\begin{aligned} H_w &= \text{elevasi muka air tanah} - \text{elevasi puncak terowongan} \\ &= 235 - 231,6 \\ &= 3,4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Q_{wv} = \gamma_w \times H_w$$

$$= 1 \times 3,4$$

$$= 3,4 \text{ t/m}$$

7. Tekanan batuan horizontal (kondisi gempa)

Perhitungan koefisien gempa, untuk perencanaan bangunan air dapat digunakan peta zonasi gempa sebagai berikut:

Nilai percepatan gempa dengan koordinat sekitar $7^{\circ} 35' 54,59''$ LS dan $110^{\circ} 1' 12,84''$ BT diperoleh data sebagai berikut:

$$K_h \text{ kala ulang 25 tahun} = 0,081$$

$$Q_{hc} = 0,5 \times (\gamma_{\text{batuan}} \times h_p) \times K_h$$

$$H_p = 0,3 \times (B + H_t)$$

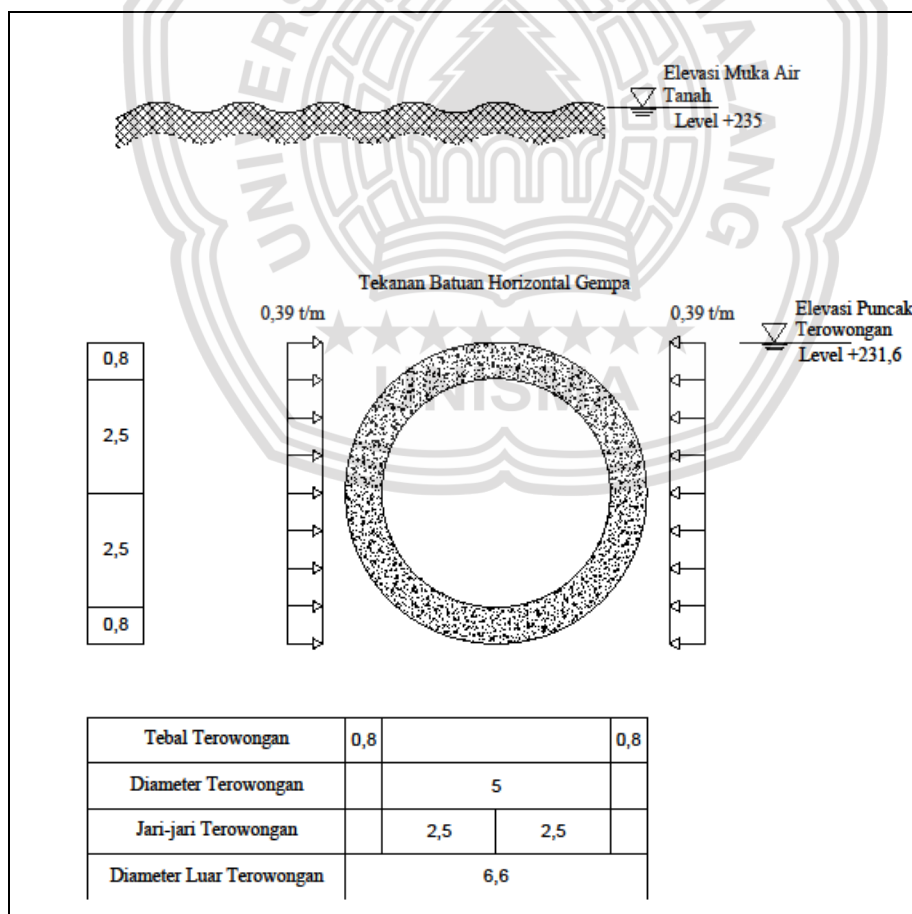
$$= 0,3 \times (5 + 6,6)$$

$$= 3,48 \text{ m}$$

$$Q_{hc} = 0,5 \times (\gamma_{\text{batuan}} \times h_p) \times K_h$$

$$= 0,5 \times (2,8 \times 3,48) \times 0,081$$

$$= 0,39 \text{ t/m}$$

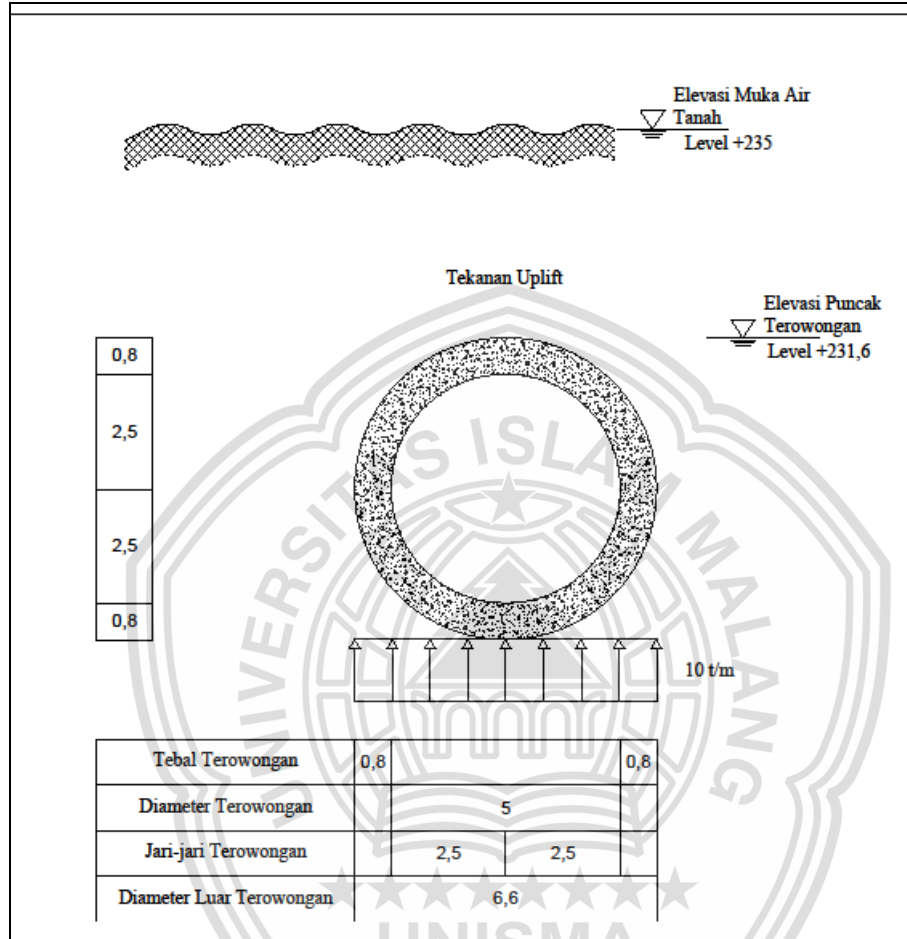


Gambar 4. 12 Tekanan Batuan Horizontal Kondisi Gempa
Sumber: Hasil Perhitungan

8. Tekanan upplift

Besar tekanan air tanah:

$$\begin{aligned}
 P_{wv} &= \gamma_w \times (H_w + H_t) \\
 &= 1 \times (3,4 + 6,6) \\
 &= 10 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 13 Tekanan Upplift
Sumber: Hasil Perhitungan

4.4 Stabilitas Terowongan Pada Batuan

Stabilitas terowongan pada batuan – batuan keras harus memiliki $q_{\text{vertikal total}} < q_{\text{all}}$ ijin agar kekuatan batuan dapat dikatakan stabil untuk menahan teanan total vertical yang bekerja dari atas batuan. Maka dihitung jumlah $q_{\text{vertikal total}}$ sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Beban vertical total (q)} &= q_{\text{vertikal batuan}} + q_{\text{berat sendiri}} + q_{\text{air vertikal}} + q_{\text{upplift}} \\
 &= 9,74 + 1,92 + 3,4 + 10 \\
 &= 25,06 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Property material pondasi batuan:

$$K : 7,16 \times 10^{-4} \text{ (cm/det)}$$

$$\gamma_{\text{sat}} : 1,950 \text{ (ton/m}^3\text{)}$$

$$\gamma_{\text{wet}} : 1,875 \text{ (ton/m}^3\text{)}$$

$$\gamma_{\text{dry}} : 1,561 \text{ (ton/m}^3\text{)}$$

$$C : 2,10 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

$$\phi : 25 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$q_{ult} = c N_c + D_f \gamma N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

nilai $\phi = 25^\circ$, (local shear failure) pada tabel nilai factor daya dukung Terzaghi didapat:

$$N_c = 14,8, N_q = 5,6, N_\gamma = 3,2$$

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= c N_c + D_f \gamma N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \\ &= (2,1 \cdot 14,8) + (10 \cdot 1,95 \cdot 5,6) + (0,5 \cdot 1,95 \cdot 6 \cdot 3,2) \\ &= 160,872 \text{ t/m}^2 \\ &= 160,872/3 = 53,624 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

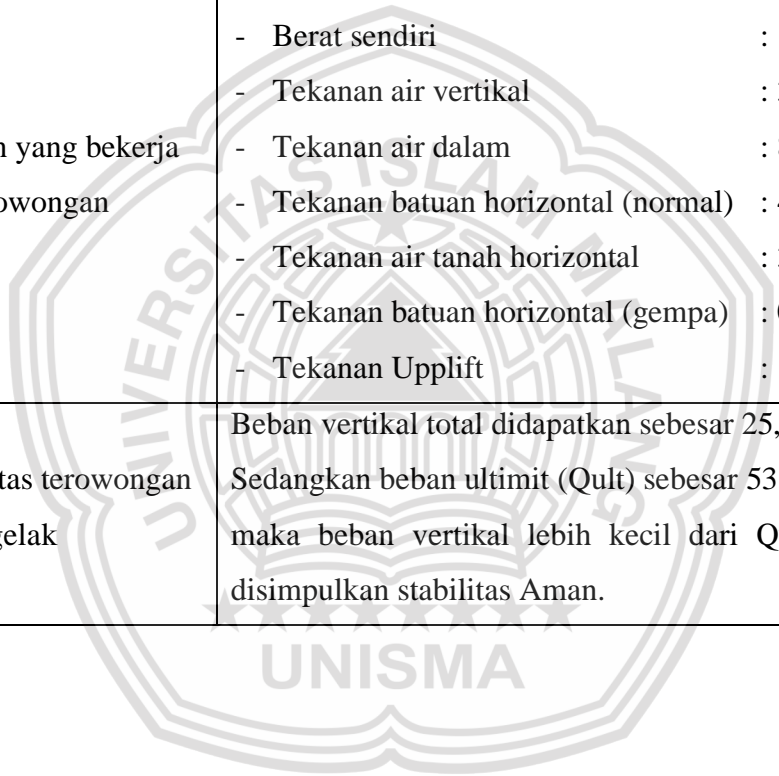
$$25,06 \text{ t/m}^2 > 53,624 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Aman}$$

4.5 Goal Result

Tabel 4. 23 Tabel Goal Result

Aspek	Keterangan
Analisis curah hujan rencana	<p>Metode yang digunakan dalam analisis curah hujan rencana menggunakan Log Person Type III.</p> <p>Kala ulang 5 tahun : 124,00 mm</p> <p>Kala ulang 10 tahun : 124,79 mm</p> <p>Kala ulang 25 tahun : 125,63 mm</p> <p>Kala ulang 50 tahun : 126,16 mm</p> <p>Kala ulang 100 tahun : 126,64 mm</p>
Analisis debit banjir rencana	<p>Metode yang digunakan menggunakan HSS Nakayasu dan didapatkan nilai debit puncak pada jam ke 4.</p> <p>Kala ulang 2 tahun : 283,921 mm</p> <p>Kala ulang 5 tahun : 287,385 mm</p> <p>Kala ulang 10 tahun : 289,193 mm</p>

	Kala ulang 25 tahun : 291,079 mm
Analisis hidrolika terowongan pengelak	<ul style="list-style-type: none"> - Kapasitas Pengaliran saat kondisi aliran bebas < 1,2 didapat Q_{max} sebesar 130,82 m³/det - Kapasitas Pengaliran saat kondisi aliran tekan didapat Q_{max} sebesar 323,63 m³/det dengan elevasi +250 m - Penelusuran banjir lewat pengelak dengan Q25 tahun didapat Inflow 291,08 m³/det dan outflow 269,18 m³/det
Analisis beban yang bekerja pada terowongan	<ul style="list-style-type: none"> - Tekanan batuan vertikal : 9,74 t/m - Berat sendiri : 1,92 t/m - Tekanan air vertikal : 3,4 t/m - Tekanan air dalam : 8,6 t/m - Tekanan batuan horizontal (normal) : 4,76 t/m - Tekanan air tanah horizontal : 3,4 t/m - Tekanan batuan horizontal (gempa) : 0,39 t/m - Tekanan Upplift : 10 t/m
Analisis stabilitas terowongan pengelak	Beban vertikal total didapatkan sebesar 25,06 t/m ² Sedangkan beban ultimit (Q_{ult}) sebesar 53,624 t/m ² maka beban vertikal lebih kecil dari Q_{ult} dapat disimpulkan stabilitas Aman.



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Perencanaan yang telah dilakukan didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Terowongan pengelak Bendungan Bener dengan debit rancangan kala ulang 25 tahun dengan metode nakayasu debit Q_{25} yaitu $291,08 \text{ m}^3/\text{detik}$.
2. Dimensi terowongan pengelak didapatkan dimensi dengan diameter 5 m, ketebalan 0,8 m, panjang 850 m, dengan satu buah terowongan bentuk lingkaran.
3. Beban yang bekerja pada terowongan yaitu sebagai berikut:
 - Tekanan vertical = 9,74 t/m
 - Berat sendiri = 1,92 t/m
 - Tekanan air vertical = 3,4 t/m
 - Tekanan air horizontal = 3,4 t/m
 - Tekanan air dalam terowongan = 8,6 t/m
 - Tekanan batuan horizontal (kondisi normal) = 4,76 t/m
 - Tekanan batuan horizontal (kondisi gempa) = 0,39 t/m
 - Tekanan uplift = 10 t/m

Stabilitas terowongan pada batuan keras didapatkan nilai $q_{\text{batuan vertical}} = 25,06 \text{ t/m}^2$ lebih kecil dari $q_{\text{ijin}} = 53,624 \text{ t/m}^2$ jadi terowongan aman.

5.2 Saran

1. Selanjutnya, perhitungan debit rancangan dapat menggunakan metode lain selain Nakayasu contohnya metode gama 1 kemudian dibandingkan hasilnya
2. Perlu diadakan investigasi geologi lanjutan untuk mengetahui stabilitas dan daya dukung pondasi disepanjang terowongan
3. Perencanaan terowongan selanjutnya disarankan menggunakan bentuk yang lain seperti tapal kuda, persegi, atau trapesium

DAFTAR PUSTAKA

- Arrosyid, Harun, Eko Noerhayati, and Anita Rahmawati. 2023. "Studi Evaluasi Distribusi Air Bersih Desa Lamondape Kecamatan Polinggona Sulawesi Tenggara." *Jurnal Rekayasa Sipil (e-Journal)* 13(1):354–64.
- BBWS Serayu Opak. 2018. "Laporan Geologi."
- Firmanto, Bakti, Eko Noerhayati, and Bambang Suprpto. 2020. "STUDI ALTERNATIF PERENCANAAN TEROWONGAN PENGELAK BENDUNGAN TUGU KABUPATEN TRENGGALEK." *Jurnal Rekayasa Sipil (e-Journal)* 8(8):686–96.
- Gina, Balai Ucspp Sdak. 2017. "Modul 7 Sistem Informasi Sumber Daya Air."
- Kamiana, IM. 2011. "TEKNIK PERHITUNGAN DEBIT RENCANA BANGUNAN AIR." *Graha Ilmu, Yogyakarta*.
- Karyanto, Arif. 2005. "Pelatihan Ahli Desain Terowongan."
- Kementrian PUPR. 2023. "Tinjau Pembangunan Bendungan Bener Di Purworejo, Menteri Basuki: Pekerjaan Harus Berkualitas Dan Rapi." *Kementerian PUPR*. Retrieved February 11, 2024 (<https://pu.go.id/berita/tinjau-pembangunan-bendungan-bener-di-purworejo-menteri-basuki-pekerjaan-harus-berkualitas-dan-rapi>).
- Noerhayati, Eko. 2020. "Neraca Air Dengan Metode Thornthwaite Dan Matter Di DAS Konto Hulu." *Jurnal Rekayasa Sipil (e-Journal)* 1(2):281–92.
- Nurlailin, Nurlailin, Eko Noerhayati, and Azizah Rokhmawati. 2021. "STUDI PERENCANAAN TEROWONGAN PENGELAK BENDUNGAN PIDEKSO DI KABUPATEN WONOGIRI PROVINSI JAWA TENGAH." *Jurnal Rekayasa Sipil (e-Journal)* 9(3):178–89.
- Renaldi, Hassi fichri, Eko Noerhayati, and Azizah Rokhmawati. 2022. "Studi Alternatif Perencanaan Tubuh Bendungan Tanju Di Kecamatan Manggelewa Kabupaten Dompu Provinsi Nusa Tenggara Barat." *Jurnal Rekayasa Sipil (e-journal)* 11(3):14–23.
- Rokhmawati, Azizah, and Anita Rahmawati. 2022. "Perencanaan Teknis Peremajaan Jaringan Pipa Air Bersih Kampung Dusun Dan Penambahan Sambungan Rumah (SR) Selambai Kelurahan Loktuan." *Jurnal Rekayasa Sipil (e-Journal)* 11(2):124–33.
- Shahin, M. M. A. 1976. *Statistical Analysis in Hydrology*. Delft Netherlands: International Courses in Hydraulic and Sanitary Engineering.
- Soemarto, CD. 1999. *Hidrologi Teknik*. Second Edition. Jakarta: Erlangga.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi Operasional Jilid Kesatu*. Bandung: PT. Citra Aditya Bakti.

Sosrodarsono, Suyono. 1981. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta: Paradnya Paramita.

Sosrodarsono, Suyono, and Kensaku Takeda. 2003. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta: Paradnya Paramita.

Sosrodarsono Suyono, 2002. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta: Pradnya Paramita.



LAMPIRAN



Gambar Lampiran 1: Saluran Keluar (Outlet)



Gambar Lampiran 2: Pemasangan Kayu Bekisting dan Sliding Form



Gambar Lampiran 3: Dinding Terowongan yang sudah Jadi

