REDESAIN *SPILLWAY* BENDUNGAN CACABAN

DI KABUPATEN TEGAL

Tugas Akhir

Diajukan sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik

Program Studi Teknik Sipil S1

Oleh

Yoan Nabilah Nurul NIM.5113412042

River Chandra Kusuma Wintio NIM.5113412065

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS NEGERI SEMARANG

2017

PERSETUJUAN PEMBIMBING

Nama	: Yoan Nabilah Nurul
NIM	: 5113412042
Nama	: River Chandra Kusuma Wintio
NIM	: 5113412065
Program Studi	: Teknik Sipil S1
Judul Tugas Akhir	: Redesain *Spillway* Bendungan Cacaban di Kabupaten Tegal

Tugas Akhir ini telah disetujui oleh pembimbing untuk diajukan ke panitia sidang ujian tugas akhir Program Studi Teknik Sipil S1 Fakultas Teknik Universitas Negeri Semarang.

Semarang, 8 Agustus 2017

Dosen Pembimbing I	Dosen Pembimbing II
Dr (Eng). Yeri Sutopo, M.Pd., M.T.	Karuniadi Satrijo Utomo, S.T., M.T.
NIP. 19630730 198702 1 001	NIP. 19710314 199903 1 001

PENGESAHAN

Tugas akhir dengan judul "Redesain *Spillway* Bendungan Cacaban di Kabupaten Tegal" telah dipertahankan di depan sidang Panitia Ujian Tugas Akhir Fakultas Teknik Universitas Negeri Semarang pada tanggal

Oleh

Nama	: Yoan Nabilah Nurul
NIM	: 5113412042
Nama	: River Chandra Kusuma Wintio
NIM	: 5113412065
Program Studi	: Teknik Sipil S1

Panitia :

Ketua

Dra. Sri Handayani, MPd.
NIP. 19671108 199103 2 0001

Sekretaris

Dr. Rini Kusumawardani, S.T., M.T., M.Sc.
NIP. 19780921 200501 2 001

Penguji I

Dr. Nur Qadri, M.T.
NIP. 19691130 199403 1 001

Penguji II / Pembimbing I

Dr (Eng). Yuri Santoso, M.Pd., M.T.
NIP. 19630730 198702 1 001

Penguji III / Pembimbing II

Kurniadi Sunjo Utomo, S.T., M.T.
NIP. 19710314 199903 1 001

Mengesahkan,
Dekan Fakultas Teknik

Dr. Nur Qadri, M.T.
NIP. 19691130 199403 1 001

PERNYATAAN KEASLIAN

Dengan ini saya menyatakan bahwa :

1. Tugas Akhir ini adalah asli dan belum pernah diajukan untuk mendapatkan gelar akademik (sarjana, magister, dan / atau doktor), baik di Universitas Negeri Semarang (UNNES) maupun di perguruan tinggi lain.
2. Karya tulis ini adalah murni gagasan penelitian saya sendiri, tanpa bantuan pihak lain, kecuali arahan Pembimbing dan masukkan Tim Penguji.
3. Dalam karya tulis ini tidak terdapat karya atau pendapat yang telah ditulis atau dipublikasikan orang lain, kecuali secara tertulis dengan jelas dicantumkan sebagai acuan dalam naskah dengan disebutkan nama pengarang dan dicantumkan dalam daftar pustaka.
4. Pernyataan ini saya buat dengan sesungguhnya dan apabila di kemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik berupa pencabutan gelar yang telah diperoleh karena karya ini, serta sanksi lainnya sesuai dengan norma yang berlaku di perguruan tinggi ini.

Semarang, 15 Agustus 2017
yang membuat pernyataan,

Yoan Nabilah Nurul	River Chandra Kusuma Wintio
NIM. 5113412042	NIM. 5113412065

MOTTO

- Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan. Maka apabila engkau telah selesai (dari suatu urusan), tetaplah bekerja keras (untuk urusan yang lain). Dan hanya kepada Tuhanmulah engkau berharap. (QS. Al-Insyirah, 6-8)
- Barang siapa menginginkan kebahagiaan di dunia dan di akhirat maka haruslah memiliki banyak ilmu. (HR. Ibnu Asakir)
- Pendidikan merupakan perlengkapan paling baik untuk hari tua. (Aristoteles)
- Orang-orang sukses telah belajar membuat diri mereka melakukan hal yang harus dikerjakan ketika hal itu memang harus dikerjakan, entah mereka menyukainya atau tidak. (Aldus Huxley)
- *One day, all of your hard work will pay off.*
- Menuntut ilmu adalah taqwa. Menyampaikan ilmu adalah ibadah. Mengulang-ulang ilmu adalah zikir. Mencari ilmu adalah jihad. (Imam Ghozali)
- *So be patient. Indeed, the promise of Allah is truth* (Quran 30 : 60)
- *So, verily, with every difficulty, there is relief* (Quran 94 : 5)
- *Successul indeed are the believer, those who humble themselves in their prayers* (Quran 23 : 1-2)

PERSEMBAHAN DARI YOAN NABILAH NURUL

- Kedua orangtua tercinta (ayah Tri Yoga dan mamah Tri Sutanti) yang selalu mendoakan, membimbing, dan memberikanku fasilitas materi dan non materi hingga saat ini.
- Adikku, Farrel, yang selalu memberikan semangat dan motivasi untukku.
- Partner tugas akhirku, River Chandra Kusuma Wintio yang selalu sabar dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
- Dosen Pembimbing Tugas Akhir (Dr (Eng). Yeri Sutopo, M.Pd., M.T. dan Karuniadi Satrijo Utomo, S.T., M.T.) yang telah membimbing dan mengarahkan dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
- Seluruh dosen dan staff Teknik Sipil Universitas Negeri Semarang yang memberikan bantuan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir.
- Teman-temanku selama kuliah (Cremona) yang memberikan semangat dan berbagi ilmu dalam penyusunan Tugas Akhir.
- Semua teman-teman Teknik Sipil S1 tahun 2012 (Gamananta 2012)
- Almamaterku tercinta Universitas Negeri Semarang

PERSEMBAHAN DARI RIVER CHANDRA KUSUMA WINTIO

- Dengan segala puja dan puji syukur kepada Tuhan yang Maha Esa dan atas dukungan dan do'a dari orang-orang tercinta, akhirnya skripsi ini dapat dirampungkan dengan baik dan tepat pada waktunya. Oleh karena itu, dengan rasa bangga dan bahagia saya khaturkan rasa syukur dan terimakasih saya kepada:
- Tuhan YME, karena hanya atas izin dan karuniaNyalah maka skripsi ini dapat dibuat dan selesai pada waktunya. Puji syukur yang tak terhingga pada Tuhan penguasa alam yang meridhoi dan mengabulkan segala do'a.
- Bapak Agustinus Eko Teguh dan Ibu Titin Sulistiowati sebagaimana orang tua saya, yang telah memberikan dukungan moril maupun materi serta do'a yang tiada henti untuk kesuksesan saya, karena tiada kata seindah lantunan do'a dan tiada do'a yang paling khusuk selain do'a yang terucap dari orang tua. Ucapan terimakasih saja takkan pernah cukup untuk membalas kebaikan orang tua, karena itu terimalah persembaha bakti dan cinta ku untuk kalian bapak ibuku.
- Bapak Dr (Eng). Yeri Sutopo, M.Pd., M.T. dan Bapak Karuniadi Satrijo Utomo, S.T., M.T. selaku dosen pembimbing yang selama ini telah tulus dan ikhlas meluangkan waktunya untuk menuntun dan mengarahkan saya, memberikan bimbingan dan pelajaran yang tiada ternilai harganya, agar saya menjadi lebih baik. Terimakasih banyak Bapak dan Ibu dosen, jasa kalian akan selalu terpatri di hati.
- Saudara saya (Adik) Maria Azka dan Raffi Trimetta, yang senantiasa memberikan dukungan, semangat, senyum dan do'anya untuk keberhasilan ini, cinta kalian adalah memberikan kobaran semangat yang menggebu, terimakasih dan sayang ku untuk kalian.
- Sahabat dan teman-teman dari Teknik Sipil Gamananta'12, tanpa semangat, dukungan dan bantuan kalian semua tak kan mungkin aku sampai disini, terimakasih untuk canda tawa, tangis, dan perjuangan yang kita lewati bersama dan terimakasih untuk kenangan manis yang telah mengukir selama ini.

Redesign Spillway Bendungan Cacaban di Kabupaten Tegal

Yoan Nabilah Nurul, River Chandra Kusuma Wintio

[1,2)] Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Negeri Semarang (UNNES)
Kampus Unnes Gd E4, Sekaran, Gunungpati, Semarang 50229, email: yoan_nabilah@yahoo.com
[3)] Jurusan Teknik Arsitektur, Fakultas Teknik, Universitas Terkenal
Kampus Terkenal, Semarang 50000, email: riverchandra2546@gmail.com

Dr. Eng. Yeri Sutopo, M.Pd., M.T.

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Negeri Semarang (UNNES)
Kampus Unnes Gd E4, Sekaran, Gunungpati, Semarang 50229

Karuniadi Satrijo Utomo, S.T., M.T.

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Negeri Semarang (UNNES)
Kampus Unnes Gd E4, Sekaran, Gunungpati, Semarang 50229

ABSTRAK

Abstrak : Bendungan Cacaban mulai digagas pembangunannya sejak tahun 1914 dan dibuat perencanaan detilnya pada tahun 1930 oleh pemerintah kolonial Belanda. Namun baru diresmikan oleh Presiden Soekarno pada tahun 1952**.** Tujuan dilaksanakan penilitian ini adalah (1) mendiskripsikan curah hujan rencana 125 tahunan untuk Bendungan Cacaban ; (2) mendiskripsikan debit banjir rencana 125 tahunan untuk Bendungan Cacaban; (3) mendiskripsikan analisis penelusuran banjir *(flood routing)* dengan menggunakan data 125 tahunan; dan (4) mendiskripsikan detail gambar hasil desain ulang *spillway* Bendungan Cacaban berdasarkan penelusuran banjjir 125 tahunan.

Studi ini dilakukan pada Bendungan Cacaban yang berada di Tegal. Jenis data yang digunakan berupa data kualitatif dan data kuantitatif. Contoh data kualitatif yang digunakan seperti kondisi DAS, serta laju sedimentasi yang terjadi pada Bendungan Cacaban. Data kuantitatif yang digunakan adalah data-data seperti data curah hujan, luasan DAS, dan data morfologi sungai. Berdasarkan metode penelitian, penulis membutuhkan alat dan bahan untuk membantu dalam proses pengumpulan data dan pengambilan sampel di lokasi. Alat yang dipergunakan dalam penelitian ini brupa peralatan pribadi dan laboratorium. Bahan-bahan yang diperlukan dalam penelitian ini adalah data-data yang mengenai informasi seputar kondisi existing Bendungan Cacaban Bahan-bahan penelitian yang lainnya didapatkan oleh penulis berdasarkan sumber-sumber yang terkait yaitu dari observasi dan studi pustaka dari internet maupun buku. Pada studi ini metode yang dipakai adalah Deskriptif Evaluatif, yaitu metode studi yang mengevaluasi kondisi obyektif / apa adanya pada suatu keadaan yang sedang menjadi obyek studi (Supriharyono, 2002). Obyek studi yang dimaksud adalah, bangunan pelimpah Bendungan Cacaban. Analisis data yang dipakai adalah (1) metode analisis hidrologi; (2) metode analisis mekanikan tanah; dan (3) metode perhitungan curah hujan wilayah; (4) metode perhitungan debit banjir rancangan; (5) metode penelusuran banjir; dan (6) rancang ulang *spillway*.

Besar intensitas curah hujan di Bendungan Cacaban 2tahun, 5tahun, 10tahun, 20tahun, 50tahun, 100tahun, dan 125tahun adalah 95,873 (mm/jam), 115,757 (mm/jam), 126,304 (mm/jam), 135,043 (mm/jam), 144,919 (mm/jam), 151,517 (mm/jam), dan 153,523 (mm/jam). Sedangkan besar debit banjir rancangan di Bendungan Cacaban Q20tahun , Q50tahun, Q100tahun, Q125tahun, dan Q½PMP adalah 200,332 m^3/s.224,553 m^3/s. 240,910 m^3/s, 245,908 m^3/s, dan 1094,833 m^3/s. Untuk bagian spillway yang semula lebar eksisting 58m menjadi 41m serta lebar saluran peluncur semula eksisting 16m menjadi 28m.

Kata Kunci: Analisis Hidrologi, Analisis Penelusuran Banjir, Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah

Redesign Spillway Bendungan Cacaban di Kabupaten Tegal

Yoan Nabilah Nurul, River Chandra Kusuma Wintio
[1,2)] Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Negeri Semarang (UNNES)
Kampus Unnes Gd E4, Sekaran, Gunungpati, Semarang 50229, email: yoan_nabilah@yahoo.com
[3)] Jurusan Teknik Arsitektur, Fakultas Teknik, Universitas Terkenal
Kampus Terkenal, Semarang 50000, email: riverchandra2546@gmail.com
Dr. Eng. Yeri Sutopo, M.Pd., M.T.

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Negeri Semarang (UNNES)
Kampus Unnes Gd E4, Sekaran, Gunungpati, Semarang 50229

Karuniadi Satrijo Utomo, S.T., M.T.

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Negeri Semarang (UNNES)
Kampus Unnes Gd E4, Sekaran, Gunungpati, Semarang 50229

Abstract

Abstract: Cacaban dam began construction initiated since 1914 and made detailed planning in 1930 by the Dutch colonial government. But it was only inaugurated by President Soekarno in 1952. The purpose of this research is to (1) describe the 125 annual rainfall plan for Cacaban Dam; (2) to describe the 125 year annual floodplain discharge for Cacaban Dam; (3) to describe flood routing analysis using 125 yearly data; And (4) to describe the detailed images of the Cacaban Reservoir spillway design based on 125 yearly banjjir searches.

This study was conducted on the Cacaban Dam located in Tegal. Types of data used in the form of qualitative data and quantitative data. Examples of qualitative data used such as watershed conditions, as well as sedimentation rates that occur in Cacaban Dam. Quantitative data used are data such as rainfall data, watershed area, and river morphology data. Based on the research method, the author needs tools and materials to assist in the process of collecting data and sampling on site. The tools used in this research are personal and laboratory equipment. The materials needed in this study are data about information about existing conditions Cacaban Dam The other research materials obtained by the author based on related sources of observation and literature study from the internet and books. In this study the method used is Descriptive Evaluative, the study method that evaluates the objective condition / what it is in a condition that is being the object of study (Supriharyono, 2002). The object of study in question is, building overflow Cacaban Dam. Data analysis used are (1) method of hydrological analysis; (2) soil mechanical analysis method; And (3) methods of calculating the precipitation of the area; (4) method of design flood discharge calculation; (5) flood search method; And (6) redesign spillway.

The intensity of rainfall in Cacaban Dam 2 years, 5 years, 10 years, 20 years, 50 years, 100 years, and 125 years is 95,873 (mm / hour), 115,757 (mm / hour), 126,304 (mm / jam), 135,043 (mm / hour) 144,919 (mm / h), 151,517 (mm / h), and 153,523 (mm / hr). While large flood discharge designs in Cacaban Q20tahun Dam, Q50tahun, Q100years, Q125years, and Q½PMP is 200.332 m3 / s.224.553 m3 / s. 240,910 m3 / s, 245,908 m3 / s, and 1094,833 m3 / s. For the former spillway width the existing width of 58m to 41m and the width of the original launch channel of 16m to 28m.

Keyword : Hydrological Analysis, Flood Search Analysis, Spillway Redesign.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya, sehingga Tugas Akhir dengan Judul "**Redesign *Spillway* Bendungan Cacaban di Kabupaten Tegal**" dapat terselesaikan dengan baik tanpa adanya halangan suatu apapun.

Tujuan dari penyusunan tugas akhir adalah untuk memenuhi syarat guna menyelesaikan Program Studi Strata Satu (S1) pada Fakultas Teknik Universitas Negeri Semarang.

Mengingat keterbatasan pengetahuan dan pengalaman penulis dalam pembuatan tugas akhir, tidak sedikit adanya bantuan, petunjuk, saran-saran maupun arahan dari berbagai pihak, oleh karena itu dengan kerendahan hati penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Prof. Dr. Fathur Rokhman, M.Hum., Rektor Universitas Negeri Semarang.
2. Dr. Nur Qudus, M.T., Dekan Fakultas Teknik Universitas Negeri Semarang dan dosen penguji yang telah memberikan saran serta nasehat dalam ujian Tugas Akhir ini.
3. Dra. Sri Handayani, M.Pd., Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Negeri Semarang.
4. Dr. Rini Kusumawardani, S.T., M.T., M.Sc., Ketua Program Studi Teknik Sipil S1 Fakultas Teknik Universitas Negeri Semarang.
5. Dr (Eng). Yeri Sutopo, M.Pd., M.T., dosen pembimbing 1 yang telah memberikan bimbingan, petunjuk, dorongan, serta masukan-masukan dalam pembuatan Tugas Akhir ini.
6. Karuniadi Satrijo Utomo, S.T., M.T., dosen pembimbing 2 yang telah memberikan bimbingan, petunjuk, dorongan, serta masukan-masukan dalam pembuatan Tugas Akhir ini.
7. Hanggoro Tri Cahyo Andiyarto, S.T., M.T., dosen wali rombel 2 Teknik Sipil S1 2012 yang telah memberikan referensi dalam penulisan Tugas Akhir ini.
8. Dosen Jurusan Teknik Sipil Universitas Negeri Semarang.

9. Seluruh Staf, Karyawan, dan Tendik Fakultas Teknik Universitas Negeri Semarang.
10. Orangtua kami yang selalu senantiasa memberikan doa, motivasi, dan semangat dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
11. Teman - teman satu angkatan Teknik Sipil S1 2012 yang selalu memberi semangat dan bantuan kepada penulis.
12. Semua pihak yang tidak tersebutkan dan telah membantu menyelesaikan tugas akhir ini sehingga dapat berjalan dengan baik dan lancar.

Tidak ada manusia yang sempurna, begitu juga apa yang dihasilkannya. Penyusunan tugas akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu segala kritik dan saran dari semua pihak yang bersifat membangun sangat penulis harapkan demi kesempurnaan tugas akhir ini. Semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca dan sebagai bekal untuk pengembangan pengetahuan penulis di masa mendatang.

Semarang, Juni 2017

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul i

Lembar Persetujuan Pembimbing ii

Lembar Pengesahan iii

Lembar Keaslian Karya Ilmiah iv

Motto v

Persembahan vi

Abstrak viii

Kata Pengantar ix

Daftar Isi xii

Daftar Tabel xvi

Daftar Gambar xiv

Daftar Lampiran xxi

BAB I. PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang Masalah 1
1.2. Identifikasi Masalah 6
1.3. Batasan Masalah 8
1.4. Rumusan Masalah 8
1.5. Tujuan Penulisan 8
1.6. Manfaat Penelitian
1.6.1 Manfaat Teoritis 9
1.6.2 Manfaat Praktis 9
1.7. Lokasi Studi 9

1.8. Sistematika Penulisan 11

BAB II. TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1 Tinjauan Pustaka
2.1.1 Bendungan 12
2.1.2 Tampungan Bendungan 13
2.1.3 Sedimentasi Bendungan 14
2.1.4 Kapasitas Bendungan Cacaban 15
2.1.5 Daerah Aliran Sungai 15
2.2 Landasan Teori
2.2.1 Metode Analisis Hidrologi 17
2.2.2 Analisa Mekanika Tanah 17
2.3 Metode Perhitungan Curah Hujan Wilayah
2.3.1 Analisis Frekuensi Hujan Rancangan 23
2.3.2 Uji Kesesuaian Distribusi (*Smirnov Kolmogorof)* 26
2.3.3 Metode Perhitungan Curah Hujan Rancangan 28
2.4 Metode Perhitungan Debit Banjir Rancangan
2.4.1 Metode Hidrograf Satuan Sintetik *Nakayasu* 29
2.4.2 Persamaan Hidrograf Satuan 30
2.4.3 Distribusi Hujan Jam-Jaman 31
2.4.4 Hidrograf Banjir *Nakayasu* 31
2.4.5 Pemilihan Kala Ulang Banjir Rencana 32
2.4.6 Perhitungan Curah Hujan Rata-rata Wilayah 32
2.4.7 Perhitungan Curah Hujan Rencana 34
2.5 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)
2.5.1 Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah 37
2.6 *Spillway* Bendungan Cacaban
2.6.1 Debit Banjir Rencana 40
2.6.2 Kapasitas Pelimpah 40
2.6.3 Kondisi Perencaan Ulang 41

BAB III. METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Lokasi dan Waktu
3.1.1 Lokasi 42
3.1.2 Waktu 43
3.2 Metode Penelitian 43
3.3 Alat dan Bahan
3.3.1 Alat 44
3.3.2 Bahan 44
3.4 Langkah – Langkah Penelitian 45
3.5 Sumber Data dan Teknik Pengumpulan Data
3.5.1 Pengumpulan Data Primer 48
3.5.2 Pengumpulan Data Sekunder 48
3.6 Analisis Data
3.6.1 Analisis Hidrologi 49
3.6.2 Data Hidrolika 50
3.6.3 Data Tanah 51
3.6.4 Perencaan Ulang Bangunan Pelimpah (*Spillwa*y)..... 53

BAB IV. PENGOLAHAN DATA DAN PEMBAHASAN

4.1 Uraian Umum 61
4.2 Analisa Hidrologi
4.2.1. Data Hujan 63
4.2.2. Distribusi Curah Hujan Daerah 63
4.3 Perhitungan Hujan Rancangan
4.3.1. Uji Distribusi Frekuensi 68
4.3.2. Uji Distribusi Frekuensi 69
4.3.3. Probable Maximum Precipitation (PMP) 78
4.4 Analisa Banjir Rancangan
4.4.1 Perhitungan Debit Banjir Rancangan..... 81
4.4.2 Distribusi Hujan Jam-jaman 85

4.4.3 Menghitung Nilai Hidrograf Banjir 88
4.5 Analisis Penelusuran Banjir 95
4.6 Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah (*Spillway*)
4.6.1 Mercu Bangunan Pelimpah 100
4.6.2 Saluran Transisi 107
4.6.3 Saluran Peluncur 109
4.6.4 Bangunan Peredam Energi 112
4.6.5 Tinggi Jagaan 115
4.6.6 Analisis Stabilitas Bangunan Pelimpah 116

BAB V. PENUTUP .....

5.1 Simpulan 120
5.2 Saran 121

DAFTAR PUSTAKA 122

LAMPIRAN 123

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1 Tabel Hasil Perhitungan Tingkat Sedimentasi 4

Tabel 2.1 Data sedimentasi Bendungan Cacaban 14

Tabel 2.2 Data Teknis Bendungan Cacaban 15

Tabel 2.3 Hasil uji berat masa bahan timbunan Bendungan Cacaban 18

Tabel 2.4 Hasil uji berat volume tanah timbunan Bendungan Cacaban 19

Tabel 2.5 Hasil uji permeabilitas lapangan dan laboratorium tubuh Bendungan Cacaban 21

Tabel 2.6 Hasil hitungan angka pori dan kadar pori timbunan Bendungan Cacaban 22

Tabel 2.7 Syarat Analisa Frekuensi untuk Distribusi 25

Tabel 2.8 Nilai Kritis *Smirnov Kolmogorov* 27

Tabel 2.9 Nilai untuk Setiap Nilai Cs (Koefisien *Skewness*) 28

Tabel 3.1 Alat dan bahan 44

Tabel 4.1. Pembagian luas daerah tangkapan dengan methode *Polygon* Thiesen 64

Tabel 4.2. Perhitungan Koefisien Theissen 64

Tabel 4.2. Perhitungan Koefisien Theissen 64

Tabel 4.3. Curah hujan harian maksimum stasiun *Jatinegara* (mm) 65

Tabel 4.4. Curah hujan harian maksimum stasiun *Lebaksiu* (mm) 65

Tabel 4.5 Curah hujan harian maksimum stasiun *Gegerbuntu* (mm) 66

Tabel 4.6. Curah hujan maksimum stasiun Jatinegara, Lebaksiu, dan Gegerbuntu 67

Tabel 4.7. Curah Hujan Rata - Rata Maksimum dengan Metode *Polygon* Thiesen 67

Tabel 4.8 Analisis Distribusi Frekuensi Metode Gumbel dan Log Pearson III Stasiun Hujan Jatinegara, Lebaksiu, dan Gegerbuntu 69

Tabel 4.9 Perhitungan Hujan Rancangan Distribusi 71

Tabel 4.10 Perhitungan Hujan Rancangan Distribusi Log Pearson III 72

Tabel 4.11 Analisis Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Log Normal II Parameter Stasiun Hujan Jatinegara, Lebaksiu, dan Gegerbuntu 73

Tabel 4.12 Perhitungan Hujan Rancangan Distribusi Normal 74

Tabel 4.13 Perhitungan Hujan Rancangan Distribusi Log Normal Dua Parameter 75

Tabel 4.14. Macam Metode Distribusi Frekuensi 75

Tabel 4.15 Perhitungan Uji *Smirnov-Kolmogorov* 77

Tabel 4.16 Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Metode *Polygon* Thiesen 78

Tabel 4.17 Perhitungan PMP 1 79

Tabel 4.18 Perhitungan PMP 2 79

Tabel 4.19 Data Perhitungan Debit Banjir Rancangan 81

Tabel 4.20 Metode Hidrograf Satuan Sintetik *Nakayasu* dan Analisis Intensitas Curah Hujan 82

Tabel 4.21 Analisis Intensitas Curah Hujan..... 83

Tabel 4.22 Ordinat Hidrograf *Nakayasu* 84

Tabel 4.23 Distribusi Hujan Jam- Jaman..... 85

Tabel 4.24 Curah Hujan Jam- Jaman 86

Tabel 4.25 Distribusi Curah Hujan Efektif 87

Tabel 4.26 Nilai Hidrograf Banjir Rencana 20 Tahun 88

Tabel 4.27 Nilai Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahun 89

Tabel 4.28 Nilai Hidrograf Banjir Rencana 100 Tahun 90

Tabel 4.29 Nilai Hidrograf Banjir Rencana 125 Tahun 91

Tabel 4.30 Nilai Hidrograf Banjir Rencana ½ PMP 92

Tabel 4.31. Hubungan Antara Elevasi MAW, Tampungan dan Debit pada Bendungan Cacaban (Q 125 Tahun) 97

Tabel 4.32. Hitungan Penelusuran Banjir Melalui *Spillway* 99

Tabel 4.33 Koordinat penampang ambang bendung pelimpah 105

Tabel 4.34 Perhitungan Rembesan dan Tekanan Air Tanah Kondisi Muka Air Normal..... 117

Tabel 4.35 Perhitungan Rembesan dan Tekanan Air Tanah Kondisi Muka Air Banjir 119

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Pekerjaan 10

Gambar 1.2 Peta Foto Udara Bendungan Cacaban Kabupaten Tegal 10

Gambar 2.1 Situasi tampungan Bendungan Cacaban 13

Gambar 2.2 Data DAS Cacaban 16

Gambar 2.3 Tampak atas struktur bending dan spillway Bendungan Cacaban ... .39

Gambar 3.1 Lokasi Bendungan Cacaban 43

Gambar 3.2 Diagram Tahapan Pelaksanaan Penelitian 46

Gambar 4.1 Peta DAS, Stasiun hujan dan Pembagian *Polygon* Thiesen 62

Gambar 4.2 Grafik Distribusi Hujan Jam- Jaman 86

Gambar 4.3 Grafik Pola Distribusi Hujan 87

Gambar 4.4 Grafik Pola Distribusi Hujan 20 Tahun 93

Gambar 4.5 Grafik Pola Distribusi Hujan 50 Tahun 93

Gambar 4.6 Grafik Pola Distribusi Hujan 100 Tahun 94

Gambar 4.7 Grafik Pola Distribusi Hujan 125 Tahun..... 94

Gambar 4.8 Grafik Pola Distribusi Hujan ½ PMP..... 95

Gambar 4.9 Hubungan antara φ dan elevasi 98

Gambar 4.10 Hubungan antara elevasi dan debit (tampungan/sec) 98

Gambar 4.11 Perbandingan antara debit *inflow* dan *ouflow* 100

Gambar 4.12. Bangunan pelimpah Bendungan Cacaban 100

Gambar 4.13 Retaknya lantai *spillway* Bendungan Cacaban..... 101

Gambar 4.14 Runtuhnya struktur *spillway* Bendungan Cacaban 101

Gambar 4.15 Kedalaman saluran pengarah aliran terhadap puncak mercu .. 102

Gambar 4.16 Skema aliran air melintasi sebuah pelimpah 103

Gambar 4.17 Penampang mercu pelimpah 104

Gambar 4.18 Skema aliran pada mercu pelimpah 105

Gambar 4.19 Potongan memanjang *spillway*..... 106

Gambar 4.20 Skema bagian saluran transisi pada bangunan pelimpah 107

Gambar 4.21 Skema memanjang aliran pada saluran transisi 108

Gambar 4.22 Penampang memanjang saluran peluncur..... 110

Gambar 4.23 Bentuk kolam olakan 112

Gambar 4.24 Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar 113

Gambar 4.25 Rembesan dan tekanan air tanah di bawah pelimpah kondisi muka air normal 116

Gambar 4.26 Rembesan dan tekanan air tanah di bawah pelimpah kondisi muka air banjir 118

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Foto kondisi di sekitar Bendungan Cacaban Tegal 123

Lampiran 2 Data hujan Stasiun Lebaksiu, Stasiun Gegerbuntu dan Stasiun Jatinegara..... 127

Lampiran 3 Tampak atas dan potongan melintang eksisting Spilway Bendungan Cacaban Tegal..... 128

Lampiran 4 Potongan memanjang dan tampak atas desain ulang Spillway Bendungan Cacaban Tegal..... 129

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Negara Indonesia dikenal sebagai Negara Agraris sehingga pasokan air sangat di butuhkan guna memenuhi kebuhan irigasi dan juga untuk memenuhi pasokan listrik guna meningkatkan industri - industri yang sedang tumbuh di Indonesia. Oleh karena itu, salah satu infrastuktur yang di bangun pemerintah adalah bendungan guna mengatasi masalah kekeringan di musim kemarau dan juga meningkatkan kebutuhan listrik nasional dan lain sebagainya demi kemakmuran rakyatnya.

Seperti diketahui, Indonesia memiliki potensi sumber daya air yang sangat besar, mencapai 3.221 miliar meter kubik per tahun, tapi yang termanfaatkan hanya sekitar 691 miliar meter kubik per tahun. Adapun distribusi air tidak merata, seperti wilayah barat lebih besar dibandingkan dengan wilayah timur. Untuk itu, diperlukan pembangunan bendungan di seluruh wilayah di Indonesia agar ketersediaan air yang berasal dari hujan dapat dimanfaatkan secara maksimal untuk pertanian, air minum, dan pembangkit energi, khususnya energi listrik. Pemerintah menargetkan bisa membangun 65 bendungan dalam 5 tahun. Bendungan tersebut terdiri atas 16 bendungan lanjutan dan 49 bendungan baru. Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR), bertugas untuk meningkatkan dan menjaga ketahanan air dalam rangka mendukung renstra kedaulatan pangan. Indonesia punya 7,3 juta hektar lahan irigasi untuk mendukung program kedaulatan pangan. Namun, air yang disuplai dari bendungan baru tidak lebih dari 11 persennya sebagai luasan. Masih kurangnya suplai air ke lahan irigasi menyebabkan masih terjadi kekeringan di beberapa daerah, terutama di wilayah yang berada di luar sistem bendungan. Selama lima tahun ke depan, Kementerian akan membangun 49 bendungan baru untuk mengatasi masalah itu. Selain itu, Kementerian juga akan membangun jaringan irigasi seluas satu juta hektar untuk mengimbangi konversi lahan dari pertanian ke lahan lain. Pada bagian lain paparannya, Presiden Joko

Widodo (Jokowi) mengemukakan, pemerintah saat ini fokus ke proyek infrastruktur karena infrastrukur itu padat modal dan jangka panjang. Buruknya infrastruktur saat ini, kata Presiden, menjadi hambatan utama untuk membuat *growth engine* baru agar ekonomi kita bisa bangkit. Pembangunan infrastruktur ini, kata Jokowi, untuk mendukung kemandirian pangan yang telah dimulai 2015 ini, dan saat ini yang sedang dalam tahap pengerjaan adalah pembangunan 13 bendungan besar untuk pengairan sawah, dan juga irigasi-irigasi yang menuju ke sawah-sawah karena urusan pangan ini sangat penting sekali Basuki menyatakan, pemerintah bertekad merampungkan seluruh proyek bendungan dalam rangka memenuhi ketersediaan air baku nasional.

Bendungan Cacaban mulai digagas pembangunannya sejak tahun 1914 dan dibuat perencanaan detilnya pada tahun 1930 oleh pemerintah kolonial Belanda. Namun baru diresmikan oleh Presiden Soekarno pada tahun 1952. Pada awalnya, sebelum dibangun bendungan, daerah itu merupakan sebuah sungai yang dalam. Saat itu namanya adalah Kedung Pipisan. Kedung artinya kali yang sangat dalam, sedangkan Pipisan semacam tempat glituk (wadah meramu obat). Setelah 6 tahun pengerjaan, Soekarno pun mengubah nama tempat tersebut, yang awalnya Kedung Pipisan menjadi Bendungan Cacaban. Asal katanya itu dari bahasa Jawa, yaitu ancaban. Artinya, yang menarik perhatian atau buat penasaran. Bendungan Cacaban merupakan warisan Presiden Soekarno, meski kelahiran bendungan tersebut berawal dari gagasan pemerintah kolonial Belanda**. Pembangunan** bendungan **raksasa memerlukan waktu yang cukup lama oleh karena itu pelaksanaannya dilakukan secara bertahap sebagai berikut : 1) Rehabilitasi dan Pembuatan Jalan baru. 2) Pembuatan Gorong-gorong. 3) Pembuatan Jalan Kereta Api. 4) Pembuatan Menara dan Pintu Air. 5) Pembuatan Bangunan Pembuangan Air Kelebihan. 6) Pembuatan Tanggul Penutup. 7) Pembuatan Bendungan di Dukuhdjati.** 8) **Pembuatan Saluran Gung.** 9) **Pembuatan Saluran Cacaban Rambut. 10) Pembuatan Saluran Pembagi Kumisik. Membangun** Bendungan **Cacaban memakan waktu selama kurang lebih tujuh tahun dengan menghabiskan biaya seluruhnya kurang lebih**

sebesar Rp. 54.000.000,- dibaca Lima Puluh Empat Juta Rupiah suatu jumlah yang cukup besar pada jamannya

Bendungan Cacaban adalah sebuah bendungan yang terletak di Kecamatan Kedungbanteng, Kabupaten Tegal, Jawa Tengah, Indonesia. Luas areal bendungan adalah 928,7 ha dan berisi air sebanyak 90 juta m^3 bendungan pada kondisi maksimal seluas 928,70 hektar. Pada kondisi tersebut Bendungan Cacaban mampu mengaliri lahan sawah irigasi teknis seluas kurang lebih 17.500 hektar. Kondisi Bendungan Cacaban memiliki ketinggian + 80.50 m. Hal ini mengambarkan bahwa bendungan cacaban cukup mempesona. Ketinggian bendungan bendungan ini + 40.00 m dan menara ketinggian + 38.50 m. Bendungan ini didukung dengan latar belakang pemandangan hutan dengan panorama yang indah. Bendungan ini sebenarnya berfungsi mengairi sawah - sawah di sekitarnya, namun juga difungsikan sebagai obyek wisata.

Sedimentasi adalah merupakan hasil dari pengikisan permukaan tanah yang diangkut ke suatu tempat dan diendapkan. Endapan inilah yang disebut sebagai sedimentasi. Permasalahan yang ditimbulkan oleh sedimentasi adalah terjadinya pendangkalan bendungan sehingga membatasi umur bendungan. Umur bendungan ditentukan berdasarkan kapasitas tampungan mati yang merupakan tampungan maksimum bagi sedimen. Peningkatan laju sedimentasi yang lebih besar dari rancangan akan memperpendek umur bendungan. Elevasi tampungan mati atau *dead storage* rancangan bendungan Cacaban adalah pada elevasi +50,00 m, luas areal tampungan mati adalah 100 ha, sedangkan volume tampungan mati adalah 100,000 m . Tampungan mati ini sudah lama terlampaui, hasil pengukuran oleh Prosida tahun 1973, volume tampungan total bendungan tinggal 63 juta m3. Proses terjadinya sedimentasi bendungan akan dimulai dari daerah hulu genangan bendungan kemudian bergerak ketengah. Hal ini disebabkan oleh adanya perubahan kecepatan aliran menjadi lebih lambat sehingga energi yang ditimbulkan akan semakin kecil dan sesuai dengan ukuran dan berat butiran material sedimen akan mengendap karena energi yang ditimbulkan oleh kecepatan aliran tidak mampu menggerakkan butiran tersebut. Sedangkan untuk material melayang akan mengendap perlahan sesuai dengan berat butiran dan memerlukan waktu tertentu

mengendap. Perhitungan tingkat sedimentasi bendungan dihitung berdasarkan data hasil pengukuran batimetri selama 54 tahun beroperasi dari 1958 s/d 2012. Laju sedimentasi berdasarkan data hasil pengukuran yang dilakukan tahun 1980, 2003, 2006 dan 2012 atau selama 32 tahun, dapat diuraikan sebagai berikut :

Tabel 1.1 Tabel Hasil Perhitungan Tingkat Sedimentasi

No	Tahun	Volume sedimen (m^3)
1	1980 - 2012	6,33 juta
2	1980 - 2003	3,59 juta
3	1980 - 2006	3,56 juta
4	2003 - 2012	2,74 juta
5	2006 - 2012	2,77 juta

Sumber : BBWS Pemali Juana

Hasil perhitungan tingkat sedimentasi seperti tersebut di atas, menunjukan adanya peningkatan sedimentasi yang signifikan dari periode tahun 1980-2006 ke periode tahun 2006-2012, hal ini berarti telah terjadi peningkatan erosi dalam jumlah yang cukup besar. Erosi ini kemungkinan akibat adanya penggundulan hutan dan berubahnya tata guna lahan dari areal hutan menjadi sawah dan tegalan pada daerah tangkapan air (DTA) bendungan Cacaban. Berdasarkan uraian diatas, maka penelitian tentang Detail Redesain *Spillway* Bendungan Cacaban penting untuk dilakukan.

Bendungan Cacaban terletak di kecamatan Kedungbanteng, Kabupaten Tegal dibangun mulai tahun 1952 dan mulai beroperasi tahun 1958. Bendungan Cacaban melayani Daerah Irigasi seluas 26.713 Ha dan air baku 350 liter per detik. Pada tahun 2003 telah dilaksanakan perbaikan terowongan *intake* yang telah lama mengalami kebocoran, selain bocoran pada terowongan diketahui pula adanya kebocoran pada *spillway* dan *tower intake* yang mengalami getaran didasar Tower apabila pelepasan air bendungan melebihi 13.30 m^3/s.

Sejarah Perbaikan Bendungan Cacaban menurut Laporan Utama Kajian Menyeluruh oleh PT. Adiccon Mulya :

a. *Pada tahun 1963, dalam rangka penghijauan sekitar bendungan, telah dilaksanakan penanaman pohon cemara. Maksud utama penanaman ini adalah mengurangi bahaya sedimentasi bendungan. Penanaman pohon cemara juga dilakukan pada puncak bendungan, yang kemudian dapat menimbulkan permasalahan jika akar-akarnya merambat jauh ke dalam tubuh bendungan.*
b. *Pada tahun 1972, PROSIDA melakukan pengukuran volume tampungan bendungan kembali. Hasilnya menunjukkan bahwa volume tampungan berkurang sekitar 30% sampai 37% dari tampungan rancangan. Hal ini menunjukkan bahwa sedimentasi yang terjadi cukup tinggi.*
c. *Pada tahun 1974, telah dilakukan pengosongan air bendungan untuk maksud: pengambilan sedimen bendungan, perbaikan pintu operasi, dan perbaikan sambungan culvert dengan outlet dari menara.*
d. *Pada tahun 1977, Universitas Gadjah Mada melakukan pengukuran volume tampungan bendungan kembali. Hasilnya menunjukkan bahwa volume tampungan bendungan semakin berkurang, sehingga disimpulkan bahwa pengurasan sediment yang dilakukan pada tahun 1974 kurang berhasil.*
e. *Pada tahun 1980, PT METANA ENGINEERING CONSULTANT melaksanakan penyelidikan geologi teknik dan pemasangan pisometer pada tubuh bendungan. Kesimpulan penyelidikan ini adalah bahan timbunan tubuh bendungan memiliki karakteristik: sudut geser tanah 22°, kohesi tanah 0,48 kg/cm^2, dan berat jenis tanah 1,89 ton/m^3.*
f. *Pada tahun 1982, tim DPMA bersama 3 orang Panel Ahli Bendungan dari Inggris meninjau bendungan Cacaban.*
g. *Bocoran di dalam terowongan masih berlangsung sampai tahun 1991. Perbaikan bocoran kemudian dilanjutkan oleh ACE (Associated Consulting Engineers) dari Karachi, Pakistan. Perbaikan dilakukan dengan memasang selimut lempung kedap air (clay blanket), dan dari dalam terowongan diberi steel liner baru sepanjang 8,70 m. Upaya ini tampaknya juga belum berhasil, terlihat dengan masih terjadinya bocoran.*
h. *Pada tanggal 5 Feb 2003, dilaporkan telah terjadi bocoran pada 7 titik di*

terowongan kiri dan 5 titik di terowongan kanan dengan debit bocoran mencapai 200 lt/dtk. Kemudian dilakukan upaya perbaikan yang dilakukan oleh kontraktor PT Hutama Karya dengan supervisi Puslitbang SDA pada tahun 2003/2004. Perbaikan dilakukan dengan cara grouting dengan menggunakan microfine cement yang terdiri dari grouting perkuatan luar untuk mengisi rongga-rongga, dan dilanjutkan dengan grouting kimia dan melapisi dinding dengan shotcrete.

i. *Pada tahun 2004 telah dilakukan penanganan kebocoran pada spillway dan getaran pada tower intake. Setelah dilakukan perbaikan tersebut maka ketagori bendungan telah meningkat dari berbahaya menjadi kurang memuaskan, hal ini terjadi karena beberapa bagian bangunan terutama tubuh bendungan dalam kondisi yang kurang memuaskan. Pada tubuh bendungan terjadi gangguan stabilitas yang berupa :*

   (1) Retakan memanjang pada puncak bendungan,

   (2) Di beberapa tempat lereng hilir terjadi longsoran-longsoran permukaan dan penurunan permukaan

1.2 Identifikasi Masalah

Pada pengelolaan sumberdaya air bendungan sering dijumpai permasalahan-permasalahan yang menyangkut aspek perencanaan, operasi dan pemeliharaan (*Sudjarwadi*, *1987*). Salah satu persoalan utama yang terjadi dalam operasi bendungan untuk penyediaan air irigasi dan bidang lainnya adalah semakin langkanya ketersediaan air (*water scarcity*) pada waktu-waktu tertentu. Umur operasional bendungan yang sudah tua tidak memungkiri menjadi salah satu penyebab menghambat fungsi *spillway* sebagai bangunan pelengkap, dengan detail masalah sebagai berikut :

a. Tata guna lahan, pada tahun 1952 Bendungan Cacaban dibangun sebagai solusi dari kebutuhan air untuk para petani. Seiring bertambahnya waktu, di sekitar bendungan digunakan sebagai area rekreasi dan juga penghijauan

b. Data banjir, menurut data terakhir tahun 2014 Bendungan Cacaban sudah kelebihan tampungan untuk menampung limpahan banjir akibatnya banjir yang seharusnya dapat ditampung di Bendungan Cacaban sekarang ini tidak dapat lagi ditampung.

c. Debit hidrograf yang perlu ditinjau ulang.

d. Hidrograf banjir disesuaikan dengan data banjir dan debit hidrograf.

e. Kerusakan struktur *spillway,* baik retaknya dinding, lantai atau bahkan secara struktural tidak berfungsi

f. Kebocoran pada lantai dan dinding *spillway*,

g. Sampah atau longsoran tebing yang menutup *spillway*

h. Kapasitas *spillway* terlalu kecil, sehingga air bendungan melimpas *(overtopping)* dari badan bendungan.

i. Sedimentasi di Bendungan Cacaban pada tahun 2003 menunjukan angka 3,59 juta m^3 , sedangkan tahun 2012 terjadi peningkatan menjadi 6,33 juta m^3, hal ini membuktikan bahwa masalah sedimentasi harus segera diatasi karena dapat menghilangkan fungsi bendungan yang sebagaimana mestinya.

Ketersediaan air Bendungan Cacaban dari tahun ke tahun semakin menurun. Penurunan ketersediaan air Bendungan Cacaban tersebut disebabkan kerusakan lingkungan dengan maraknya penjarahan hutan yang mengakibatkan gundulnya hutan disekitar bendungan. Pada saat musim penghujan, air hujan yang jatuh pada permukaan tanah lebih banyak menjadi aliran permukaan (*run off*) menuju ke laut dari pada yang meresap ke dalam tanah mengisi cekungan air tanah sebagai penyuplai air bendungan, akibatnya ketersediaan air bendungan semakin menurun. Terjadinya penggundulan hutan, juga menyebabkan tingginya erosi di daerah hulu atau di sub daerah aliran sungai, yang berasal dari beberapa sungai yang bermuara ke bendungan, sehingga sedimentasi menjadi tinggi yang mengakibatkan pengurangan kapasitas bendungan yang pada akhirnya mempengaruhi jumlah ketersediaan air Bendungan Cacaban.

Data hujan yang digunakan pada saat merancang *spillway* Cacaban itu adalah data 20 tahunan sebelum tahun 1952. Pada perancangan ulang digunakan data 20 tahunan sebelum data 2016. Oleh karena terdapat perbedaan sebaran data hujan, sehingga hidrograf satuan banjir, untuk data sebaran juga berlainan. Dengan demikian dibutuhkan perancangan ulang *spillway* Bendungan Cacaban.

1.3 Batasan Masalah

Berdasarkan identifikasi masalah maka dalam penelitian ini difokuskan pada permasalahan *spillway*, yang meliputi pondasi dan *spillway*. Data hujan yang digunakan adalah hujan efektif 125 tahunan, di samping itu Q banjir yang digunakan adalah Q 125 tahunan.

1.4 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang, identifikasi masalah, dan batasan masalah maka rumusan masalah adalah ;

a. Bagaimanakah curah hujan rencana 125 tahunan untuk Bendungan Cacaban ?
b. Bagaimanakah debit banjir rencana 125 tahunan untuk Bendungan Cacaban ?
c. Bagaimanakah analisis penelusuran banjir *(flood routing)* dengan menggunakan data 125 tahunan ?
d. Bagaimanakah detail gambar hasil desain ulang *spillway* Bendungan Cacaban berdasarkan penelusuran banjir 125 tahunan?

1.5 Tujuan Masalah

Berdasarkan latar belakang dan rumusan masalah di atas, maka tujuan dari penelitian yaitu :

a. Mendiskripsikan curah hujan rencana 125 tahunan untuk Bendungan Cacaban.
b. Mendiskripsikan debit banjir rencana 125 tahunan untuk Bendungan Cacaban.
c. Mendiskripsikan analisis penelusuran banjir *(flood routing)* dengan menggunakan data 125 tahunan.
d. Mendiskripsikan detail gambar hasil desain ulang *spillway* Bendungan Cacaban berdasarkan penelusuran banjjir 125 tahunan

1.6 Manfaat Penelitian

1.6.1 Manfaat Teoritis

a. Mendukung upaya rencana konservasi dan pengembangan bendungan.
b. Mendukung konsep perhitungan debit akibat banjir yang terjadi.

c. Untuk pengembangan ilmu pengetahuan di bidang teknik sipil sesuai dengan teori yang didapat di bangku perkuliahan khususnya mengenai permasalahan bendungan dan solusi yang atas permasalahan tersebut.

1.6.2 Manfaat Praktis

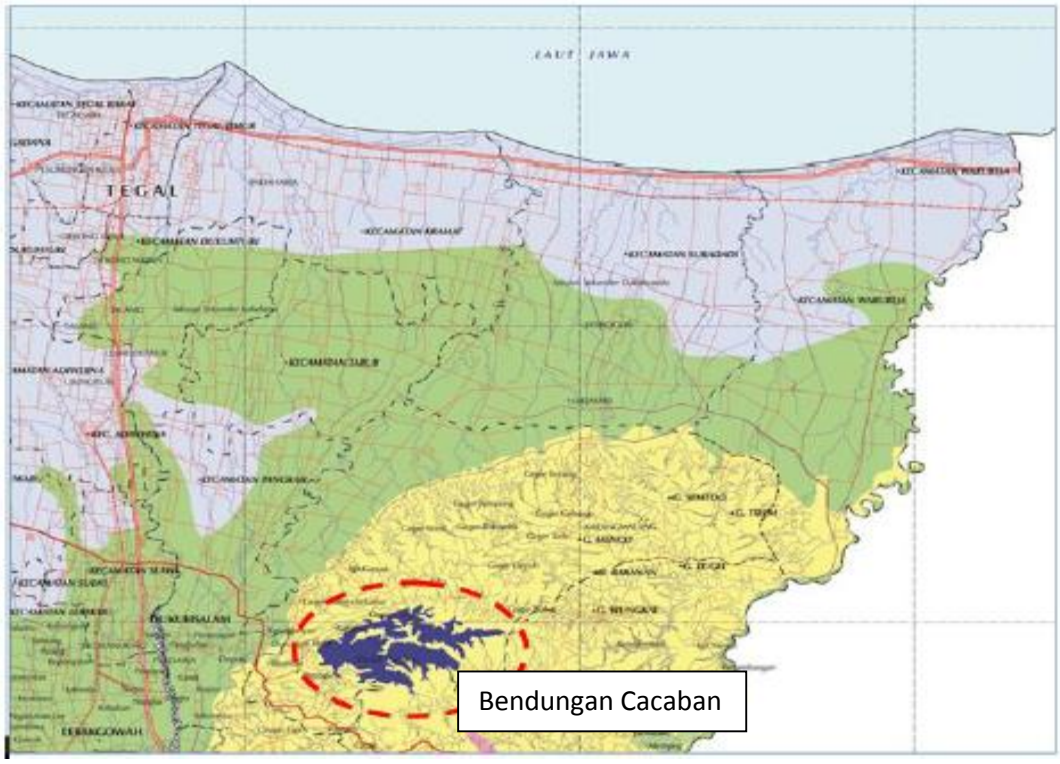
a. Mengembangkan desain *spillway* karena kapasitas terlalu kecil sehingga air bendungan melimpas (*overtopping*) dari badan bendungan.
b. Mencegah dan mengurangi dampak negatif akibat terjadinya sedimentasi di *spillway* Bendungan Cacaban.
c. Hasil penelitian ini dapat memberikan tambahan informasi kepada masyarakat dan Pengelola Sumber Daya Air dalam hal perencanaan yang telah dibangun pada lokasi tersebut.

1.7 Lokasi Studi

Lokasi Bendungan Cacaban secara geografis terletak antara 109° 11’ 28” BT sampai dengan 109° 14’ 58” BT dan 7° 1’ 31” LS sampai dengan 7° 4’ 18” LS. Terletak di Dukuh Desa Jati, Kecamatan Kedung Banteng, Kabupaten Tegal, Propinsi Jawa Tengah dengan batas-batas sebagai berikut:

a. Batas Utara = Kota Tegal
b. Batas Timur = Kabupaten Pemalang
c. Batas Selatan = Kabupaten Brebes dan Kabupaten Banyumas
d. Batas Barat = Kabupaten Brebes

Bendungan Cacaban berfungsi untuk menyediakan air untuk irigasi teknis seluas 1545 ha.



Gambar 1.1 Lokasi Pekerjaan

Gambar 1.2 Peta Foto Udara Bendungan Cacaban Kabupaten Tegal

1.8 Sistematika Penulisan

Bagian Awal

Bagian awal tugas akhir meliputi: judul, abstrak, lembar pengesahan, motto, dan bagian persembahan, kata pengantar, daftar isi, daftar tabel, daftar gambar, dan daftar lampiran.

Bagian Isi

Isi skripsi disajikan dalam lima bab, dengan beberapa sub bab pada tiap babnya.

Bab I : Pendahuluan

Berisi tentang latar belakang, rumusan masalah, batasan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, batasan masalah, dan sistematika penyusunan laporan

Bab II : Tinjauan Pustaka dan Landasan Teori

Berisi tentang tinjauan pustaka dan dasar teori yang memberikan uraian secara teoritis tentang bendungan, penelusuran banjir, analisis hidrologi, dan perhitungan banjir rancangan .

Bab III : Metode Penelitian

Berisi tentang sistematika penelitian dan penulisan, langkah langkah atau prosedur pengambilan, dan metode pengolahan data dari hasil penelitian.

BAB IV : Pengolahan Data dan Pembahasan

Pada bab ini akan dipaparkan hasil dari pengolahan data hidrologi berupa sistematika penelitian dan penulisan, prosedur pengambilan, dan metode pengolahan data dari hasil penelitian. Serta desain *spillway* Bendungan Cacaban yang baru.

BAB V : Kesimpulan dan Saran

Bab ini berisi kesimpulan yang didapatkan selama melakukan evaluasi dan saran-saran mengenai permasalahan yang dihadapi.

Bagian Akhir

Pada bagian akhir ini berisikan daftar pustaka dan lamiran-lampiran yang mendukung hasil penelitian.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1 TINJAUAN PUSTAKA

2.1.1 Bendungan

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

Menurut Peraturan Menteri Nomor 72/PRT/1997, bendungan adalah setiap bangunan penahan air buatan, jenis urugan atau jenis lainnya yang menampung air atau dapat menampung air, termasuk pondasi, bukit/tebing tumpuan, serta bangunan pelengkap dan peralatannya, termasuk juga bendungan limbah galian, tetapi tidak termasuk bendung dan tanggul.

Sebuah bendungan berfungsi sebagai penangkap air dan menyimpannya di musim hujan waktu air sungai mengalir dalam jumlah besar dan yang melebihi kebutuhan baik untuk keperluan, irigasi, air minum, industri atau yang lainnya. Dengan memiliki daya tampung tersebut sejumlah besar air sungai yang melebihi kebutuhan dapat disimpan dalam bendungan dan baru dilepas mengalir ke dalam sungai lagi di hilirnya sesuai dengan kebutuhan pada saat diperlukan. Sebuah bendungan dapat dibuat dari bahan bangunan urugan tanah campur batu berukuran kecil sampai besar atau dari beton.

Bila aliran sungai yang masuk ke dalam bendungan tersebut melebihi air yang dialirkan ke luar bendungan sesuai dengan kebutuhan, maka isi bendungan makin lama makin penuh dan dapat melampaui batas daya tampung rencananya, sehingga permukaan air dalam bendungan akan naik terus dan akhirnya melimpas.

2.1.2 Tampungan Bendungan

Tampungan bendungan adalah kapasitas air yang mampu ditampung dari hasil pembendungan sungai/kali.

a. Tampungan Aktif

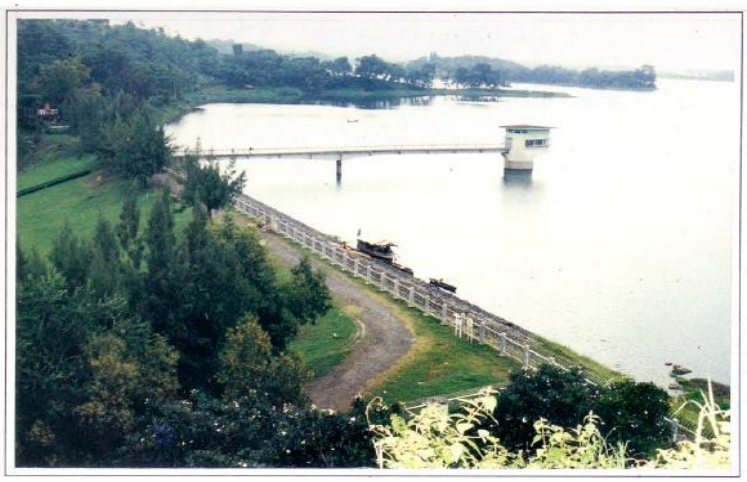
Tampungan aktif dari *reservoir* adalah air yang tersimpan diatas batas *offtake* terendah. Jadi ini sama dengan volume total air yang tersimpan dikurangi volume *dead storage* (volume dibawah batas *offtake*).

b. Tampungan Tahunan

Beberapa *reservoir* yang kecil terisi lebih dan melimpah rata-rata beberapa kali dalam setahun. *Reservoir* ini dibangun untuk menyediakan air melebihi periode aliran yang hanya satu atau dua bulan dari aliran terendah. Perkiraan tampungan yang diperlukan adalah dengan analisis tampungan dalam setahun.

c. Tampungan Bawaan

Dimana *reservoir* kelebihan isi dan melimpah rata-rata hanya beberapa tahun, air yang tersimpan pada akhir satu tahun terbawa ke tahun selanjutnya dinamakan tampungan bawaan. Dengan kata lain tampungan musiman tergantung fluktuasi masukan dan keluaran dalam satu tahun. Di mana prosedur penggunaannya hanya data tahunan. Tampungan bawaan dan tampungan tahunan dimana terlihat peningkatan kebutuhan yang dilayani tampungan sesuai dengan fluktuasi musiman.



Gambar 2.1 Situasi tampungan Bendungan Cacaban

2.1.3 Sedimentasi Bendungan

Masalah utama yang dihadapi dalam pembangunan dan pengoperasian oleh hampir semua bendungan adalah bagaimana menjaga agar fungsi bendungan dapat optimal dan berkelanjutan. Salah satu faktor utama yang dapat menyebabkan fungsi bendungan tidak optimal adalah berkurangnya kapasitas tampung bendungan. Hal ini dapat terjadi karena meningkatnya laju erosi lahan dalam Daerah Aliran Sungai (DAS), sehingga meningkatkan laju sedimentasi pada tampungan bendungan. Hal ini tentu akan meningkatkan potensi erosi lahan.

Umumnya tingkat sedimentasi bendungan dipengaruhi oleh beberapa faktor, diantaranya adalah intensitas hujan, kondisi topografi, tata guna lahan, jenis tanah permukaan, dan karakteristik sungai. Permasalahan yang ditimbulkan oleh sedimentasi adalah terjadinya pendangkalan bendungan sehingga membatasi umur bendungan. Umur bendungan ditentukan berdasarkan kapasitas tampungan mati yang merupakan tampungan maksimum bagi sedimen. Peningkatan laju sedimentasi yang lebih besar dari rencana akan memperpendek umur bendungan. Elevasi tampungan mati atau *dead storage* Bendungan Cacaban pada elevasi + 50.00 meter, luas areal tampungan mati adalah 100 ha sedangkan volume tampungan mati adalah 100.000 m^3.

Tabel 2.1 Data sedimentasi Bendungan Cacaban

Tahun	Periode (tahun)	Elevasi Dasar (m)	Kapasitas (juta m^3)	Sedimentasi (juta m^3/tahun)
1958	0,00	42,50	90,00	0,00
1958 – 1972	14,00	56,00	63,00	1,93
1972 – 1977	5,00	57,00	6,00	1,83
1958 – 1981	23,00	57,70	27,30	1,24

Sumber BBWS Pemali-Juana

2.1.4 Kapasitas Bendungan Cacaban

Penetapan kapasitas untuk suatu bendungan biasanya disebut suatu penelaahan operasi (*operation study*) dan merupakan suatu simulasi dari pengoperasian bendungan untuk suatu jangka waktu yang sesuai dengan seperangkat aturan yang ditetapkan. Suatu penelaahan operasi hanya dapat menganalisis suatu masa kritis yang dipilih, yaitu pada waktu aliran sangat rendah.

Tabel 2.2 Data Teknis Bendungan Cacaban

Kondisi	Elevasi (m)	Luas Genangan (ha)	Volume (juta m^3)
Muka air banjir	78,5	900	191,7
Muka air normal	77,5	790	90
Muka air minimum	80	100	89.9

Sumber BBWS Pemali-Juana

2.1.5 Daerah Aliran Sungai

Daerah Aliran Sungai (DAS) merupakan daerah yang berfungsi sebagai daerah resapan, daerah penyimpanan air, penampung air hujan dan pengaliran air. Yaitu daerah dimana semua airnya mengalir ke dalam suatu sungai yang dimaksudkan. Daerah ini umumnya dibatasi oleh batas topografi, yaitu merupakan tempat tertinggi (punggung bukit) sehingga air hujan yang jatuh didalamnya akan selalu menuju tempat hilirnya (bagian yang lebih rendah). Wilayah DAS meliputi bagian hulu sampai hilir sungai, dan dapat berupa wilayah pemukiman, wilayah lindung, wilayah budidaya, dan lain-lain.

Bendungan Cacaban memiliki DAS yang mengaliri 8 kecamatan dan 49 desa di Kabupaten Tegal. Sumber air yang masuk ke Bendungan Cacaban adalah

berasal dari air hujan yang langsung jatuh ke permukaan bendungan dan juga merupakan outlet dari beberapa sungai di sekitar bendungan antara lain Sungai Cacaban Kulon, Sungai Cacaban Wetan, Sungai Curug Agung dan Sungai Lajak. Volume air Bendungan Cacaban pada saat musim kemarau seringkali mengalami penyusutan sehingga dapat mengurangi volume pasokan air untuk kegiatan irigasi pertanian di sekitarnya. Oleh karena itu telah dibuat kanal aliran tambahan yang berasal dari Kali Rambut.

Gambar 2.2 Kondisi DAS Cacaban

Berdasarkan data Balai Pengelolaan Sumberdaya Air (BPSDA) Pemali Comal, Bendungan Cacaban memiliki daerah tangkapan seluas 59 km², elevasi air banjir mencapai 79,91 meter, elevasi air maksimum mencapai ketinggian 77,38 meter, dan elevasi air minimum 66 meter. Volume tampungan bendungan tercatat sebesar 90 juta meter³ pada tahun 1959, kemudian berkurang hingga 57 juta meter³ (1990), dan terus berkurang hingga 49 juta meter³ (2002). Penurunan volume tampung air pada Bendungan Cacaban terjadi akibat adanya endapan tanah pada bagian dasar bendungan yang disebabkan oleh erosi lereng bukit di sekeliling bendungan yang terjadi pada saat musim hujan.

2.2 Landasan Teori

2.2.1 Metode Analisis Hidrologi

Sebelum merencanakan *Spillway*, langkah pertama yang dilakukan adalah merencanakan debit banjir rancangan yang akan digunakan. Data-data hidrologi yang diperoleh dianalisis untuk memperoleh besarnya debit banjir rancangan dengan periode ulang tertentu yang dapat dialirkan tanpa membahayakan lingkungan sekitar bendungan.

Analisis hidrologi diperlukan untuk mengetahui aliran tinggi atau debit banjir dengan cara pengalih ragaman data hujan historis menjadi debit banjir rencana.

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan/penelitian pembuatan ulang *spillway*. Ketepapan dalam memilih lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor yang menentukan kualitas data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan dan analisis statistik yang diperhitungkan dalam perhitungan debit banjir rencana. Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan dalam debit banjir adalah hujan yang terjadi pada daerah aliran sungai pada waktu yang sama.

2.2.2 Analisa Mekanika Tanah

Analisa tanah sangat penting untuk mengetahui jenis tanah dan daya dukung tanah pada lokasi penelitian. Analisa tanah dilakukan dengan pengambilan sampel yang ada di lokasi yang akan dibangun, pada pengambilan sampel di Bendungan Cacaban.

Berat		Permeabilitas		Angka pori (e)	Kadar pori (n)
Berat masa *(specific gravity)*	Berat volume tanah (g_{bulk})	Permeabilitas lapangan	Permeabilitas laboratorium		
2,664 ton/m^3	1,655 ton/m^3	4,51x10^{-6} cm/s	7,00x10^{-7} cm/s	2,0814	0,6758

Sumber BBWS Pemali-Juana Pengujian oleh PT. Adiccon Mulya

a. Uji berat masa tanah *(specific gravity)*

Uji berat masa *(specific gravity)* dilaksanakan sebanyak15 buah dan dipilih secara acak dari 26 *undisturbed sample* untuk mewakili berat masa tanah bahan timbunan bendungan Cacaban. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$G_s = \frac{W_s}{\gamma w} \qquad (2.1)$$

Keterangan :

G_s : Berat spesifik tanah

W_s : Berat butiran padat (ton)

γw : Berat jenis air (ton/m^3)

Tabel 2.3 Hasil uji berat masa bahan timbunan Bendungan Cacaban

BM1		BM2		BM3	
Kedalaman (m)	**Berat masa (ton/m^3)**	**Kedalaman (m)**	**Berat masa (ton/m^3)**	**Kedalaman (m)**	**Berat masa (ton/m^3)**
-2.50 s/d -3.00	2.616	-2.50 s/d -3.00	2.597	-2.50 s/d -3.00	2.617
-4.50 s/d -5.00	2.644	-4.50 s/d -5.00	2.629	-4.50 s/d -5.00	2.763
-7.50 s/d -8.00	2.667			-7.00 s/d -7.50	2.661
-10.00 s/d -10.50	2.696			-9.50 s/d -10.00	2.709
-12.00 s/d -12.50	2.651			-12.00 s/d -12.50	2.663
-16.50 s/d -17.00	2.669				
-19.50 s/d -20.00	2.706				
-22.00 s/d -22.50	2.677				
BM4		**BM5**		**BM6**	
Kedalaman (m)	**Berat masa (ton/m^3)**	**Kedalaman (m)**	**Berat masa (ton/m^3)**	**Kedalaman (m)**	**Berat masa (ton/m^3)**
-1.50 s/d -2.00	2.67	-1.50 s/d -2.00	2.69	-1.50 s/d -2.00	2.69
-9.50 s/d -10.00	2.72	-9.50 s/d -10.00	2.70		
-29.50 s/d -30.00	2.69				

Sumber : BBWS Pemali-Juana Pengujian oleh PT. Adiccon Mulya

Hasil uji menunjukkan bahwa nilai rerata berat masa bahan timbunan bendungan Cacaban adalah 2,664 ton/m^3, dengan deviasi standard sebesar 0,04278. Hal ini menunjukkan tingkat homoginitas bahan timbunan bendungan Cacaban yang tinggi ditinjau dari nilai berat masanya.

b. Uji berat volume tanah (γ_{bulk})

Hubungan berat volume tanah (γ_{bulk}) dengan kadar airnya dinyatakan dalam :

$$\gamma_{bulk} = \gamma_d (1 + w) \qquad (2.2)$$

Keterangan :

γ_{bulk} : Berat volume tanah

γ_d : Berat volume kering tanah

W : Kadar air tanah

Tabel 2.4 Hasil uji berat volume tanah bahan timbunan Bendungan Cacaban

BM1		BM2		BM3	
Kedalaman (m)	**γ_{bulk} (ton/m^3)**	**Kedalaman (m)**	**γ_{bulk} (ton/m^3)**	**Kedalaman (m)**	**γ_{bulk} (ton/m^3)**
-2.50 s/d -3.00	1.636	-2.50 s/d -3.00	1.631	-2.50 s/d -3.00	1.680
-4.50 s/d -5.00	1.653	-4.50 s/d -5.00	1.665	-4.50 s/d -5.00	1.642
-7.50 s/d -8.00	1.662			-7.00 s/d -7.50	1.632
-10.00 s/d -10.50	1.657			-9.50 s/d -10.00	1.650
-12.00 s/d -12.50	1.652			-12.00 s/d -12.50	1.676
-16.50 s/d -17.00	1.687				
-19.50 s/d -20.00	1.649				
-22.00 s/d -22.50	1.650				
BM4		**BM5**		**BM6**	
Kedalaman (m)	**γ_{bulk} (ton/m^3)**	**Kedalaman (m)**	**γ_{bulk} (ton/m^3)**	**Kedalaman (m)**	**γ_{bulk} (ton/m^3)**
-1.50 s/d -2.00	1.98	-1.50 s/d -2.00	1.92	-1.50 s/d -2.00	1.89
-9.50 s/d -10.00	1.87	-9.50 s/d -10.00	1.93		
-29.50 s/d -30.00	1.87				

Sumber : BBWS Pemali-Juana Pengujian oleh PT. Adiccon Mulya

Hasil uji menunjukkan bahwa nilai rerata berat volume tanah timbunan bendungan Cacaban adalah 1,655 ton/m^3, dengan deviasi standard sebesar 0,0169. Hal ini menunjukkan tingkat homoginitas bahan timbunan bendungan Cacaban yang tinggi ditinjau dari nilai berat volume tanahnya.

c. Uji Permeabilitas lapangan dan laboratorium

Pengujian permeabilitas tanah dilakukan di laboratorium menggunakan metode Constant Head Permeameter. Uji ini digunakan untuk tanah yang memiliki butiran kasar dan memiliki koefisien permeabilitas yang tinggi. Rumus :

$$Q = k \cdot A \cdot i \cdot t \quad (2.3)$$

$$k = (Q \cdot L) / (h \cdot A \cdot t) \quad (2.4)$$

Keterangan :

Q : Debit

k : Koefisien Permeabilitas

A : Luas Penampang

i : Koefisien Hidrolik = h/L

t : Waktu (s)

Uji permeabilitas di lapangan menggunakan persamaan

$$Q = V\ A = k\ i\ A = k\ (d_y/d_x)\ A \quad (2.5)$$

Keterangan :

V : Kecepatan aliran

A : Luas aliran

i : Gradient Hidrolik ($i = d_y/d_x$)

Uji permeabiltas lapangan pada pondasi Bendungan Cacaban dilaksanakan dengan interval 3,00 meter secara menerus sepanjang lubang bor. Hasil uji permeabilitas lapangan pada pondasi bendungan Cacaban disampaikan pada tabel dibawah.

Tabel 2.5 Hasil uji permeabilitas lapangan dan laboratorium tubuh Bendungan Cacaban

BM1			
Kedalaman	Permeabilitas lapangan (kx) (cm/dt)	Permeabilitas laboratorium (ky) (cm/dt)	Rasio permeabilitas (k_x/k_y)
-3.00 s/d -5.00	4.52E-06	6.84E-07	6.61
-5.00 s/d -7.00	4.29E-06	7.06E-07	6.08
-7.00 s/d -9.00	4.52E-06	7.00E-07	6.46
-9.00 s/d -11.00	4.63E-06	6.73E-07	6.88
-11.00 s/d -13.00	5.51E-06	5.65E-07	9.75
-13.00 s/d -15.00	5.27E-07	-----	-----
-15.00 s/d -17.00	6.90E-06	4.66E-07	14.81
-17.00 s/d -19.00	7.21E-07	-----	-----
-19.00 s/d -21.00	7.60E-06	6.37E-07	11.93
-21.00 s/d -23.00	9.31E-07	2.81E-07	3.31
-23.00 s/d -25.00	1.05E-06	-----	-----
-25.00 s/d -27.00	1.13E-06	-----	-----
-27.00 s/d -29.00	4.05E-06	3.57E-07	11.34
-29.00 s/d -31.00	3.27E-06	-----	-----
-31.00 s/d -33.00	3.58E-06	-----	-----
-33.00 s/d -35.00	3.82E-06	-----	-----

BM2			
Kedalaman	Permeabilitas lapangan (kx) (cm/dt)	Permeabilitas laboratorium (ky) (cm/dt)	Rasio permeabilitas (k_x/k_y)
-1.00 s/d -3.00	4.29E-06	6.83E-07	6.28
-3.00 s/d -5.00	4.60E-06	6.32E-07	7.28
-5.00 s/d -7.00	4.84E-06	6.95E-07	6.96

BM3			
Kedalaman	Permeabilitas lapangan (kx) (cm/dt)	Permeabilitas laboratorium (ky) (cm/dt)	Rasio permeabilitas (k_x/k_y)
-1.00 s/d -3.00	4.60E-06	6.37E-07	7.22
-3.00 s/d -5.00	4.29E-06	6.32E-07	6.79
-5.00 s/d -7.00	4.91E-06	-----	-----
-7.00 s/d -9.00	7.35E-06	6.71E-07	10.95
-9.00 s/d -11.00	6.33E-06	6.56E-07	9.65
-11.00 s/d -13.00	5.86E-06	6.96E-07	8.42
-13.00 s/d -15.00	5.46E-06	-----	-----

BM4			
Kedalaman	Permeabilitas lapangan (kx) (cm/dt)	Permeabilitas laboratorium (ky) (cm/dt)	Rasio permeabilitas (k_x/k_y)
-.00 s/d -3.00	5.80E-06	3.77E-06	1.54
-3.00 s/d -6.00	1.44E-05	5.48E-06	2.63
-6.00 s/d -9.00	1.24E-05	4.01E-06	3.09
-9.00 s/d -12.00	---	3.25E-06	---
-12.00 s/d -15.00	3.74E-06	2.98E-06	1.26

BM5			
Kedalaman	Permeabilitas lapangan (kx) (cm/dt)	Permeabilitas laboratorium (ky) (cm/dt)	Rasio permeabilitas (k_x/k_y)
-.00 s/d -3.00	6.03E-06	2.73E-06	2.21
-3.00 s/d -6.00	4.89E-06	3.98E-06	1.23
-6.00 s/d -9.00	6.03E-06	2.03E-06	2.97
-9.00 s/d -12.00	6.73E-06	3.10E-06	2.17
-12.00 s/d -15.00	4.73E-05	6.96E-06	6.80

BM6			
Kedalaman	Permeabilitas lapangan (kx) (cm/dt)	Permeabilitas laboratorium (ky) (cm/dt)	Rasio permeabilitas (k_x/k_y)
-.00 s/d -3.00	2.82E-06	7.60E-07	3.71
-3.00 s/d -6.00	3.10E-06	6.81E-07	4.55
-6.00 s/d -9.00	3.45E-06	7.33E-07	4.71
-9.00 s/d -12.00	3.90E-06	7.24E-07	5.39
-12.00 s/d -15.00	3.84E-06	8.60E-07	4.47

Sumber : BBWS Pemali-Juana Pengujian oleh PT. Adiccon Mulya

Hasil uji permeabilitas lapangan pada tubuh bendungan Cacaban dilaksanakan dengan metoda *falling head.* Uji ini karena luasan dinding lubang bor sangat besar dibandingkan dengan luas penampang lubang bor, maka nilai permeabilitas yang dihasilkan dapat diasumsikan sebagai permeabilitas arah horisontal (k_x), sedangkan uji permeabiltas di laboratorium sesuai dengan standard pelaksanaannya, maka nilai permeabilitas yang dihasilkan dapat diasumsikan sebagai permeabilitas arah vertikal (k_y). Hasil uji permeabilitas lapangan dan laboratorium pada tubuh bendungan Cacaban disampaikan pada Tabel 2.5 Dengan demikian maka rasio antara permeabilitas arah horisontal dengan arah vertikal tubuh Bendungan Cacaban dapat dihitung.

d. Uji angka pori dan kadar pori

Besaran angka pori (e) dan kadar pori (n) dinyatakan dalam suatu persamaan:

$$e = \frac{V_V}{V_S} \qquad (2.6)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \qquad (2.7)$$

Keterangan :

e : Angka pori

n : Kadar pori

V_V : Volume rongga

V_S : Volume solid

Tabel 2.6 Hasil hitungan angka pori dan kadar pori timbunan Bendungan Cacaban

BM1			BM2			BM3		
Kedalaman (m)	n	e	Kedalaman (m)	n	e	Kedalaman (m)	n	e
-2.50 s/d -3.00	0.6685	2.0166	-2.50 s/d -3.00	0.6655	1.9892	-2.50 s/d -3.00	0.6672	2.0046
-4.50 s/d -5.00	0.6747	2.0744	-4.50 s/d -5.00	0.6715	2.0446	-4.50 s/d -5.00	0.6893	2.2184
-7.50 s/d -8.00	0.6756	2.0827				-7.00 s/d -7.50	0.6762	2.0885
-10.00 s/d -10.50	0.6798	2.1227				-9.50 s/d -10.00	0.6808	2.1325
-12.00 s/d -12.50	0.6767	2.0371				-12.00 s/d -12.50	0.6747	2.0745
-16.50 s/d -17.00	0.6752	2.0785						
-19.50 s/d -20.00	0.6818	2.1427						
-22.00 s/d -22.50	0.6789	2.1146						

Sumber : BBWS Pemali-Juana Pengujian oleh PT. Adiccon Mulya

Hasil uji menunjukkan bahwa nilai rerata angka pori (e) dan kadar pori (n) timbunan bendungan Cacaban adalah 2,0814 dan 0,6758 dengan deviasi standard masing-masing sebesar 0,0598 dan 0,0061. Hal ini menunjukkan tingkat homoginitas bahan timbunan Bendungan Cacaban yang tinggi ditinjau dari angka pori (e) dan kadar pori (n).

2.3 Metode Perhitungan Curah Hujan Wilayah

Metode yang digunakan untuk menghitung curah hujan daerah aliran dari catatan hujan lokal pada stasiun pengukur curah hujan yaitu Metode Perhitungan Rata-Rata. Metode ini biasanya dipergunakan untuk daerah yang datar, dengan jumlah pos curah hujan yang cukup banyak dan dengan anggapan bahwa curah hujan di daerah tersebut bersifat seragam (*uniform distribution*). Rumusnya adalah

$$R_{ave} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n}{n} \quad (2.8)$$

Keterangan :

R_{ave} : Curah hujan rata-rata (mm)

n : Jumlah stasiun pengukuran hujan

$R_1 \dots R_n$: Besar curah hujan masing-masing stasiun (mm)

2.3.1 Analisis Frekuensi Hujan Rancangan

Suatu kenyataan bahwa tidak semua variat dari suatu variabel hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata – ratanya, akan tetapi kemungkinan ada nilai variat yang lebih besar atau lebih kecil dari nilai rata – ratanya. Besarnya derajat dari suatu sebaran variat di sekitar nilai rata – ratanya disebut dengan variasi atau dispersi. Macam cara pengukuran dispersi antara lain :

a. Harga rata – rata (X)

Rumusnya adalah :

$$X = \frac{\sum_{i}^{n} Xi}{n} \quad (2.9)$$

Keterangan :

X : Curah hujan rata-rata (mm)

X_i : Curah hujan di stasiun hujan ke i (mm)

n : Jumlah data

b. Standar Deviasi (Sx)

Rumusnya adalah :

$$Sx = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (Xi - X)^2}{n-1}} \quad (2.10)$$

Keterangan :

Sx : Deviasi standar

X : Curah hujan rata-rata (mm)

X_i : Curah hujan di stasiun hujan ke i (mm)

n : Jumlah data

c. Koefisien Skewness (Cs)

Rumusnya adalah :

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^{n} (Xi - X)^3}{(n-1)(n-2)Sx^3} \quad (2.11)$$

Keterangan :

Cs : Koefisien *skewness*

X : Curah hujan rata-rata (mm)

X_i : Curah hujan di stasiun hujan ke i (mm)

n : Jumlah data

Sx : Deviasi standar

d. Koefisien Curtosis (Ck)

Rumusnya adalah :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^{n} (Xi - X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sx^4} \quad (2.12)$$

Keterangan :

Ck : Koefisien kurtosis

X : Curah hujan rata-rata (mm)

X_i : Curah hujan di stasiun hujan ke i (mm)

n : Jumlah data

Sx : Deviasi standar

e. Koefisien Variasi

Rumusnya adalah :

$$Cv = \frac{Sx}{X} \quad (2.13)$$

Keterangan :

Cv : Koefisien variasi

X : Curah hujan rata-rata (mm)

Sx : Deviasi standar

Dari faktor-faktor diatas dapat ditentukan metode mana yang bisa dipakai untuk menghitung curah hujan rancangan dengan ketentuan sebagai berikut:

Tabel 2.7 Syarat Analisa Frekuensi untuk Distribusi

Jenis Distribusi	Syarat
Normal	$Cs \approx 0$
Log Normal	$Cs = 3Cv + Cv^2 = 0,2$
Gumbel Type 1	$Cs \approx 1,1396$
	$Ck \approx 5,4002$
Log Pearson Type III	$Cs \geq 0$

(*Soewarno, 1995*)

2.3.2 Uji Kesesuaian Distribusi (*Smirnov Kolmogorof)*

Uji kecocokan distribusi dilakukan untuk mengetahui jenis metode yang paling sesuai dengan data debit atau hujan. Uji metode dilakukan dengan uji

keselarasan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih, dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis (*Soewarno, 1995*).

Untuk mengetahui apakah data tersebut benar sesuai dengan jenis selebaran teoritis yang dipilih, perlu dilakukan pengujian lebih lanjut. Untuk keperluan analisis uji kesesuaian dipakai uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorov.*

Uji kesesuaian ini digunakan untuk menguji simpangan secara horisontal. Uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof*, sering disebut juga uji kecocokan non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Pengujian ini dilakukan dengan membandingkan probabilitas tiap data antara sebaran empiris dan sebaran teoritis. Sebagai alternatif untuk menguji kesesuaian distribusi (*goodness of fit*). Uji ini dilakukan dengan tahapan sebagai berikut:

(1) Data diurutkan dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya dan ditentukan peluangnya dari masing-masing data tersebut P(X).

$$P(x) = \frac{m}{N+1} \qquad (2.14)$$

Keterangan :

P(X) : Peluang dari X

m : Nomor urut kejadian, atau peringkat kejadian

N : Jumlah data pengamatan

(2) Menentukan nilai variabel reduksi F(t) dengan persamaan sebagai berikut :

$$F(t) = \sqrt{\frac{X - Xr}{S}} \qquad (2.15)$$

Keterangan :

F(t) : Variabel reduksi

X : Curah hujan

Xr : Harga rata-rata dari X

(3) Menentukan peluang teoritis P'(X) dari nilai F(t) dengan tabel.

(4) Dari nilai peluang tersebut ditentukan selisih antara pengamatan dan peluang teoritis D_{maks} = Maks [P(X) – P'(X)]

(5) Berdasarkan tabel nilai kritis *Smirnov Kolmogorov* ditentukan harga D sehingga Dmaks < D untuk harga yang memenuhi.

Tabel 2.8 Nilai Kritis *Smirnov Kolmogorov*

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	**0.5000**	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	**0.9495**	**0.9505**	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	**0.9750**	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990

2.3.3 Metode Perhitungan Curah Hujan Rancangan

Analisa curah hujan rancangan digunakan untuk mengetahui besarnya curah hujan harian maksimum dengan periode ulang tertentu yang akan digunakan untuk perhitungan debit banjir rancangan. Metode distribusi yang digunakan untuk

perhitungan curah hujan rancangan yaitu Metode Log Pearson Type III. Untuk menghitung hujan rencana berdasarkan Log Pearson Type III, persamaanya dapat ditulis sebagai berikut :

$$\text{Log } X_t = \text{Log } X + k * Sx \qquad (2.16)$$

Keterangan :

X_t : Besarnya curah hujan dengan periode t (mm)

Tabel 2.9 Nilai untuk Setiap Nilai Cs (Koefisien *Skewness*)

Cs	Periode Ulang (Tahun)					
	2	5	10	25	50	100
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588
-1,1	0,180	0,848	1,107	1,324	1,435	1,518
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,3	0,210	0,838	1,064	1,240	1,324	1,383
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318
-1,5	0,240	0,825	1,018	1,157	1,217	1,256
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
-1,7	0,268	0,808	0,970	1,075	1,116	1,140
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087
-1,9	0,294	0,788	0,920	0,996	1,023	1,037
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990

(*Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999*)

2.4 Metode Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Pada umumnya banjir rancangan (*design flood*) di Indonesia di tentukan berdasarkan analisa curah hujan harian maksimum yang tercatat. Frekuensi debit

maksimum jarang di terapkan karena keterbatasan masa pengamatan. Maka analisisnya di lakukan dengan menggunakan persamaan–persamaan empiris dengan memperhitungkan parameter–parameter alam yang terkait

2.4.1 Metode Hidrograf Satuan Sintetik *Nakayasu*

Perhitungan debit banjir rancangan Bendungan Cacaban ditentukan berdasarkan hasil perhitungan hujan rancangan dan pendekatan secara teoritis dengan persamaan-persamaan dan besaran-besaran yang lazim digunakan dalam perhitungan hidrologi.

Oleh karena data yang tersedia berupa data hujan historis maka perhitungan debit banjir berdasarkan data yang tersedia. Methode perhitungan debit banjir rancangan dengan methode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) *Nakayasu*, merupakan suatu cara untuk mendapatkan hidrograf banjir rancangan dalam suatu DAS. Untuk membuat suatu hidrograf banjir pada sungai, perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut.

Adapun persamaan Hidrograf Satuan Sintetik *Nakayasu* yaitu :

$$Q_p = \frac{A \,.\, Ro}{3{,}6\ (0{,}3\ tp + T_{0,3})} \qquad (2.17)$$

Keterangan :

Q_p : Debit puncak banjir (m^3/s)

R_o : Hujan satuan (mm)

tp : Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

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

A : Luas DAS (km^2)

2.4.2 Persamaan Hidrograf Satuan

Pada kurva naik *(Rising Limb)*, untuk $0 \leq t \leq tp$ digunakan persamaan :

$$Q_t = Qmaks\ (\frac{t}{tp})^{2,4} \quad (2.18)$$

Keterangan :

Q_t : Unsur aliran sebelum mencapai debit puncak (m^3/s)

t : Waktu (jam)

Pada kurva turun *(Recission Limb)*, untuk $tp \leq t \leq (tp + T\ 0,3)$ digunakan persamaan :

$$Q_t = Q_{maks} * 0,3^{\frac{t-tp}{T\ 0,3}} \quad (2.19)$$

Untuk $(t_p + T_{0,3}) \leq t \leq (tp + T_{0,3} + 1,5\ T_{0,3})$ digunakan persamaan :

$$Q_t = Q_{maks} * 0,3^{\frac{t-tp+0,5\ T\ 0,3}{1,5\ T\ 0,3}} \quad (2.20)$$

Untuk $t \geq (t_p + T_{0,3} + 1,5\ T_{0,3})$ digunakan persamaan :

$$Q_t = Q_{maks} * 0,3^{\frac{t-tp+0,5\ T\ 0,3}{2\ T\ 0,3}} \quad (2.21)$$

Adapun unsur – unsur waktu untuk perhitungan debit pada persamaan hidrograf satuan sintetik *Nakayasu* adalah :

$$t_p = t_g + 0,8t_r \quad (2.22)$$

$$T_{0,3} = a\ .\ t_g \quad (2.23)$$

Keterangan :

t_p : Tenggang waktu (time log) dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

t_g : Waktu konsentrasi hujan (jam)

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

$= \alpha \times tg$

α : Parameter hidrograf

t_r : Waktu curah hujan (0,5 tg s/d tg)

t_g : Waktu konsentrasi (jam)

L : Panjang sungai utama (km)

2.4.3 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Selain menghitung curah hujan rancangan dan hidrograf satuan, juga harus menghitung distribusi hujan jam-jam yang didasarkan dengan rumus *Mononobe* berikut :

$$R_t = \frac{R_{24}}{T}\left(\frac{T}{t}\right)^{2/3} \quad (2.24)$$

Keterangan :

R_{24} : Nilai curah hujan rancangan (mm)

T : Waktu konsentrasi curah hujan pada suatu daerah (jam)

t : Hujan satuan (jam)

2.4.4 Hidrograf Banjir *Nakayasu*

Untuk memperoleh nilai debit banjir, diambil dari debit terbesar dari hasil perkalian antara nilai hidrograf satuan dan curah hujan jam-jaman. Adapun persamaan yang digunakan yaitu :

$$Q_k = U_1 R_i + U_2 R_{i+1} + U_3 R_{i+2} + \ldots + U_n R_n \quad (2.25)$$

Keterangan :

U_n : Nilai hidrograf satuan untuk jam ke-n (jam)

R_n : Nilai curah hujan untuk jam ke-n

2.4.5 Pemilihan Kala Ulang Banjir Rencana

Dalam mendesain suatu bangunan, salah satu hal yang harus diperhatikan adalah kala ulang rencana dari bangunan tersebut. Kala ulang merupakan suatu periode efektif suatu bangunan dalam menjalankan fungsinya. Terkhusus bangunan sungai, pemilihan besarnya kala ulang banjir rancangan untuk setiap jenis bangunan tidak terdapat kriteria dan pedoman yang definitif. Kala ulang tersebut harus dapat menghasilkan rancangan yang memuaskan (*Sri Harto, 1993*), dalam arti bahwa bangunan hidraulik yang dibangun masih dapat berfungsi dengan baik minimal selama waktu yang ditetapkan, baik struktural maupun fungsional.

Pengambilan keputusan dalam menetapkan kala ulang banjir rancangan paling tidak hanya didasarkan pada hasil analisis ekonomi *(benefit cost analysis)* sebagai salah satu pertimbangan non-teknis.

$$R_t = 1 - (1 - \left(\frac{1}{T}\right)^L \qquad (2.26)$$

Keterangan :

R_t : Resiko kegagalan

T : Kala ulang (tahun)

L : Umur bangunan/proyek (tahun)

2.4.6 Perhitungan Curah Hujan Rata-rata Wilayah

Metode yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rata-rata wilayah daerah aliran sungai (DAS) ada dua macam cara :

a. Cara Rata-rata Aljabar

Tinggi rata-rata curah hujan yang didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran hujan di pos penakar-penakar hujan didalam areal tersebut. Jadi cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika pos-pos penakarnya ditempatkan secara merata di areal tersebut, dan hasil penakaran

masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh pos di seluruh areal (*CD Soemarto, 1999*).

$$\bar{d} = \frac{d_1 + d_2 + ... + d_n}{n} = \sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{n} \qquad (2.27)$$

Keterangan :

$\bar{d}$: Tinggi curah hujan rata-rata

d_1, d_2, d_n : Tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2, ….n

n : Banyaknya pos penakar

Karena stasiun hujan yang ada penempatannya tidak merata, maka cara ini tidak digunakan dalam perhitungan.

b. Cara *Polygon* Theissen

Metode ini sering digunakan pada analisis hidrologi karena metode ini lebih teliti dan obyektif dibanding metode lainnya dan metode ini dapat digunakan pada daerah yang memiliki titik pengamatan yang tidak merata. Cara ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili oleh stasiun hujan yang disebut faktor pembobotan atau koefisien Thiessen. Untuk pemilihan stasiun hujan yang dipilih harus meliputi daerah aliran sungai yang akan dibangun. Besarnya koefisien Thiessen tergantung dari luas daerah pengaruh stasiun hujan yang dibatasi oleh poligon-poligon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung stasiun. Setelah luas pengaruh tiap-tiap stasiun didapat, maka koefisien Thiessen dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (*CD Soemarto, 1999*).

$$C = \frac{A_i}{A_{total}} \qquad (2.28)$$

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + ... + A_n R_n}{A_1 + A_2 + ... + A_n} \qquad (2.29)$$

Keterangan :

C	:	Koefisien Thiessen
A_i	:	Luas pengaruh dari stasiun pengamatan i
A	:	Luas total dari DAS
$\bar{R}$	:	Curah hujan rata-rata
$R_1, R_2,..,R_n$	:	Curah hujan pada setiap titik pengukuran (stasiun)

2.4.7 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Perhitungan curah hujan rencana digunakan untuk meramal besarnya hujan dengan periode ulang tertentu. Berdasarkan curah hujan rencana tersebut kemudian dicari intensitas hujan yang digunakan untuk mencari debit banjir rencana. Untuk meramal curah hujan rencana dilakukan dengan analisis frekuensi data hujan. Ada beberapa metode analisis frekuensi yang dapat digunakan yaitu :

a. Metode Normal (Gauss)

Untuk menghitung curah hujan renncana dengan metode distribusi Normal digunakan persamaan distribusi frekuensi empiris sebagai berikut :

$$X_t = X_{rt} + k \times S \qquad (2.30)$$

Keterangan :

X_t	:	Curah hujan rata-rata
X_{rt}	:	Curah hujan rata-rata
K	:	Koefisien untuk distribusi normal
S	:	Standar deviasi

b. Metode Gumbel Tipe I

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode distribusi Gumble Tipe I digunakan persamaan distribusi frekuensi empiris sebagai berikut (S*oewarno*, 1995)

$$X_T = \overline{X} + \frac{S}{Sn}\left(Y_T - Yn\right) \qquad (2.31)$$

Keterangan :

X_T : Nilai variat yang diharapkan terjadi.

$\overline{X}$: Nilai rata-rata hitung variat

S : Standar Deviasi (simpangan baku) $\sqrt{\frac{\sum (X_i - \overline{X})^2}{n-1}}$

Y_T : Reduksi variat dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu hubungan antara periode ulang T dengan Y_T dapat dihitung dengan rumus :

$$Y_T = -\ln\left[-\ln\frac{T-1}{T}\right] \text{ ; untuk } T \geq 20\text{, maka } Y = \ln T$$

Y_n : Nilai rata-rata dari reduksi variat (*mean of reduce variate*) nilainya tergantung dari jumlah data (n)

S_n : Deviasi standar dari reduksi variat (*mean of reduced variate*) nilainya tergantung dari jumlah data (n).

c. Metode Log Normal

Metode Log Normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dangan persamaan sebagai berikut (*Soewarno, 1995*) :

$$X = \overline{X} + k \times S \qquad (2.32)$$

Keterangan :

X : Nilai yang diharapkan akan terjadi pada periode ulang tertentu.

$\overline{X}$: Nilai rata-rata kejadian dari variabel kontinyu X

S : Deviasi standar variabel kontinyu X.

k : Karakteristik distribusi peluang log-normal 3 parameter

d. Metode Distribusi Log Pearson III

Metode Log Pearson III apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dangan persamaan sebagai berikut (*Soewarno, 1995*) :

$$Y = \overline{Y} + k.S \qquad (2.33)$$

Keterangan :

X : Curah hujan

Y : Nilai logaritmik dari X atau log X

$\bar{Y}$: Rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) nilai Y

S : Deviasi standar nilai Y

k : Karakteristik distribusi peluang Log Pearson Tipe III

2.5 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Penelusuran banjir dapat juga di artikan sebagai penyelidikan perjalanan banjir *(flood tracing).*yang didefinisikan sebagai upaya prakiraan corak banjir pada bagian hilir berdasarkan corak banjir di daerah hulu (sumbernya). Oleh karena itu dalam kajian hidrologi penelusuran banjir *(flood routing)* dan penyelidikan banjir *(flood tracing)* digunakan untuk peramalan banjir dan pengendalian banjir. Untuk melakukan analisis penelusuran banjir dihitung dengan menggunakan persamaan

kinetik dan persamaan seri. Akan tetapi cara ini adalah perhitungan yang sangat sulit dan sangat lama dikerjakan. Oleh karena itu untuk keperluan praktek perhitungan hidrologi digunakan cara perhitungan yang lebih sederhana yaitu dengan metode perhitungan persamaan seri dan persamaan penampungan. Salah satu cara /metode yang biasanya digunakan adalah metode *Muskingum* (Sosrodarsono dan Takeda, 1980).

Penelusuran banjir dapat diterapkan ataudilakukan melalui / lewat dua bentuk kondisi hidrologi, yaitu lewat palung sungai dan bendungan. Penelusuran banjir lewat bendungan hasil yang diperoleh dapat lebih eksak (akurat) karena penampungannya adalah fungsi langsung dari aliran keluar *(outflow)* .

Persamaan kontinyuitas yang umum dipakai dalam penelusuran banjir sebagai berikut:

$$I - D = dS/dt \qquad (2.34)$$

Keterangan :

I : Debit yang masuk ke dalam permulaan bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (bagian hulu) (m^3/s)

D : Debit yang keluar dari akhir bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (bagian hilir) (m^3/s)

S : Besarnya tampungan (*storage*) dalam bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m^3)

dt : Periode penelusuran (detik, jam atau hari)

2.5.1 Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah

Penelusuran banjir *(flood routing)* adalah prosedur untuk menentukan waktu dan debit aliran (hidrograf aliran) di suatu titik pada aliran berdasarkan hidrograf yang diketahui di sebelah hulu (*Triatmodjo, 2009*).

Penelusuran banjir melalui bendungan dimaksudkan untuk menganalisis faktor retensi bendungan jika dilewati banjir dengan peluang kejadian tertentu. Penelusuran banjir disini dianalisis jika fasilitas outlet yang ada adalah pelimpah. Perhitungan penelusuran banjir dilakukan karena hidrograf banjir sebelum

melimpah *spillway* mengalir melalui tampungan bendungan, dengan demikian maka puncak banjir akan direduksi oleh fungsi tampungan tersebut.

Untuk mendapatkan muka air banjir pada tubuh bendungan perlu dilakukan penelusuran banjir untuk menentukan debit *out flow* untuk mendesain *spillway* dan tampungan banjir dalam bendungan (*Soemarto, 1999*).

Data – data yang diperlukan pada penelusuran banjir lewat bendungan adalah:

a. Hubungan antara persamaan/kurva volume tampungan (S) dengan elevasi bendungan (H).
b. Hubungan antara persamaan/kurva debit keluaran (Q) dengan ketinggian (H).
c. Hubungan antara persamaan/kurva volume tampungan (S) dengan debit keluaran (Q).
d. Hidrograf *inflow*, I=I.
e. Nilai awal (t=0) dari tampungan (S), *inflow* (I), debit keluaran (Q).

Digunakan pelimpah (*spillway*) *Tipe Ogee* dengan elevasi dan volume berikut:

$$Q = Cd \times B \times H \qquad (2.35)$$

Keterangan :

Q : Debit keluar pada permulaan periode penelusuran

C : Koefisien debit bangunan pelimpah (1,7–2,2 m1/2/s),

B : Lebar bangunan ambang pelimpah (m),

H : Tinggi energi di atas ambang bangunan pelimpah (m)

2.6 *Spillway* Bendungan Cacaban

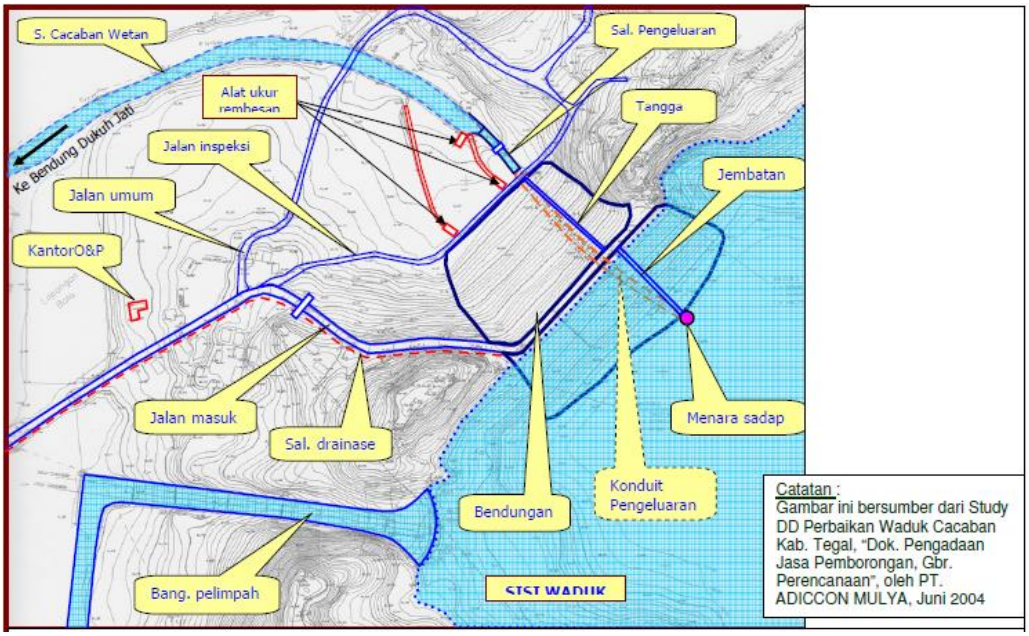
Bangunan pelimpah adalah bangunan pelengkap dari suatu bendungan yang berguna untuk mengalirkan kelebihan air reservoar agar bendungan tetap aman bila terjadi banjir. Bangunan pelimpah harus didesain secara hati-hati dan jangan sampai berdampak merugikan terhadap tubuh bendungan, pondasi dan reservoir.

Penentuan tipe bangunan pelimpah harus memipertimbangkan kondisi geologi, topografi, segi keamanan, sosial dan ekonomi, cara operasi dan

pemeliharaan dan juga tipe bendungannya. Namun demikian perlu juga dipertimbangkan terhadap kondisi topografi, hidrolis dan fasilitas lainnya yang terkait dan pemanfaatan hash bahan galian untuk timbunan perlu dipertimbangkan pula.

Secara umum bangunan pelimpah terdiri dari saluran pengarah, pelimpah, saluran peluncur dan pemecah energi. Kapasitas bagian pengarah dan bagian peluncur harus mampu menampung debit banjir maksimum yang direncanakan sedemikian sehingga elevasi muka air banjir di reservoir tetap terkendali di bawah rencana muka air banjir maksimum, sedangkan suatu pemecah energi dibanguan guna melindungi dasar sungai, tebing dan fasilitas Iainnya.

Dalam merencanakan pemecah energi harus telah mempertimbangkan terhadap aliran air sungai di hilirnya sebelum bendungan itu dibangun dan biasanya dengan menggunakan banjir rencana 125 tahun. Pemecah energi harus dipasang secukupnya agar selalu dapat memperkecil energi setiap aliran yang melimpah dan kapasitas pemecah energi tidak sama dengan recana debit banjir maksimum.



Gambar 2.3 Tampak atas struktur bendung dan spillway Bendungan Cacaban

Bendungan Cacaban adalah bendungan jenis urugan tanah homogen dengan tinggi bendungan 38 meter dari galian.. Menurut buku SNI 03-3432-1994

(Pedoman Perencanaan Pelimpah), Bendungan Cacaban termasuk kategori bendungan rendah (tinggi bendungan ≤ 40 meter) dan dengan konsekuensi besar.

2.6.1 Debit Banjir Rencana

Pada perencanaan bangunan pelimpah Bendungan Cacaban dipakai debit banjir rencana dengan periode ulang 125 tahun. Perencanaan pelimpah ini tanpa memperhitungkan kemampuan reservoir dalam menurunkan puncak banjir. Ruang olak dan saluran terbuka akan direncanakan pada bagian hilir dari bangunan pelimpah.

2.6.2 Kapasitas Pelimpah

Pelimpah pada Bendungan Cacaban menggunakan ambang tipe ogee. Bentuk mercu ini tidak akan memberikan tekanan sub-atmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu. Kapasitas debit yang melewati pelimpah ogee dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2} \qquad (2.36)$$

Keterangan :

Q : Debit limpahan (m^3 / s)

B : Panjang ambang bangunan (m)

H : Tinggi energi diatas ambang bangunan pelimpah (m)

C : Koefisien debit bangunan pelimpah

Untuk bendungan tipe urugan tanah atau batu, pelimpah utama harus direncanakan cukup untuk mengalirkan debit banjir rencana Q_{125} dan Q_{PMP}.

2.6.3 Kondisi Perencaan Ulang

Data perencanaan ulang pelimpah menggunakan data teknis merupakan data awal yang dipakai untuk mendapatkan gambaran umum tentang Bendungan Cacaban sebagai berikut :

URAIAN	DATA TEKNIK	
1. Hidrologi		
Sungai	Cacaban Wetan & Curug Agung	
Luas Daerah Tangkapan Air	59 km^2	
Areal layanan	17,841 ha	
2. Waduk		
Elevasi Muka Air Normal	+ 77,5 m	
Elevasi Muka Air Banjir	+ 78,75 m	
Elevasi Muka Air Rendah	+ 56,5 m	
Elevasi Muka Air Minimum	+ 48,6 m (elevasi dasar pipa conduit)	
	DATA DESAIN 1958	DATA UKUR 2012
Luas genangan pada Muka Air Normal	790 ha	922 ha
Luas genangan pada Muka Air Banjir	900 ha	955 ha
Volume total waduk pada Muka Air Banjir	101,7 juta m^3	59,88 juta m^3
Volume total waduk pada Muka Air Normal	101,7 juta m^3	53,08 juta m^3
Volume efektif waduk	89,9 juta m^3	-
Volume tampungan mati	0,1 juta m^3	-
3. Bendungan		
Tipe bendungan	urugan tanah homogen	
Tinggi dari dasar sungai	37,3 m	
Tinggi dari galian	38 m	
Panjang puncak	168 m	
Lebar puncak	6 m	
Elevasi puncak	+ 80,5 m	
Kemiringan lereng :		
Lereng U/S	1V = 2,5 H & 1V = 2,75 H	
Lereng D/S	1V = 3 H	
4. Pelimpah		
Tipe	ooge tanpa pintu	
Elevasi mercu	+ 77,5 m	
Panjang mercu	58 m	
Lebar saluran peluncur	58 ~ 16 m	

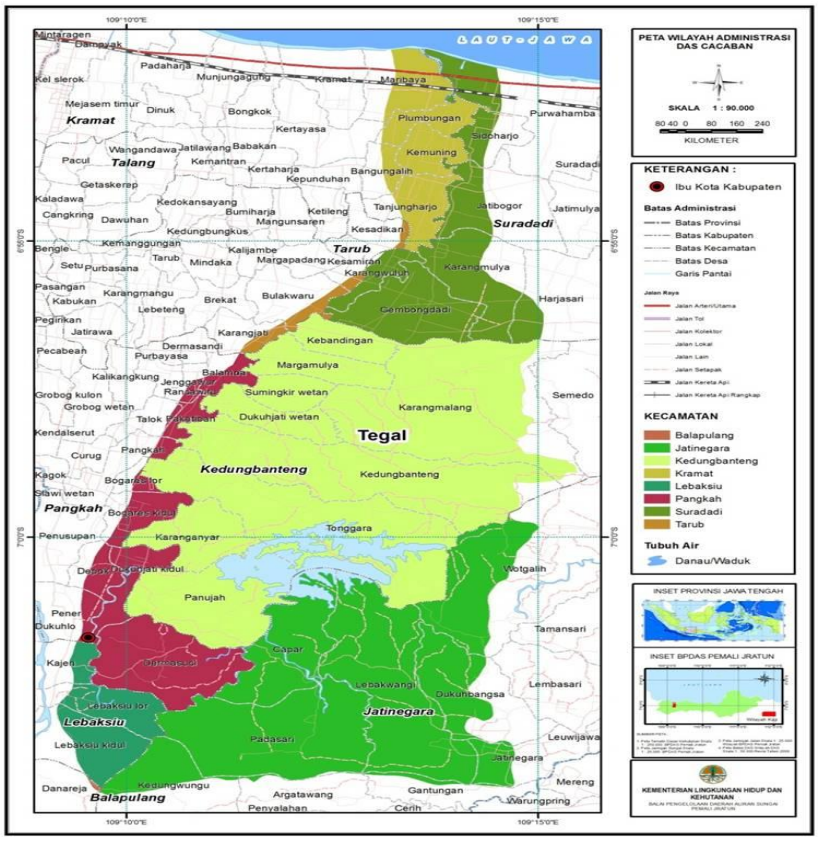
BAB III

METODE PENELITIAN

3.1 Lokasi dan waktu

3.1.1 Lokasi

Proyek pembangunan Bendungan Cacaban direncanakan oleh Pemerintah Hindia Belanda pada tahun 1914 dan baru dapat dilaksanakan pembangunannya di tahun 1952 dan selesai pembangunan pada tahun 1958. DAS Cacaban dengan sungai utama Kali Cacaban memiliki panjang sungai utama 27,04 km terletak pada posisi geografis antara 109° 02' 17' - 109° 38' 27" Bujur Timur dan 6° 46' 09" - 7° 15' 04" Lintang Selatan dengan luas wilayah 14599,17 ha.



Gambar 3.1 Lokasi Bendungan Cacaban

Bendungan Cacaban terletak di di desa Penujah kecamatan Kedung Banteng Kabupaten Tegal Tegal di provinsi Jawa Tengah serta berada dalam pengelolaan Balai Besar Wilayah Sungai Pemali Juana di Semarang, yang dioperasikan sebagai salah satu wujud usaha pemanfaatan potensi air untuk mengoptimalkan sumberdaya air yang ada pada daerah aliran sungai (DAS) Cacaban. Pemanfaatan sumberdaya air Bendungan Cacaban digunakan hanya untuk memenuhi kebutuhan air irigasi, kebutuhan air industri, dan kebutuhan air penggelontoran. Air intake bendungan berasal dari sungai-sungai besar dan kecil yang melewati 11 desa wilayah Kecamatan Jatinegara, Pangkah dan Kedungbanteng. Sungai-sungai tersebut antara lain Sungai Menyawak, Cacaban Kulon, Curug Agung dan Lajak. Luas daerah aliran sungai Bendungan Cacaban adalah 59 km^2. Daya tampung air bendungan maksimal sebesar 90 juta m^3 air terpasang pada elevasi ketinggian 77,5 meter.

3.1. 2 Waktu

Waktu studi dilaksanakan selama kurang lebih 10 (sepuluh) bulan, yaitu mulai bulan Agustus 2016 sampai dengan bulan Mei 2017, yang meliputi pengumpulan data primer dan sekunder, pengolahan dan analisis data serta penulisan tugas akhir.

3.2 Metode Penelitian

Studi ini dilakukan pada Bendungan Cacaban yang berada di Tegal. Jenis data yang digunakan berupa data kualitatif dan data kuantitatif. Contoh data kualitatif yang digunakan seperti kondisi DAS, serta laju sedimentasi yang terjadi pada Bendungan Cacaban. Data kuantitatif yang digunakan adalah data-data seperti data curah hujan, luasan DAS, dan data morfologi sungai.

3.3 Alat dan Bahan

3.3.1 Alat

Berdasarkan metode penelitian, penulis membutuhkan alat dan bahan untuk membantu dalam proses pengumpulan data dan pengambilan sampel di lokasi. Alat yang dipergunakan dalam penelitian ini brupa peralatan pribadi dan laboratorium.

3.3.2 Bahan

Bahan-bahan yang diperlukan dalam penelitian ini adalah data-data yang mengenai informasi seputar kondisi existing Bendungan Cacaban Bahan-bahan penelitian yang lainnya didapatkan oleh penulis berdasarkan sumber-sumber yang terkait yaitu dari observasi dan studi pustaka dari internet maupun buku.

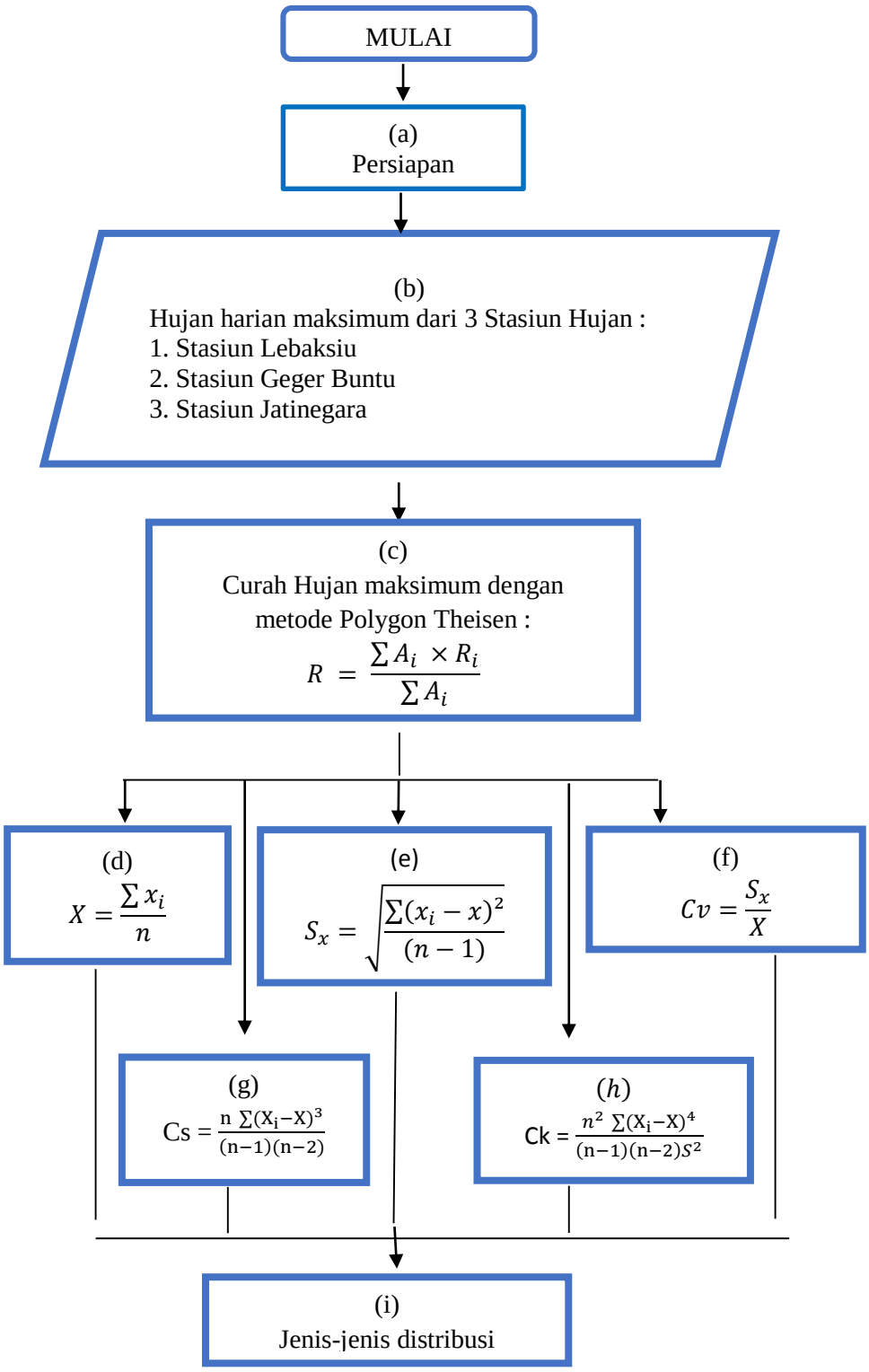
Tabel 3.1 Alat dan bahan

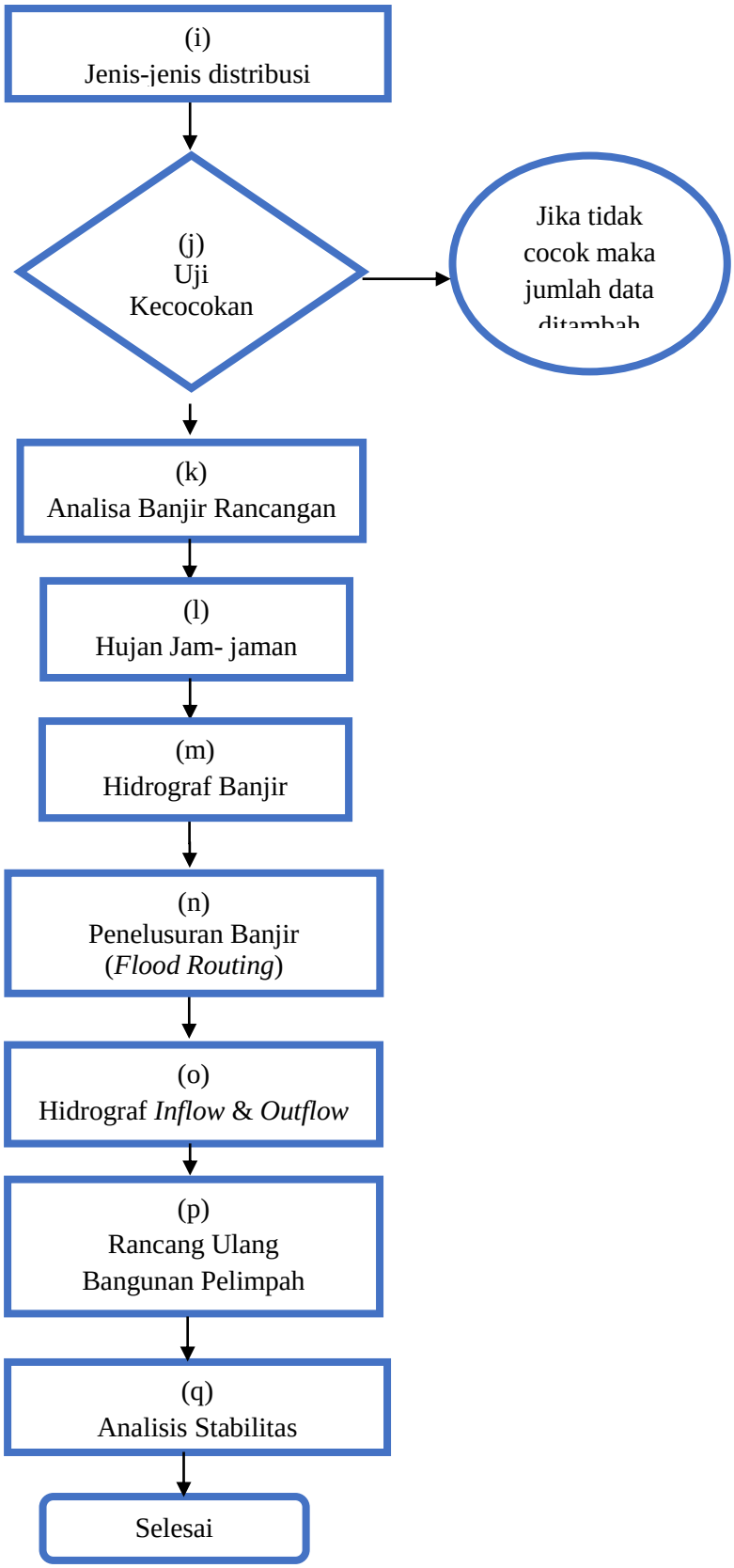
No	Nama	Sumber
1	Peta Topografi wilayah	PSDA Provinsi Jawa Tengah
2	Data Hidrologi, meliputi: - Data hujan DAS - Peta lokasi stasiun penakar hujan	Balai Besar Wilayah Sungai Pemali Juana
3	Data Geologi dan Mekanika Tanah	Balai Besar Wilayah Sungai Pemali Juana
4	Komputer dan kamera digital	Pribadi
5	Alat tulis kantor	Pribadi

3.4 Langkah – Langkah Penelitian

Sebagai langkah awal penelitian diperlukan langkah – langkah yang sistematis dan secara garis besar digambarkan diagram alir perencanaan sebagai berikut.

Gambar 3.2 Diagram Tahapan Pelaksanaan Penelitian




(i)
Jenis-jenis distribusi
(j)
Uji
Kecocokan
Jika tidak
cocok maka
jumlah data
(k)
Analisa Banjir Rancangan
(l)
Hujan Jam- jaman
(m)
Hidrograf Banjir
(n)
Penelusuran Banjir
(*Flood Routing*)
(o)
Hidrograf *Inflow* & *Outflow*
(p)
Rancang Ulang
Bangunan Pelimpah
(q)
Analisis Stabilitas
Selesai

Keterangan :

n	:	Banyaknya data
X	:	Mean (harga rata-rata)
Sx	:	Standart Deviasi
Cv	:	Koefisien Variasi
Cs	:	Koefisien Skewness
Ck	:	Koefisien Curtosis

Langkah-langkah yang dilakukan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

a. Persiapan, melakukan studi pustaka untuk mencari teori-teori yang menunjang penelitian ini.
b. Pengumpulan data, diperoleh data curah hujan harian selama 10 tahun dari 3 Statsiun Hujan yaitu Stasiun Jatinegara, Stasiun Lebaksiu, dan Stasiun Gegerbuntu.
c. Menghitung curah hujan maksimum dengan metode Polygon Theisen
d. Menghitung harga rata-rata (X)
e. Menghitung standar deviasi (Sx)
f. Menghitung koefisien variasi (Cv)
g. Menghitung koefisien skewness (Cs)
h. Menghitung koefisien curtosis (Ck)
i. Menghitung jenis distribusi dengan metode Log Pearson Type III
j. Menghitung uji kesusaian distribusi dengan Uji Smirnov Kolmogorof
k. Menghitung analisa banjir rancangan dengan HSS Nakayashu
l. Menghitung hujan jam-jaman dengan rumus Mononobe
m. Menghitung nilai hidrograf banjir
n. Analisis penelusuran banjir di spillway
o. Membuat hidrograf inflow dan outflow
p. Rancang ulang spillway
q. Analisis stabilitas terhadap rembesan

3.5 Sumber Data dan Teknik Pengumpulan Data

Pengumpulan data adalah prosedur yang sistematik dan standar untuk memperoleh data yang diperlukan, data yang di ukur sendiri disebut sebagai data primer, sedangkan data yang diperoleh dari suatu lembaga atau institusi dalam bentuk sudah jadi disebut data sekunder. Data yang dipakai sebagai bahan analisis dalam penelitian ini adalah data sekunder.

3.5.1 Pengumpulan Data Primer

Pengumpulan data primer yang dilakukan pada penelitian ini dengan cara survey langsung di lapangan, wawancara dengan pihak-pihak terkait mengenai masalah yang ditinjau. Data primer yang diperlukan meliputi Kondsisi *existing spillway*. Data kondisi *existing spillway*, didapat dari pengamatan oleh Balai Besar Wilayah Sungai Pemali Juana. Data-data hidrologi. Data-data hidrograf banjir dan data yang terkait untuk penelitian.

3.5.2 Pengumpulan Data Sekunder

Pengumpulan data sekunder adalah pengumpulan data yang dilakukan dengan mengumpulkan data yang ada pada instansi terkait, studi pustaka dan data-data hasil penelitian sebelumnya yang terkait dengan penelitian ini. Data sekunder dari instansi seperti Balai Besar Wilayah Sungai Pemali Juana. Adapun data sekunder yang diperlukan terkait dengan wilayah studi adalah : (1) Kondisi umum wilayah studi; (2) Curah hujan harian; (3) Laju sedimentasi.

3.6 Analisis Data

Analisis data dimaksudkan untuk menyederhanakannya dalam bentuk yang mudah dimengerti dan dipahami orang banyak. Dari data yang diperoleh baik data primer maupun data sekunder selanjutnya dianalisis dengan menggunakan metode perhitungan yang ada, yang selanjutnya menghasilkan data yang digunakan sebagai dasar desain ulang *spillway* Bendungan Cacaban.

3.6.1 Analisis Hidrologi

Adapun data curah hujan yang digunakan tersebut adalah data curah hujan yang dapat mewakili daerah pengaliran sungai (DPS). Oleh karena data hujan yang diperoleh merupakan hujan titik dari stasiun hujan maka harus dianalisa untuk menjadi hujan daerah dengan mempertimbangkan data dari stasiun hujan tersebut luas daerah tangkapan yang dipengaruhi oleh masing-masing stasiun hujan. Dalam pengolahan data hidrologi dicari *flood routing* dan juga lengkung kapasitasnya yang akan digunakan untuk perencanaan *spillway* bendungan.

a. Metode Perhitungan Curah Hujan Wilayah

Rumusnya adalah :

$$R_{ave} = \frac{R1 + R2 + R3 + \ldots + Rn}{n}$$

(Sumber : Departemen Pekerjaan Umum, 1983)

b. Analisis Frekuensi Hujan Rancangan

(1) Harga rata – rata (X)

Rumusnya adalah :

$$X = \frac{\sum_{i}^{n} Xi}{n}$$

(2) Standar Deviasi (Sx)

Rumusnya adalah :

$$Sx = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (Xi - X)^2}{n-1}}$$

(3) Koefisien Skewness (Cs)

Rumusnya adalah :

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^{n} (Xi - X)^3}{(n-1)(n-2)Sx^3}$$

(4) Koefisien Curtosis (Ck)

Rumusnya adalah :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^{n} (Xi - X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sx^4}$$

(5) Koefisien Variasi

Rumusnya adalah :

$Cv = \frac{Sx}{X}$

c. Uji *Smirnov Kolmogorof*

Sebagai alternatif untuk menguji kesesuaian distribusi (*goodness of fit*), dapat digunakan Uji *Smirnov-Kolmogorov*. Uji ini dilakukan dengan tahapan sebagai berikut :

(1) Data diurutkan dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya dan ditentukan peluangnya dari masing-masing data tersebut P(X).

$P(x) = \frac{m}{N+1}$

(2) Menentukan nilai variabel reduksi F(t) dengan persamaan sebagai berikut :

$F(t) = \sqrt{\frac{X-Xr}{S}}$

(3) Menentukan peluang teoritis P'(X) dari nilai F(t) dengan tabel

(4) Dari nilai peluang tersebut ditentukan selisih antara pengamatan dan peluang teoritis D_{maks} = Maks [P(X) – P'(X)]

(5) Berdasarkan tabel nilai kritis *Smirnov Kolmogorov* ditentukan harga D sehingga Dmaks < D untuk harga yang memenuhi.

3.6.2 Data Hidrolika

Pada umumnya banjir rancangan (*design flood*) di Indonesia di tentukan berdasarkan analisa curah hujan harian maksimum yang tercatat. Frekuensi debit maksimum jarang di terapkan karena keterbatasan masa pengamatan. Maka analisisnya di lakukan dengan menggunakan persamaan–persamaan empiris dengan memperhitungkan parameter–parameter alam yang terkait, banjir rancangan pada perencanaan ulang *spillway* ini menggunakan banjir rancangan Hidrograf Satuan Sintetik *Nakayasu* dengan Q_{125} tahunan .

Rumusnya adalah :

$$Qp = \frac{A \,.\, Ro}{3{,}6\ (0{,}3\ tp + T_{0,3})}$$

Untuk memperoleh nilai debit banjir, diambil dari debit terbesar dari hasil perkalian antara nilai hidrograf satuan dan curah hujan jam-jaman. Adapun persamaan yang digunakan yaitu:

$$Q_k = U_1 R_i + U_2 R_{i+1} + U_3 R_{i+2} + \ldots + U_n R_n$$

3.6.3 Data Tanah

Parameter tanah digunakan untuk memperhitungkan kekuatan *spillway* dalam menahan gaya – gaya dalam yang bekerja sehingga didapatkan suatu gambaran serta kekuatan dan keawetann suatu struktur bangunan, adapun data tanah yang diperlukan yaitu :

a. Berat spesifik tanah atau *specific gravity* (G_s)

Berat spesifik tanah merupakan perbandingan antara berat isi butiran tanah dan berat isi air murni dengan volume yang sama, pada temperatur tertentu. Sebagian besar mineral-mineral tanah memiliki berat spesifik sebesar 2,6 sampai dengan 2,9. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$G_s = \frac{Ws}{\gamma w}$$

Keterangan :

G_s : Berat spesifik tanah

W_s : Berat butiran padat (ton)

γw : Berat jenis air (ton/m^3)

b. Hasil uji berat volume tanah (γ_{bulk})

Hubungan berat volume tanah (γ_{bulk}) dengan kadar airnya dinyatakan dalam :

$$\gamma_{bulk} = \gamma_d (1 + w)$$

Keterangan :

γ_{bulk} : Berat volume tanah

γ_d : Berat volume kering tanah

W : Kadar air tanah

c. Uji Permeabilitas Laboratorium

Pengujian permeabilitas tanah dilakukan di laboratorium menggunakan metode Constant Head Permeameter. Uji ini digunakan untuk tanah yang memiliki butiran kasar dan memiliki koefisien permeabilitas yang tinggi. Rumus :

$$Q = k.A.i.t$$
$$k = (Q.L) / (h.A.t)$$

Keterangan :

Q : Debit

k : Koefisien Permeabilitas

A : Luas Penampang

i : Koefisien Hidrolik = h/L

t : Waktu (s)

Uji Permeabilitas di Lapangan

Debit pemompaan pada kondisi aliran yang telah stabil dinyatakan oleh persamaan *Darcy*

$$Q = vA = kiA = k (dy/dx) A$$

Keterangan :

V : Kecepatan aliran

A : Luas aliran

i : Gradient hidrolik (i = dy/dx)

d. Angka Pori (e)

$$e = \frac{Vv}{Vs}$$

Keterangan :

e : Angka pori

V_V : Volume rongga

V_S : Volume solid

e. Kadar Pori (n)

$$n = \frac{e}{1+e}$$

Keterangan :

e : Angka pori

n : Kadar pori

Berat		Permeabilitas		Angka pori (e)	Kadar pori (n)
Berat masa *(specific gravity)*	Berat volume tanah (g_{bulk})	Permeabilitas lapangan	Permeabilitas laboratorium		
2,667 ton/m^3	1,662 ton/m^3	4,51x10^{-6} cm/s	7,00x10^{-7} cm/s	2,0827	0,6756

3.6.4 Perencaan Ulang Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Bangunan pelimpah berfungsi untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam bendungan agar tidak membahayakan keamanan tubuh bendungan. Pada perencanaan bangunan pelimpah Bendungan Cacaban dipakai debit banjir rencana periode ulang 125 tahun.

Bagian-bagian dari bangunan pelimpah yang direncanakan adalah: (1) Penampang mercu pelimpah; (2) Saluran transisi; (3) Saluran peluncur, dan (4) Bangunan peredam energi.

a. Mercu Bangunan Pelimpah

Tahap-tahap dalam merencanakan penampang mercu pelimpah adalah:

(1) Menentukan kedalaman saluran pengarah
(2) Menghitung kedalaman kecepatan pada saluran pengarah
(3) Menghitung koordinat penampang mercu pelimpah
(4) Analisis hidrolis mercu pelimpah

Kedalaman Saluran Pengarah, saluran muka pengarah bangunan pelimpah, kedalamannya harus cukup sehingga kecepatan alirannya kecil dan distribusi kecepayannya seragam, serta dengan perubahan penampang yang berangsur-angsur (*gradually*) tenpa terjadi turbulen di yang merugikan.

Di saluran muka, turbulensi akan mengakibatkan kehilangan tenaga (*head loss*) dan juga dapat menimbulkan erosi di saluran. Turbulensi yang timbul di saluran muka, akan berpengaruh ke hilir dan akan semakin meningkat pada kondisi aliran super kritis. Normalnya aliran di atas pelimpah adalah aliran kritis yangakan berubah menjadi aluran super kritis segera setelah meninggalkan mercu. Turbulensi juga akan mengakibatkan terbentuknya gelombang benturan (*shock wave*), dan masuknya udara kedalam aliran, yang semuanya itu akan berakibat menurunnya kapasitas bangunan pelimpah. Lebih jauh lagi bila turbulensi berkembang sampai di saluran pembawa, akan berakibat terganggunya fungsi peredam energi di bagian hilir. Untuk menghindarkan terjadinya kondisi di atas, kecepatan aliran di saluran muka dibatasi maksimum 4 m/s dan lebar salurannya dibuat berangsur-angsur mengecil.

Perbandingan kedalam air di saluran muka dengan tinggi bangunan pelimpah, berpengaruh pada koefisien limpahan. Bila tinggi air di saluran muka di ukur dari mercu pelimpah = h, dan tinggi pelimpah = W, maka W/h ≥ 1/5.

$W \geq \frac{1}{5} H$ (Sosrodarsono, 1976)

W = $\frac{1}{5}\ x\ 1{,}26 = 0{,}248$ m

Selain didasarkan pada kedua persyaratan tersebut, bentuk dan dimensi saluran pengarah aliran disesuaikan dengan kondisi topografi setempat.

Penampang Mercu Pelimpah, dipakai tipe pelimpah dengan menggunakan metode yang dikembangkan oleh *Civil Engineering Department U.S. Army.* Dasar-dasar yang digunakan dalam metode ini adalah penentuan bentuk penampang lintang bendungan dengan persamaan empiris, tetapi didukung oleh angka kooefisien limpahan (C) yang diperoleh dari hasil eksperimen. Persamaan–persamaan yang digunakan untuk menghitung penampang lintang bendungan dengan metode C.E.D.U.S. *Army* terdiri dari 2 (dua) bagian sebagai berikut:

(1) Penampang lintang sebelah hulu dapat diperoleh dengan persamaan sebagai berikut:

R1 = 0,5 hd

R2 = 0,2 hd

Xhulu1 = 0,175 hd

Xhulu1 = 0,282 hd

Keterangan :

Hd : Tinggi muka air banjir di hulu pada saat banjir

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

$X^{1,85} = 2 \times Hd^{0,85} \times Y$

$Y = \frac{X^{1,85}}{2\ x\ h_d{}^{0,85}}$

(*Sosrodarsono, 1976*)

Keterangan :

X : Jarak horizontal dari titik tertinggi mercu bendung ketitik dipermukaan mercu disebelah hilir

Y : Jarak vertical dari titik tertinggi mercu bendung ketitik dipermukaan

mercu disebelah hilir

Hd : Tinggi tekanan rencana

b. Saluran Transisi

Perhitungan hidrolika saluran transisi menggunakan persamaan energi dengan rumus sebagai berikut (*Sosordarsono, 1977:204*)

(Elevasi dasar ambang hulu) + $dd + \frac{Vd^2}{2g}$

(Elevasi dasar ambang hilir) + $dd + \frac{Vd^2}{2g} + hm$

Keterangan :

Vc : Kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi.

Vd Kecepatan aliran kritis pada ujung hilir saluran transisi

dc : Kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi.

dd : Kedalaman kritis pada ujung hilir saluran transisi.

K : Koefisien kehilangan tinggi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran transisi (0,1 - 0,2)

hm : Kehilangan energi akibat gesekan = 0,007

c. Saluran Peluncur

Dalam merencanakan saluran peluncur (*flood way*) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- Air yang mengalir berasal dari pelimpah
- Konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menerima saluran yang timbul
- Biaya konstruksinya diusahakan seekonomis mungkin

Perhitungan hidrolika untuk saluran peluncur.

a. Perhitungan sisitim coba-coba banding pertama,

Rumus kekekalan energi dalam aliran (Rumus Bernoulli) adalah sebagai berikut :

$Z_l + d_l + hv\ 1 + Z_2 + d_2 + hv_2 + h_2$

Keterangan :

Z	:	Elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal
D		Kedalaman air pada bidang tersebut (m)
Hv	:	Tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut (m)
h_1	:	Kehilangan tinggi tekanan yang terjadi diantara dua buah bidang vertikal yang ditentukan (m)

b. Perhitungan sistem coba banding ke dua.

Sistem coba yang lain dengan aliran air didalam saluran peluncur sepanjang L yang dibatasi oleh bidang 1 diuduknya dan bidang 2 yang diambil sembarangan sehingga akan diperoleh persamaan energi sebagai berikut:

$$he = \frac{V2^2}{2g} + \frac{V1^2}{2g} + \frac{n^{\frac{2-2}{V}}}{R^{4/3}}\ x\ \Delta$$

$$he = d_1 + \Delta\hat{}_1 \sqrt{sin}\ \theta - d_2$$

dan

$$he = d_1 + \Delta\ \hat{}_1 \tan\theta - d_2$$

Keterangan :

He	:	Perbedaan elevasi permukaan air pada bidang 1 dan bidang 2
V_1	:	Kecepatan aliran air pada bidang 1
V_2	:	Kecepatan aliran air pada bidang 2
d_1	:	Kedalaman air pada bidang 1
d_2	:	Kedalaman air pada bidang 2
θ	:	sudut lereng dasar saluran
R	:	Radius hidrolis rata-rata pada potongan saluran yang diambil

n : Koeffisien kekasaran

c. Perhitungan tanpa sistem coba banding

Dalam perhitungan dengan rumus Bernoulli sebagai berikut :

$$V = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

Keterangan :

V_1 : Kecepatan aliran air pada bidang 1

V_2 : Kecepatan aliran air pada bidang 2

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

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

Sudut pelebaran O, bagian yang berbentuk terompet pada ujung saluran peluncur bertujuan agar aliran dari saluran peluncur yang merupakan aliran super kritis dan mempunyai kecepatan tinggi, sedikit demi sedikit dapat dikurangi akibat melebarnya aliran dan aliran tersebut menjadi semakin stabil.

Pada hakekatnya metode perhitungan untuk merencanakan bagian saluran yang berbentuk terompet ini belum ada, akan tetapi disarankan agar sudut pelebaran (θ) tidak melebihi besarnya sudut yang diperoleh dari rumus sebagai berikut (Suyono sosrodarsono, 2002) :

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

$$F = \frac{V}{gd}$$

Keterangan :

θ : Sudut pelebaran

F : Angka froude

V : Kecepatan aliran air (m/s)

d : Kedalaman aliran air (m)

g : Gravitasi (m^2/s)

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

d. Bangunan Peredam Energi

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi kedalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi aliranaliran sub kritis. Dengan demikian kandungan energi dengan daya penggerus yang sangat kuat tersebut harus diredusit hingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali kedalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan.

Guna meredusir energi yang terdapat didalam aliran tersebut, maka diujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan (scour protection stilling basin).

Ada beberapa tipe peredam energi yang sangat tergantung pada karakteristik hidrolis aliran seperti kecepatan aliran (v), bilangan froude (Fr), dan debit persatuan lebar (q) dan harus aman dari banjir 125 tahunan.

Dalam perencanaan tugas akhir ini direncanakan menggunakan kolam olakan datar tipe III USBR berdasarkan nilai bilangan Froude > 4,5.

Dimensi kolam olakan, pada perencanaa ulang Bendungan Cacaban menggunaka kolam olakan datar type III. Karakteristik kolam olakan tipe III pada

hakikatnya sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang akan kecil (bilangan Froude > 4,5)

Pada kegiatan yang melibatkan banyak kolam olakan, seringkali diperlukan rancangan umum untuk memenuhi persyaratan ekonomi dan spesifikasi yang diinginkan. Rancangan-rancangan ini dapat dikembangkan melalui percobaan dan pengamatan pada struktur yang ada, atau penelitian pada model, atau dengan kedua cara tersebut. Biasanya rancangan tersebut dilengkapi dengan peralatan khusus, terdiri dari blok-blok muka kolam olakan, ambang dan pilar gelombang.

Gigi-gigi pemancar aliran berfungsi sebagai pembagi berkas aliran, terletak di ujung saluran sebelum masuk ke dalam kolam olakan. Sedangkan ambang ujung hilir kolam olakan dibuat rata tanpa bergerigi.

Tinggi jagaan pada bangunan pelimpah (*spillway*) dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

Fb = C . V . d

atau

Fb = 0,6 + 0,037 . V. $d^{1/3}$

Fb minimal = 0,5 s/d 0,6 m di atas permukaan aliran

Keterangan :

Fb	:	Tinggi jagaan
C	:	Koefisien = 0,1 untuk penampang saluran berbentuk persegi panjang dan 0,13 untuk penampang berbentuk trapesium
V	:	Kecepatan aliran (m/s)
d	:	Kedalaman air di dalam saluran (m)

BAB IV

PENGOLAHAN DATA DAN PEMBAHASAN

4.1 Uraian Umum

Bendungan mempunyai 2 fungsi utama yaitu menampung dan menyimpan semua atau sebagian air yang masuk (*inflow*) yang berasal dari daerah pengaliran sungainya (DPS). Sebagai penampung air bendungan dapat mereduksi banjir sesuai dengan kapasitas tampungan dan kapasitas bangunan pelimpahnya.

Bendungan sangat bermanfaat menjadi penyangga air, sedangkan sebagai penyimpan , khususnya di daerah - daerah kering yang mana curah hujan terpusat pada musim penghujan. Pada musim kemarau daerah tersebut sangat membutuhkan air untuk berbagai keperluan.

Bertitik tolak dari fungsi bendungan tersebut, maka analisis hidrologi merupakan faktor penting dalam perencanaan suatu bendungan. Analisis dalam pekerjaan ini adalah menentukan debit banjir rancangan berdasarkan data hujan – aliran.

4.2 Analisa Hujan Rancangan

Dalam analisis hidrologi dilakukan tahapan pekerjaan sebagai berikut :

a. Pengumpulan Data dan Peta

Pengumpulan data hidrologi meliputi semua data yang mempengaruhi pada Daerah Pengaliran Sungai (DPS), yaitu data hujan dan data klimatologi.

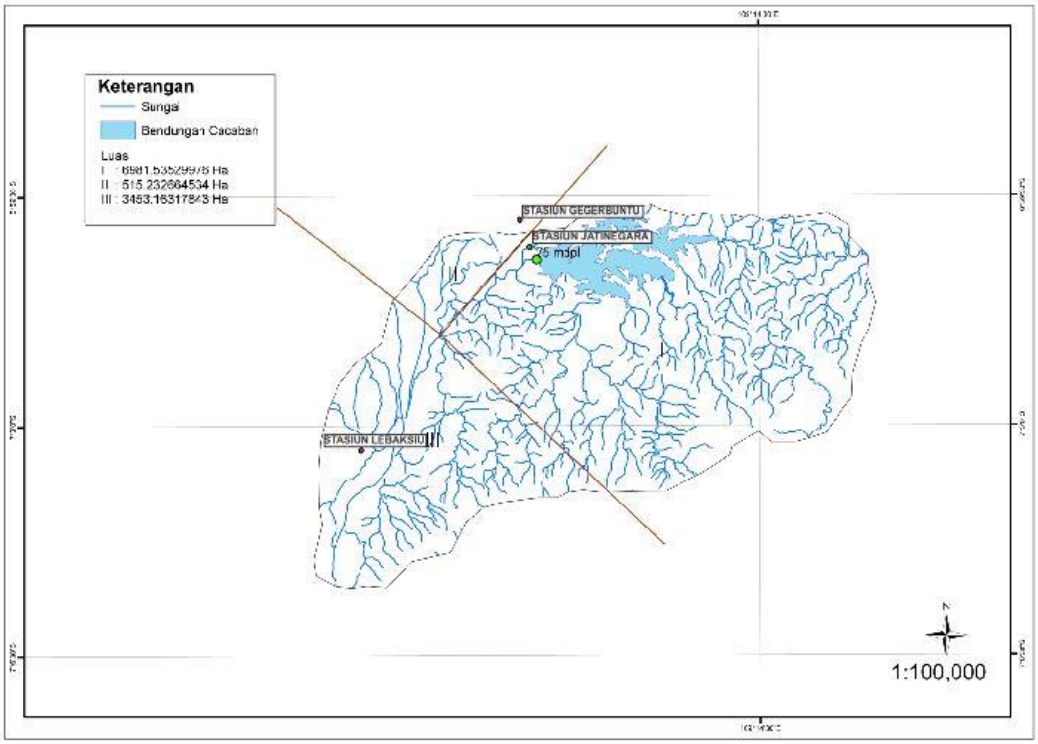
b. Pengujian Data

Pengujian terhadap semua data hidrologi yang telah dikumpulkan dimaksudkan untuk mengetahui ketelitian dan kebenaran data, sehingga dalam analisis perhitungan akan diperoleh hasil yang sesuai atau mendekati kenyataan yang sebenarnya.

c. Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi diperlukan untuk mengetahui aliran tinggi atau debit banjir dengan cara pengalih ragaman data hujan historis menjadi debit banjir rencana.

Pada tugas akhir ini, data yang digunakan untuk menentukan debit banjir rencana adalah data curah hujan. Data curah hujan merupakan salah satu dari beberapa data yang dapat digunakan untuk memperkirakan besarnya debit banjir rencana. Dalam perencanaan ulang *spillway*, data curah hujan harian selama 10 tahun akan diolah menjadi data curah hujan rencana, yang kemudian diolah lagi menjadi debit banjir rencana.



Gambar 4.1 Peta DAS, Stasiun hujan dan Pembagian *Polygon* Thiesen

4.2.1 Data Hujan

Oleh karena data - data yang tersedia hanya data hujan historis maka perhitungan hidrologi berdasarkan data curah hujan tersebut yaitu pada stasiun hujan yang berpengaruh terhadap DPS yang bersangkutan. Stasiun Hujan yang dipakai sebagai dasar perhitungan hidrologi adalah Stasiun Hujan *Jatinegara, Lebaksiu, dan Gegerbuntu.* Panjang data dari ketiga stasiun hujan tersebut adalah 10 tahun. Data hujan yang dipergunakan adalah hujan harian maksimum tahunan dari ketiga stasiun hujan tersebut.

4.2.2 Distribusi Curah Hujan Daerah

Kurva - kurva aliran (Rating Kurva) pada suatu daerah dapat diperkirakan dari limpasan hujan dengan menggunakan data curah hujan. Adapun data curah hujan yang digunakan tersebut adalah data curah hujan yang dapat mewakili daerah pengaliran sungai (DPS).

Oleh karena data hujan yang diperoleh merupakan hujan titik dari stasiun hujan maka harus dianalisa untuk menjadi hujan daerah dengan mempertimbangkan data dari ketiga stasiun hujan tersebut luas daerah tangkapan yang dipengaruhi oleh masing-masing stasiun hujan. Analisa dilakukan dengan methode *Polygon* Thiessen, karena metode ini memiliki kelebihan-kelebihan dibandingkan dengan metode lain diantaranya:

a. Metode *Polygon* Thiessen lebih memiliki ketelitian yang cukup tinggi.
b. Metode *Polygon* Thiessen lebih mudah dalam perhitungannya dibandingkan dengan metode yang lain.
c. Metode *Polygon* Thiessen tidak memerlukan data yang banyak, cukup dengan data tinggi curah hujan maximum dan data luas daerah *catchment area.*

Tabel 4.1 Pembagian luas daerah tangkapan dengan methode *Polygon* Thiesen

No.	Stasion Pos Hujan	Luas Daerah Tangkapan Catchment Area (A_i = km^2)
1	Jatinegara	21,88
2	Lebaksiu	25,70
3	Gegerbuntu	17,55

(Sumber : BBWS Pemali-Comal)

Perhitungan Koefisien Theissen Sta. Jatinegara $= \frac{Ai\ x\ 100}{\sum Ai} = \frac{21{,}88\ x\ 100}{65{,}13} = 33{,}594$

Perhitungan Koefisien Theissen Sta. Lebaksiu $= \frac{Ai\ x\ 100}{\sum Ai} = \frac{25{,}7\ x\ 100}{65{,}13} = 39{,}460$

Perhitungan Koefisien Theissen Sta. Gegerbuntu $= \frac{Ai\ x\ 100}{\sum Ai} = \frac{17{,}55\ x\ 100}{65{,}13} =$ 26,946

Tabel 4.2 Perhitungan Koefisien Theissen

No.	Stasiun Pos Hujan	Ai (km^2)	Koefisien Theissen C (%)
1	Jatinegara	21,88	33,594
2	Lebaksiu	25,70	39,460
3	Gegerbuntu	17,55	26,946
	Ai	65,13	100

(Sumber : BBWS Pemali-Comal)

Tabel 4.3 Curah hujan harian maksimum stasiun *Jatinegara* (mm)

HUJAN HARIAN MAXSIMUM STASIUN JATINEGARA												
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agus	Sep	Okt	Nov	Des
2005	0	0	120	72	40	70	73	48	35	29	68	74
2006	109	87	105	76	78	30	29	0	0	0	48	83
2007	108	100	105	74	88	47	25	0	0	34	36	181
2008	52	66	56	79	19	30	0	25	0	51	48	91
2009	109	96	73	42	46	52	15	0	45	45	53	89
2010	75	101	76	57	58	54	52	69	70	76	77	67
2011	103	155	83	74	69	26	53	0	0	62	52	70
2012	113	70	38	63	40	25	41	0	0	53	29	110

2013	175	79	69	85	20	69	125	31	27	0	0	73
2014	91	124	114	92	51	103	23	27	0	17	140	61

(Sumber : BBWS Pemali-Comal)

Tabel 4.4 Curah hujan harian maksimum stasiun *Lebaksiu* (mm)

HUJAN HARIAN MAXSIMUM STASIUN LEBAKSIU												
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agus	Sep	Okt	Nov	Des
2005	75	90	95	85	58	40	40	30	30	65	60	65
2006	95	85	65	50	48	9	0	0	0	0	44	45
2007	40	50	46	47	45	42	37	0	0	30	38	49
2008	65	65	43	45	54	25	0	30	0	45	45	40
2009	50	65	43	45	54	25	0	30	0	45	45	40
2010	48	46	46	42	47	46	50	45	45	53	46	52
2011	50	49	45	47	42	45	37	0	0	40	45	45
2012	65	57	45	50	20	10	12	0	0	16	21	25
2013	25	25	25	25	21	21	21	21	21	21	21	21
2014	21	115	87	88	64	87	56	28	0	0	15	61

(Sumber : BBWS Pemali-Comal)

Tabel 4.5 Curah hujan harian maksimum stasiun *Gegerbuntu*(mm)

HUJAN HARIAN MAXSIMUM STASIUN GEGERBUNTU												
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agus	Sep	Okt	Nov	Des
2005	65	59	57	39	24	3	80	36	26	28	27	58
2006	86	20	33	29	40	10	0	0	0	2	43	85
2007	32	80	62	37	28	26	29	0	0	30	30	170
2008	60	27	107	31	18	36	0	33	20	37	30	80
2009	47	58	67	37	35	0	0	0	0	8	63	35

2010	97	53	158	53	38	37	45	44	58	54	45	57
2011	49	57	58	48	48	11	13	0	0	34	57	80
2012	57	58	410	47	31	30	0	0	0	15	8	260
2013	69	19	48	85	33	68	88	22	18	0	0	80
2014	48	107	89	54	35	72	101	0	0	0	46	82

(Sumber : BBWS Pemali-Comal)

Cara perhitungan menggunakan metode *Polygon* Thiessen :

$$R = \frac{\Sigma\, Ai\ x\ Ri}{\Sigma\, Ai}$$

Contoh perhitungan curah hujan maksimum dengan metode *Polygon* Thiessen

$$R_{2005} = \frac{(0 \times 21{,}88)+(75 \times 25{,}70)+(65 \times 17{,}55)}{65{,}13} = 47{,}110$$

Setelah dilakukan perhitungan dengan menggunakan metode *Polygon* Thiessen maka didapatkan distribusi curah hujan pada masing-masing daerah yang telah mempertimbangkan faktor-faktor yang terdapat pada *Polygon* Thiessen.

Perhitungan Curah Hujan Maximum dengan menggunakan metode *Polygon* Thiesen dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4.6 Curah hujan maksimum stasiun Jatinegara, Lebaksiu, dan Gegerbuntu

HUJAN HARIAN MAXSIMUM METODE POLYGON THIESSEN												
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agus	Sep	Okt	Nov	Des
2005	47,110	51,412	93,159	68,238	42,791	40,108	61,865	37,664	30,602	42,936	53,795	66,137
2006	97,278	68,157	69,815	53,076	55,923	16,324	9,742	0	0	0,539	45,074	68,544
2007	60,688	74,881	70,132	53,376	54,865	39,368	30,813	0	0	31,344	35,172	125,949
2008	59,285	55,096	64,613	52,650	32,541	29,644	0	29,129	5,389	44,860	41,966	67,912
2009	69,012	73,528	59,545	41,836	46,193	27,334	5,039	11,838	15,117	35,030	52,538	55,114

2010	70,274	66,363	86,258	50,003	48,270	46,262	49,325	52,793	56,902	60,996	56,145	58,386
2011	67,536	86,766	61,269	56,340	52,687	29,455	35,908	0	0	45,774	50,585	62,830
2012	78,970	61,637	141,002	53,559	29,683	20,428	18,509	0	0	28,160	20,185	116,879
2013	87,248	41,524	45,979	61,324	23,898	49,790	73,992	24,629	22,207	8,287	8,287	54,367
2014	51,791	115,868	96,609	80,182	51,818	88,333	57,040	20,119	0	5,711	65,346	66,659

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2016)

Tabel 4.7 Curah Hujan Rata - Rata Maksimum dengan Metode *Polygon* Thiesen

No	Tahun	Hujan Daerah (mm)
1	2005	93,159
2	2006	97,278
3	2007	125,949
4	2008	67,526
5	2009	73,528
6	2010	86,258
7	2011	86,766
8	2012	141,002
9	2013	87,248
10	2014	115,868

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2016)

4.3 Perhitungan Hujan Rancangan

Analisa frekuensi dilakukan untuk mendapatkan lengkung kekerapatan dari serangkaian data curah hujan disuatu daerah pengaliran sungai. Lengkung ini menunjukan suatu nilai atau besaran harga yang kemungkinan disamai atau dilampaui dalam suatu periode tertentu. Hujan rancangan diperhitungkan dengan

beberapa periode ulang yang meliputi Periode Ulang 20 tahun, 50 tahum, 100 tahun, dan 125 tahun. Sedangkan untuk melakukan kontrol terhadap tinggi muka air bendungan maksimum maka diperhitungkan hujan maksimum (PMP).

Dalam ilmu statistik, analisis frekuensi memerlukan seri data hujan yang diperoleh dari pos penakar hujan. Analisis frekuensi ini didasarkan pada sifat statistik data kejadian yang telah lalu untuk memperoleh probabilitas besaran hujan di masa akan datang. Dengan anggapan bahwa sifat statistik kejadian hujan yang akan datang masih sama dengan sifat statistik kejadian hujan masa lalu.

Di dalam analisa dan perhitungan curah hujan rancangan, agar diperoleh distribusi frekuensi terbaik maka data yang ada dianalisa dengan 4 (empat) macam methode distribusi frekuensi yaitu :

a. Methode Distribusi Gumbel

   Syarat : $Cs \approx 1{,}14$ dan $Ck \approx 5{,}4$ *f*

b. Merthode Distribusi Log Pearson Type III

   Syarat : $Cs > 0$ dan $Ck \approx 1{,}5\ Cs^2 + 3$ *f*

c. Methode Normal

   Syarat : $Cs \approx 0$ dan $Ck \approx 3$

   $X = S \geq 68\ \%$ dan $X = 2S \geq 95\ \%$ *f*

d. Methode Distribusi Log Normal 2 Parameter

   Syarat : $Cs\ (\ln X) \approx 0$ dan $Ck\ (\ln X) \approx 3$

Perhitungan Distribusi Log Pearson III

Dari berbagai tipe sebaran yang dikembangkan oleh Pearson, hanya tipe III yang paling banyak digunakan. Data statistik dari sebaran Pearson ini tidak mendekati ciri-ciri sebaran manapun. Garis probabilitas dari sebaran Pearson tipe III ini berupa garis lengkung, sehingga pemakaiannya untuk analisa banjir sering

digunakan logaritma datanya (bukan datanya sendiri), sehingga sebaran ini dinamakan sebaran Log Pearson III.

Tabel 4.8 Distribusi Frekuensi Metode Log Pearson III

No	HUJAN MAKSIMUM					
	DISTRIBUSI LOG PEARSON - III					
	X (mm)	Log X	(Log X – Log Xrata)	(Log X – Log Xrata)^2	(Log X – Log Xrata)^3	(Log X – Log Xrata)^4
1	141,002	2,149	0,171	0,029	0,005	0,001
2	125,949	2,100	0,122	0,015	0,002	0,000
3	115,868	2,064	0,086	0,007	0,001	0,000
4	97,278	1,988	0,010	0,000	0,000	0,000
5	93,159	1,969	-0,009	0,000	0,000	0,000
6	87,248	1,941	-0,038	0,001	0,000	0,000
7	86,766	1,938	-0,040	0,002	0,000	0,000
8	86,258	1,936	-0,043	0,002	0,000	0,000
9	73,528	1,866	-0,112	0,013	-0,001	0,000
10	67,912	1,832	-0,146	0,021	-0,003	0,000
Jumlah	974,968	19,784				
Rerata	**97,4968**	**1,9784**				
S	**0,100**					
Cs	**0,370**					
Ck	**3,447**					
Cv	**0,051**					

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2016)

Perhitungan curah hujan rencana menurut Metode Log Pearson III, mempunyai langkah-langkah perumusan sebagai berikut :

- Ubah data ke dalam logaritmis :

  X = log X

- Hitung harga rata-rata

  Log Xrt = $\frac{\sum Log\ X}{n} = \frac{19,784}{10} = 1,9784$

- Hitung harga simpangan baku

  S Log X $= \sqrt{\frac{\sum(LogX - LogXrt)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum 0,090^2}{10-1}} = 0,100$

- Hitung koefisien *skewness* (Cs)

$$Cs = \frac{n\sum_{i=1}^{n}(LogX - LogXrt)^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{10\sum_{i=1}^{n}(0{,}003)^3}{(10-1)(10-2)0{,}100^3} = 0{,}370$$

- Hitunga logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun

  Log X_T = Log Xrt + k . S Log X

Keterangan :

Log X_T : Curah hujan rencana periode ulang T tahun (mm)

k : Variabel standart untuk X

- Hitung curah hujan rencana dengan periode ulang T dengan menghitung anti log dari X_T

  XT = antilog X_T

Tabel 4.9 Perhitungan Hujan Rancangan Distribusi Log Pearson III

LOG PEARSON III			
T (tahun)	**K**	**Log X_T (mm)**	**X_T (mm)**
2	0,070	1,985	96,695
5	0,855	2,064	115,891
10	1,228	2,101	126,304
20	1,518	2,130	135,043
50	1,824	2,161	144,919
100	2,017	2,180	151,517
125	2,074	2,186	153,523
1000	2,513	2,230	169,884

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2016)

Perhitungan Log Pearson III

Log XT = 1,9784 + 0,007 x 0,100 = 1,985

4.3.2 Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kecocokan distribusi dilakukan untuk mengetahui jenis metode yang paling sesuai dengan data debit atau hujan. Uji metode dilakukan dengan uji keselarasan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan

distribusi peluang yang telah dipilih, dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis (*Soewarno, 1995*).

Uji *Smirnov Kolmogorof* (Normalitas Sebaran Data)

Uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof*, sering disebut juga uji kecocokan non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Pengujian ini dilakukan dengan membandingkan probabilitas tiap data antara sebaran empiris dan sebaran teoritis. Sebagai alternatif untuk menguji kesesuaian distribusi (*goodness of fit*), dapat digunakan Uji *Smirnov-Kolmogorov*.

Uji ini dilakukan dengan tahapan sebagai berikut :

1. Data diurutkan dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya dan ditentukan peluangnya dari masing-masing data tersebut P(X).

   $$P(x) = \frac{m}{N+1}$$

   Keterangan :

   P(X) : Peluang dari X

   m : Nomor urut kejadian, atau peringkat kejadian

   N : Jumlah data pengamatan

2. Menentukan nilai variabel reduksi F(t) dengan persamaan sebagai berikut :

   $$F(t) = \sqrt{\frac{X - Xr}{S}}$$

   Keterangan :

   F(t) : Variabel reduksi

   X : Curah hujan

   Xr : Harga rata-rata dari X

   Menentukan peluang teoritis P'(X) dari nilai F(t) dengan tabel

3. Dari nilai peluang tersebut ditentukan selisih antara pengamatan dan peluang teoritis D_{maks} = Maks [P(X) – P'(X)]

4. Berdasarkan tabel nilai kritis *Smirnov Kolmogorov* ditentukan harga D sehingga Dmaks < D untuk harga yang memenuhi.

Perhitungan uji *Smirnov Kolmogorov* adalah sebagai berikut :

Tabel 4.10 Perhitungan Uji *Smirnov-Kolmogorov*

No	HUJAN MAKSIMUM						
	Uji *Kolmogorov - Smirnov*						
	X (mm)	**P(X) = m/(n+1)**	**P (X<)**	**F(t) = (X-Xr)/S**	**P'(X)**	**P'(X<)**	**D**
1	2	3	4 = 1-3	5	6	7 = 1-6	8 = 7-4
1	141,002	0,09	0,91	1,325	0,171	0,829	-0,080
2	125,949	0,18	0,82	1,077	0,227	0,773	-0,045
3	115,868	0,27	0,73	0,911	0,227	0,773	0,046
4	97,278	0,36	0,64	0,605	0,258	0,742	0,106
5	93,159	0,45	0,55	0,538	0,291	0,709	0,163
6	87,248	0,55	0,45	0,440	0,560	0,440	-0,014
7	86,766	0,64	0,36	0,432	0,599	0,401	0,038
8	86,258	0,73	0,27	0,424	0,599	0,441	0,129
9	73,528	0,82	0,18	0,215	0,674	0,326	0,145
10	67,912	0,91	0,09	0,122	0,993	0,007	-0,084
$\sum X$	604,708					D max	0,163
S	60,801					D tabel	0,19

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2016)

4.3.3 Probable Maximum Precipitation (PMP)

Analisis hitungan Probable Maximum Precipitation (PMP) diperlukan untuk menghitung besarnya Probable Maximum Flood (PMF) dengan bantuan pengalih ragaman hujan – aliran.

Besarnya PMP ditentukan berdasarkan "Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation" (*WMO, 1973*). Untuk daerah ini dimana data yang tersedia hanya data hujan, maka methode yang digunakan adalah methode statistik Hersfield. Methode Hersfield ditulis dalam persamaan:

$X_{PMP} = Xn + Km * Sn$

Keterangan :

X_{PMP} : Probable Maximum Precipitation (PMP)

Xn : Rerata rangkaian hujan maksimum tahunan

Sn : Standart Deviasi rangkaian hujan maksimum tahunan

Km : Faktor Frekuensi

Tabel 4.11 Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Metode *Polygon* Thiesen

No	**Tahun**	**Tinggi curah hujan max tahunan pada stasiun (mm)**			**Rata tahunan**
		Sta. Jatinegara	**Sta. Lebaksiu**	**Sta. Gegerbuntu**	
Persentase		34%	39%	27%	
1	2005	120	95	80	98,333
2	2006	109	95	86	96,667
3	2007	181	50	170	113,667
4	2008	91	65	107	87,667
5	2009	109	65	67	80,333
6	2010	101	53	158	104,000
7	2011	155	50	80	95,000
8	2012	113	65	410	196,000
9	2013	175	25	88	96,000
10	2014	140	115	107	120,667

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2016)

Tabel 4.12 Perhitungan PMP 1

No					**Xi^2(mm)**

	Xi (mm)	$\bar{xi}$ (mm)	(Xi-$\bar{xi}$) (mm)	(Xi-$\bar{xi}$)² (mm)	
1	98,333	109,593	-11,259	126,771	9669,444
2	95,333	109,593	-14,259	203,326	9088,444
3	133,667	109,593	24,074	579,561	17866,778
4	87,667	109,593	-21,926	480,746	7685,444
5	80,333	109,593	-29,259	856,104	6453,444
6	104,000	109,593	-5,593	31,277	10816,000
7	95,000	109,593	-14,593	212,944	9025,000
8	196,000	109,593	86,407	7466,240	38416,000
9	96,000	109,593	-13,593	184,759	9216,000
TOTAL	987,667		0	10141,728	118236,556

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2016)

Standart Deviasi (Sx)

$$Sx = \frac{(\mathbf{Xi}-\mathbf{xi}^{-})^2}{n-1} = 35{,}605$$

Tabel 4.13 Perhitungan PMP 2

No	Xi (mm)	$\bar{xi}$ (mm)	(Xi-$\bar{xi}$) (mm)	(Xi-$\bar{xi}$)² (mm)	Xi²(mm)
1	98,333	111,292	-12,958	167,918	9669,444
2	96,667	111,292	-15,958	254,668	9088,444
3	133,667	111,292	22,375	500,641	17866,778
4	87,667	111,292	-23,625	558,141	7685,444
5	80,333	111,292	-30,958	958,418	6453,444
6	104,000	111,292	-7,292	53,168	10816,000
7	95,000	111,292	-16,292	265,418	9025,000
8	196,000	111,292	84,708	7175,501	38416,000
TOTAL	891,667		0,0003	9933,875	109020,556

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2016)

Standart Deviasi (Sx)

$$Sx = \frac{(\mathbf{Xi}-\mathbf{xi}^{-})^2}{n-1} = 37{,}671$$

a. Persamaan rata – rata

$\frac{Rata-rata\ B}{Rata-rata\ A} = \frac{111}{110} = 1{,}016$

n = 9

diperoleh harga faktor penyesuaian (tabel 4.17) → a1 = 107%

didapat harga faktor penyesuaian (tabel 4.18) → a2 = 105%

Xn terkoreksi → xn = xi . a1 . a2

= 110,7 x 107% x 105%

= 124,37 mm

b. Persamaan standart deviasi

$\frac{Sx(2)}{Sx(1)} = \frac{35{,}605}{37{,}671} = 1{,}058$

n = 9

diperoleh harga faktor penyesuaian (tabel 4.17) → b1= 124%

didapat harga faktor penyesuaian (tabel 4.18) → b2 = 130%

Sn terkoreksi → sn = sx . b1 . b2

= 33,751 x 124% x 130%

= 54,406 mm

Dengan durasi 24 jam (1 hari) didapat harga PMP terkoreksi = 100%

PMP = xn + Km . Sn

= 124,371 + 14,75 x 54,406

= 926,942 mm

½ PMP = 463,471 mm

4.4 Analisa Banjir Rancangan

4.4.1 Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Sebagai penyimpan atau storage, bendungan sangat bermanfaat menjadi penyangga air, khususnya di daerah - daerah kering yang mana curah hujan terpusat pada musim penghujan.

Perhitungan debit banjir rancangan bendungan Cacaban ditentukan berdasarkan hasil perhitungan hujan rancangan dan pendekatan secara teoritis yang lazim digunakan dalam perhitungan hidrologi.

Hidrograf Satuan Sintetik Nakayashu

Data perhitungan debit banjir rancangan digunakan untuk menghitung Nilai Debit dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetik nakayashu, berikut merupakan langkah perhitungan :

Metode Hidrograf Satuan Sintetik *Nakayashu* digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Qp = \frac{A.Ro}{3{,}6\ (\ 0{,}3\ tp + t_{0,3}\ )}$$

Parameter-parameter perhitungan yang diperlukan adalah sebagai berikut

a. Karakteristik DAS, meliputi :

Tabel 4.14 Data Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Data Perhitungan Debit Banjir Rancangan	
Luas DPS Bendungan Cacaban (A)	65,13 km^2
Panjang dari hulu ke hilir (L)	15,08 km
Beda Tinggi Hulu dan Hilir (H)	45,00 m
Curah Hujan Rancangan (R_{24})	153,523 mm/jam
Koefisien Pengaliran (f)	0,75

b. Parameter-parameter hidrograf

1) Waktu konsentrasi (Tg)

Dengan L < 15 Km, maka Tg = 0,21 x L0,7

$T_g = 0{,}21 \times L^{0,7} = 0{,}21 \times 15{,}08^{0,7} = 1{,}403$ jam

2) Satuan waktu hujan (Tr)

$T_r = (0{,}5 \text{ s/d } 1\ T_g) = 0{,}5 \times 1{,}403 = 0{,}702$ jam

3) Tenggang waktu (Tp)

$T_p = T_g + 0{,}8\ T_r = 1{,}403 + 0{,}8 \times 0{,}702 = 1{,}964$ jam

4) Waktu penurunan debit, dari debit puncak sampai dengan menjadi 0,3 Q_{maks} ($T_{0,3}$).

$$\alpha = \frac{0{,}47(A.L)^{0,25}}{Tg} = \frac{0.47(65{,}13\ x\ 15{,}08)^{0,25}}{1{,}403} = 1{,}875$$

$T_{0,3} = \alpha \times T_g = 1{,}875 \times 1{,}403 = 2{,}631$

5) Debit puncak (Q_P)

$$Q_p = \frac{65{,}13\ x\ 1}{3{,}6\ (\ 0{,}3\ x\ 1{,}964 + 2{,}631\ )} = 5{,}618\ \ m^3/s$$

Tabel 4.15 Metode Hidrograf Satuan Sintetik *Nakayasu* dan Analisis Intensitas Curah Hujan

Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	
T_g	1,403 jam
T_r	0,702 jam
T_p	1,964 jam
Alfa	1,875
$T_{0,3}$	2,631
R_o	1,000
Q_p	5,618 m^3/s

Tabel 4.16 Analisis Intensitas Curah Hujan

Analisis Intensitas Curah Hujan							
Periode Ulang	**Intensitas (I)**						
	2 th	**5 th**	**10 th**	**20 th**	**50 th**	**100 th**	**125 th**
R 24 (mm/jam)	**95,873**	**115,757**	**126,304**	**135,043**	**144,919**	**151,517**	**153,523**
t	**(mm/jam)**	**(mm/jam)**	**(mm/jam)**	**(mm/jam)**	**(mm/jam)**	**(mm/jam)**	**(mm/jam)**
1	33,237	40,131	43,787	46,817	50,241	52,528	53,223
2	20,938	25,281	27,584	29,493	31,650	33,091	33,529
3	15,979	19,293	21,051	22,507	24,153	25,253	25,587
4	13,190	15,926	17,377	18,579	19,938	20,846	21,122
5	11,367	13,725	14,975	16,011	17,182	17,964	18,202
6	10,066	12,154	13,261	14,179	15,216	15,908	16,119
7	9,083	10,967	11,966	12,794	13,730	14,355	14,545
8	8,309	10,033	10,947	11,704	12,560	13,132	13,306
9	7,682	9,275	10,120	10,820	11,612	12,140	12,301
10	7,161	8,646	9,434	10,086	10,824	11,317	11,467
11	6,720	8,114	8,853	9,465	10,158	10,620	10,761
12	6,341	7,656	8,354	8,932	9,585	10,022	10,154
13	6,012	7,259	7,920	8,468	9,087	9,501	9,627
14	5,722	6,909	7,538	8,060	8,649	9,043	9,163
15	5,465	6,598	7,199	7,697	8,260	8,636	8,751
16	5,235	6,320	6,896	7,373	7,912	8,273	8,382
17	5,027	6,070	6,623	7,081	7,599	7,945	8,050
18	4,839	5,843	6,375	6,816	7,315	7,648	7,749
19	4,668	5,636	6,150	6,575	7,056	7,377	7,475
20	4,511	5,447	5,943	6,354	6,819	7,129	7,224
21	4,367	5,272	5,753	5,151	6,601	6,901	6,992
22	4,233	5,111	5,577	5,963	6,399	6,690	6,779
23	4,110	4,962	5,414	5,789	6,212	6,495	6,581
24	3,995	4,823	5,263	5,627	6,038	6,313	6.397

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

Adapun nilai debit tiap periode yang digunakan sebagai ordinat hidrograf satuan *Nakayasu* dapat lihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4.17 Ordinat Hidrograf *Nakayasu*

Rumus Ordinat Hidrograf Dr. NAKAYASU		
t (jam)	**U**	**rumus yang dipakai**
0	0.000	$Q_a = Q_p*(t/T_p)$^2,4
1	1,11	Q_a = 13,704*(t/1,964)^2,4
2	5,527	$Q_{d1} = Q_p*0,3$^(t-$T_p/T_{0.3}$)
3	3,498	Q_{d1} =13,704*0,3^(t-1,964/2,631)
4	2,213	
5	1,490	$Q_{d2} = Q_p*0,3$^((t-T_p+0,5*$T_{0,3}$)/(1,5*$T_{0,3}$))
6	1,098	Q_{d2} =13,704*0,3^((t-1,964+0,5*2,631)/(1,5*2,631))
7	1,072	
8	1,045	$Q_{d3} = Q_p*0,3$^((t-T_p+0,5*$T_{0,3}$)/(2*$T_{0,3}$))
9	0,831	
10	0,661	
11	0,526	
12	0,418	
13	0,333	
14	0,265	
15	0,211	
16	0,168	
17	0,133	
18	0,106	Q_{d3} =13,704*0,3^((t-1,964+0,5*2,631)/(2*2,631))
19	0,084	
20	0,067	
21	0,053	

22	0,042	
23	0,034	
24	0,027	

4.4.2 Distribusi Hujan Jam-jaman

Pada perencanaan sungai, untuk memperkirakan hidrograf banjir rancangan dengan cara hidrograf satuan (unit hidrograf) perlu diketahui dulu sebaran hujan jam jaman dengan interval tertentu.

Setelah diperoleh nilai curah hujan rancangan dan hidrograf satuan, selanjutnya akan menghitung distribusi hujan jam-jam yang didasarkan dengan rumus *Mononobe* berikut :

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

Keterangan :

R_t : Intensitas hujan satuan untuk jam ke-n (mm)

T : Lamanya hujan dalam sehari, diambil 5 jam

R_o : Hujan satuan mm (= 1 mm)

t : Waktu jam ke-n

Untuk Indonesia, rata-rata waktu konsentrasi hujan T = 5 jam, maka contoh perhitungannya sebagai berikut :

Untuk t = 1 jam, maka $R_t = \frac{R_{24}}{T}\left(\frac{T}{t}\right)^{2/3} = \frac{R_{24}}{5}\left(\frac{5}{1}\right)^{2/3} = 0{,}585$

Tabel 4.18 Distribusi Hujan Jam- Jaman

Intensitas Hujan Rata - Rata Sampai Jam Ke T	
T=1 ; R1	0,585
T=2 ; R2	0,368
T=3 ; R3	0,281

T=4 ; R4	0,232
T=5 ; R5	0,200

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

Adapun persentase rasio untuk distribusi hujan jam-jaman dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$R_T = t \cdot R_2 - (t - 1) \cdot R_{(t-1)}$

sebagai contoh, rasio RT untuk t = 2 adalah sebagai berikut :

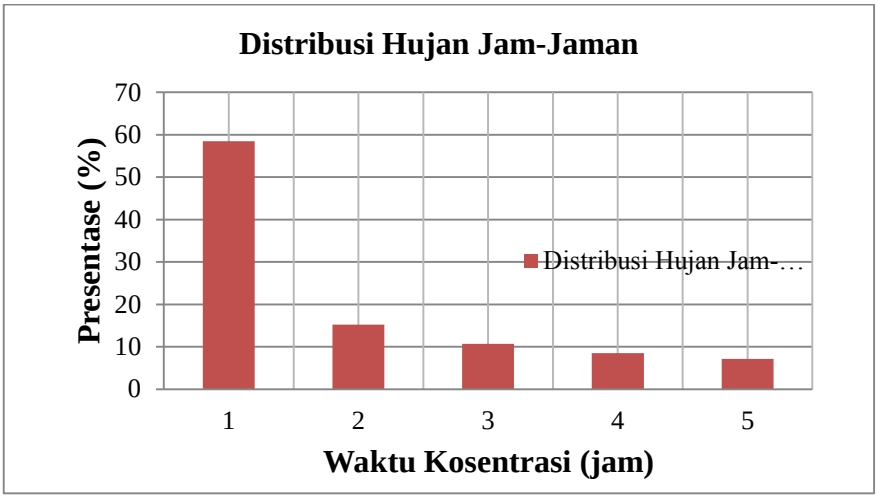
$R_T = 2 \cdot 0{,}37\ R24 - (2 - 1) \cdot R_{(2-1)} = 0{,}74\ R_{24} - 1 \cdot 0{,}58\ R_{24} = 0{,}152$

Tabel 4.19 Curah Hujan Jam- Jaman

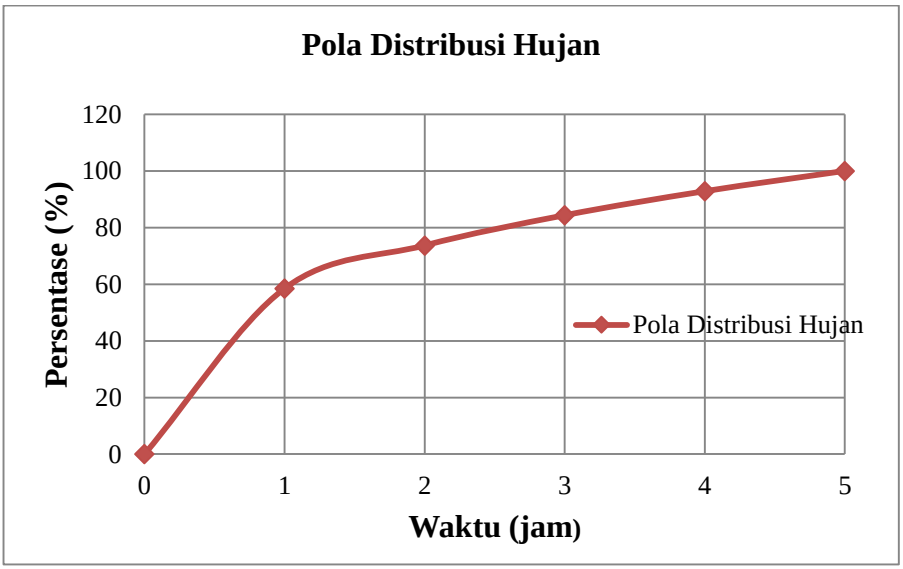
Rasio Curah Hujan Jam-jaman			
Waktu	R_t	Rasio	Kumulatif (%)
0	0,000	0,000	0,00
1	0,585	58,480	58,48
2	0,152	15,200	73,68
3	0,107	10,663	84,34
4	0,085	8,489	92,83
5	0,072	7,168	100,00
jumlah	1,00	100,000	

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

Gambar 4.2 Grafik Distribusi Hujan Jam- Jaman



Gambar 4.3 Grafik Pola Distribusi Hujan



Tabel 4.20 Distribusi Curah Hujan Efektif

Distribusi Curah Hujan Efektif								
Periode Ulang	**Hujan Harian (R24)**	**Koefisien Pengaliran (c)**	**Hujan Efektif (mm/24jam)**	**Pembagian R efektif pada jam ke t (mm)**				
				0 = 1	**1 = 2**	**2 = 3**	**3 = 4**	**4 = 5**
				0,585	**0,152**	**0,107**	**0,085**	**0,072**
2	95,873	0,326	31,250	18,281	4,719	3,344	2,656	2,219
5	115,757	0,387	44,747	26,177	6,757	4,788	3,804	3,177
10	126,304	0,413	52,130	30,496	7,872	5,578	4,431	3,701

20	135,043	0,432	58,345	34,132	8,810	6,243	4,959	4,143
50	144,919	0,452	65,467	38,298	9,886	7,005	5,565	4,648
100	151,517	0,464	70,276	41,112	10,612	7,520	5,973	4,990
125	153,523	0,467	71,746	41,971	10,834	7,677	6,098	5,094
½ PMP	463,433	0,693	321,352	187,991	48,524	34,385	27,315	22,816

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

4.4.3 Menghitung Nilai Hidrograf Banjir

Berdasarkan dari perhitungan hidrograf satuan, maka hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

Qk = U1 Ri + U2Ri+1 + U3Ri+2 + ... + UnRn

Tabel 4.21 Nilai Hidrograf Banjir Rencana 20 Tahun

Hidrograf Banjir DAS BENDUNGAN CACABAN Periode Ulang 20 Tahun									
t (jam)	**U**	**Ordinat Hidrograf Akibat Banjir**					**Q banjir (m^3/s)**	**Q *Base***	**Q Banjir = Q + Q*Base***
		34,132	**8,810**	**6,243**	**4,959**	**4,143**			
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,896	1,896
1	1,111	37,929	0,000	0,000	0,000	0,000	37,929	1,896	39,825
2	5,527	188,646	9,790	0,000	0,000	0,000	198,436	1,896	200,332
3	3,498	119,377	48,693	6,938	0,000	0,000	175,008	1,896	176,904
4	2,213	75,543	30,814	34,504	5,511	0,000	146,372	1,896	148,268
5	1,490	50,846	19,499	21,835	27,410	4,603	124,194	1,896	126,090
6	1,098	37,478	13,124	13,817	17,345	22,896	104,660	1,896	106,556
7	1,072	36,573	9,674	9,300	10,976	14,488	81,012	1,896	82,908
8	1,045	35,668	9,440	6,855	7,388	9,168	68,520	1,896	70,416
9	0,831	28,374	9,207	6,689	5,445	6,171	55,887	1,896	57,783
10	0,661	22,571	7,324	6,524	5,314	4,549	46,282	1,896	48,178
11	0,526	17,955	5,826	5,190	5,183	4,439	38,593	1,896	40,489

12	0,418	14,283	4,635	4,128	4,123	4,329	31,498	1,896	33,394
13	0,333	11,362	3,687	3,284	3,280	3,444	25,057	1,896	26,953
14	0,265	9,039	2,933	2,613	2,609	2,739	19,932	1,896	21,828
15	0,211	7,190	2,333	2078	2,075	2,179	15,856	1,896	17,752
16	0,168	5,720	1,856	1,653	1,651	1,734	12,613	1,896	14,509
17	0,133	4,550	1,476	1,315	1,313	1,379	10,034	1,896	11,930
18	0,106	3,619	1,174	1,046	1,045	1,097	7,982	1,896	9,878
19	0,084	2,879	0,934	0,832	0,831	0,873	6,349	1,896	8,246
20	0,067	2,290	0,743	0,662	0,661	0,694	5,051	1,896	6,947
21	0,053	1,822	0,591	0,527	0,526	0,552	4,018	1,896	5,914
22	0,042	1,449	0,470	0,419	0,418	0,439	3,196	1,896	5,092
23	0,034	1,153	0,374	0,333	0,333	0,349	2,543	1,896	4,439
24	0,027	0,917	0,298	0,265	0,265	0,000	1,745	1,896	3,641

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

Tabel 4.22 Nilai Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahun

Hidrograf Banjir DAS BENDUNGAN CACABAN Periode Ulang 50 Tahun									
t (jam)	**U**	**Ordinat Hidrograf Akibat Banjir**					**Q (m^3/s)**	**Q *Base***	**Q Banjir = Q + Q*Base***
		38,298	**9,886**	**7,005**	**5,565**	**4,648**			
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,896	1,896
1	1,111	42,559	0,000	0,000	0,000	0,000	42,559	1,896	44,455
2	5,527	211,672	10,985	0,000	0,000	0,000	222,657	1,896	224,553
3	3,498	133,948	54,637	7,784	0,000	0,000	196,369	1,896	198,265
4	2,213	84,764	34,575	38,716	6,184	0,000	164,238	1,896	166,134
5	1,490	57,053	21,879	24,500	30,756	5,165	139,353	1,896	141,249
6	1,098	42,052	14,726	15,504	19,463	25,690	117,435	1,896	119,331
7	1,072	41,037	10,855	10,435	12,316	16,257	90,900	1,896	92,796
8	1,045	40,022	10,593	7,692	8,290	10,288	76,883	1,896	78,780
9	0,831	31,837	10,330	7,506	6,110	6,924	62,708	1,896	64,604
10	0,661	25,326	8,218	7,320	5,963	5,104	51,931	1,896	53,827
11	0,526	20147	6,537	5,823	5,815	4,981	43,303	1,896	45,199
12	0,418	16,027	5,200	4,632	4,626	4,857	35,343	1,896	37,239
13	0,333	12,749	4,137	3,685	3,680	3,864	28,115	1,896	30,011
14	0,265	10,142	3,291	2,931	2,927	3,074	22,365	1,896	24,261
15	0,211	8,068	2,618	2,332	2,329	2,445	17,791	1,896	19,687
16	0,168	6,418	2,082	1,855	1,852	1,945	14,153	1,896	16,049
17	0,133	5,105	1,657	1,476	1,474	1,547	11,259	1,896	13,155
18	0,106	4,061	1,318	1,174	1,172	1,231	8,956	1,896	10,852
19	0,084	3,231	1,048	0,934	0,933	0,979	7,125	1,896	9,021

20	0,067	2,570	0,834	0,743	0,742	0,779	5,667	1,896	7,564
21	0,053	2,044	0,663	0,591	0,590	0,620	4,508	1,896	6,404
22	0,042	1,626	0,528	0,470	0,469	0,493	3,586	1,896	5,482
23	0,034	1,294	0,420	0,374	0,373	0,392	2,853	1,896	4,749
24	0,027	1,029	0,334	0,297	0,297	0,312	2,270	1,896	4,166

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

Dari tabel diatas, didapatkan nilai debit maksimum sebagai debit banjir untuk periode ulang 50 tahun yaitu 224,553 m^3/s.

Tabel 4.23 Nilai Hidrograf Banjir Rencana 100 Tahun

Hidrograf Banjir DAS BENDUNGAN CACABAN Periode Ulang 100 Tahun									
t (jam)	**U**	**Ordinat Hidrograf Akibat Banjir**					**Q (m^3/s)**	**Q *Base***	**Q Banjir = Q + Q *Base***
		41,112	**10,612**	**7,520**	**5,973**	**4,990**			
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0000	1,896	1,896
1	1,111	45,686	0,000	0,000	0,000	0,000	45,686	1,896	47,582
2	5,527	227,222	11,792	0,000	0,000	0,000	239,014	1,896	240,910
3	3,498	143,788	58,650	8,356	0,000	0,000	210,795	1,896	212,691
4	2,213	90,990	37,115	41,560	6,638	0,000	176,303	1,896	178,199
5	1,490	61,244	23,486	26,300	33,015	5,545	149,590	1,896	151,486
6	1,098	45,142	15,808	16,643	20,892	27,577	126,062	1,896	127,958
7	1,072	44,052	11,652	11,202	13,221	17,451	97,578	1,896	99,474
8	1,045	42,962	11,371	8,257	8,899	11,043	82,531	1,896	84,427
9	0,831	34,176	11,089	8,057	6,559	7,433	67,315	1,896	69,211
10	0,661	27,187	8,822	7,858	6,401	5,479	55,746	1,896	57,642
11	0,526	21,627	7,017	6,251	6,242	5,346	46,484	1,896	48,380
12	0,418	17,204	5,582	4,973	4,966	5,214	37,939	1,896	39,835
13	0,333	13,686	4,441	3,956	3,950	4,148	30,180	1,896	32,076
14	0,265	10,887	3,533	3,147	3,142	3,300	24,008	1,896	25,904
15	0,211	8,660	2,810	2,503	2,500	2,625	19,098	1,896	20,994
16	0,168	6,889	2,235	1,991	1,989	2,088	15,193	1,896	17,089
17	0,133	5,480	1,778	1,584	1,582	1,661	12,086	1,896	13,982
18	0,106	4,360	1,415	1,260	1,258	1,321	9,614	1,896	11,510
19	0,084	3,468	1,125	1,002	1,001	1,051	7,648	1,896	9,544

20	0,067	2,759	0,895	0,797	0,796	0,836	6,084	1,896	7,980
21	0,053	2,195	0,712	0,634	0,633	0,665	4,840	1,896	6,736
22	0,042	1,746	0,566	0,505	0,504	0,529	3,850	1,896	5,746
23	0,034	1,389	0,451	0,401	0,401	0,421	3,063	1,896	4,959
24	0,027	1,105	0,358	0,319	0,319	0,335	2,436	1,896	4,332

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

Dari tabel diatas, didapatkan nilai debit maksimum sebagai debit banjir untuk periode ulang 100 tahun yaitu 240,910 m^3/s.

Tabel 4.24 Nilai Hidrograf Banjir Rencana 125 Tahun

Hidrograf Banjir DAS BENDUNGAN CACABAN Periode Ulang 125 Tahun									
t (jam)	**U**	**Ordinat Hidrograf Akibat Banjir**					**Q banjir (m^3/s)**	**Q *Base***	**Q Banjir = Q + Q *Base***
		41,971	**10,834**	**7,677**	**6,098**	**5,094**			
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,896	1,896
1	1,111	46,641	0,000	0,000	0,000	0,000	46,641	1,896	48,537
2	5,527	231,973	12,039	0,000	0,000	0,000	244,012	1,896	245,908
3	3,498	146,795	59,877	8,531	0,000	0,000	215,203	1,896	217,099
4	2,213	92,893	37,891	42,429	6,777	0,000	179,990	1,896	181,886
5	1,490	62,524	23,978	26,850	33,706	5,661	152,718	1,896	154,614
6	1,098	46,086	16,139	16,991	21,329	28,154	128,698	1,896	130,594
7	1,072	44,973	11,896	11,436	13,497	17,816	99,618	1,896	101,514
8	1,045	43,861	11,608	8,429	9,085	11,274	84,257	1,896	86,153
9	0,831	34,891	11,321	8,226	6,696	7,588	68,723	1,896	70,619
10	0,661	27,755	9,006	8,022	6,535	5,593	56,912	1,896	58,808
11	0,526	22,079	7,164	6,382	6,373	5,458	47,456	1,896	49,352
12	0,418	17,564	5,699	5,077	5,070	5,323	38,732	1,896	40,628

13	0,333	13,972	4,534	4,038	4,033	4,235	30,811	1,896	32,707
14	0,265	11,115	3,606	3,213	3,208	3,369	24,510	1,896	26,406
15	0,211	8,842	2,869	2,556	2,552	2,680	19,498	1,896	21,394
16	0,168	7,033	2,282	2,033	2,030	2,132	15,510	1,896	17,406
17	0,133	5,595	1,815	1,617	1,615	1,696	12,338	1,896	14,234
18	0,106	4,451	1,444	1,286	1,285	1,349	9,815	1,896	11,711
19	0,084	3,541	1,149	1,023	1,022	1,073	7,808	1,896	9,704
20	0,067	2,817	0,914	0,814	0,813	0,854	6,211	1,896	8,107
21	0,053	2,241	0,727	0,648	0,647	0,679	4,941	1,896	6,837
22	0,042	1,782	0,578	0,515	0,514	0,540	3,930	1,896	5,826
23	0,034	1,418	0,460	0,410	0,409	0,430	3,127	1,896	5,023
24	0,027	1,128	0,366	0,326	0,326	0,342	2,487	1,896	4,383

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

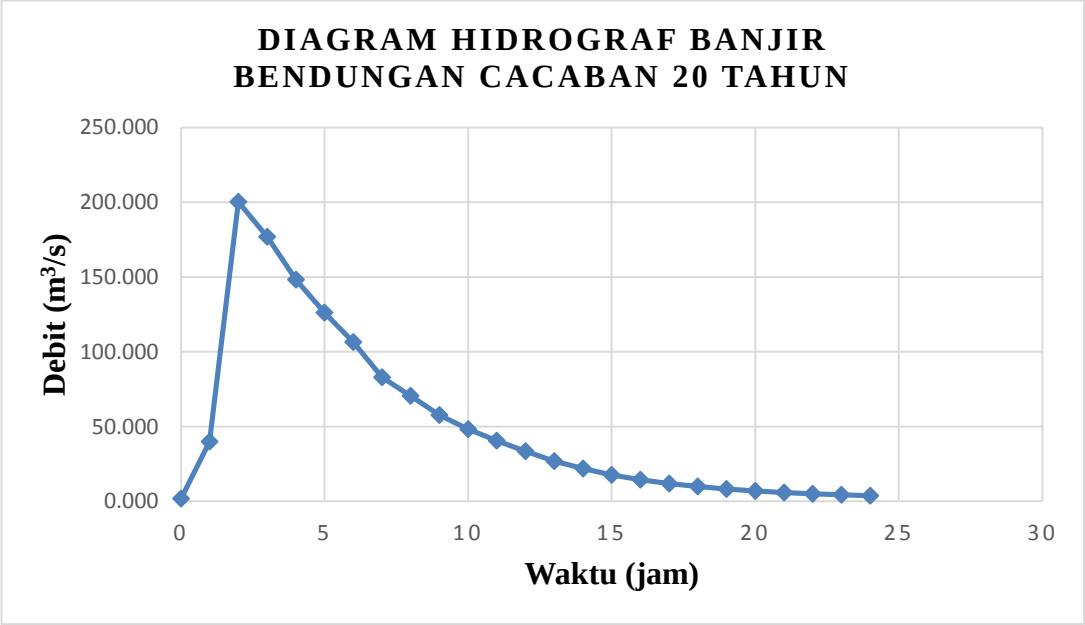
Tabel 4.25 Nilai Hidrograf Banjir Rencana ½ PMP

Hidrograf Banjir DAS BENDUNGAN CACABAN Periode Ulang 1/2 PMP									
t (jam)	**U**	**Ordinat Hidrograf Akibat Banjir**					**Q banjir (m^3/s)**	**Q *Base***	**Q Banjir = Q + Q*Base***
		187,991	**48,524**	**34,385**	**27,315**	**22,816**			
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,896	,.896
1	1,111	208,906	0,000	0,000	0,000	0,000	208,906	1,896	210,802
2	5,527	1039,014	53,923	0,000	0,000	0,000	1092,937	1,896	1094,833
3	3,498	657498	268,190	38,210	0,000	0,000	963,898	1,896	965,794
4	2,213	416,071	169,713	190,042	30,354	0,000	806,179	1,896	808,075
5	1,490	280,048	107,396	120,260	150,968	25,354	684,027	1,896	685,923
6	1,098	206,418	72,286	76,102	95,534	126,103	576,442	1,896	578,338
7	1,072	201,435	53,281	51,222	60,455	79,799	446,192	1,896	448,088
8	1,045	196,453	51,994	37,755	40,691	50,497	377,391	1,896	379,287
9	0,831	156,277	50,708	36,844	29,992	33,989	307,810	1,896	309,706
10	0,661	124,317	40,338	35,932	29,268	25,052	254,908	1,896	256,804
11	0,526	98,893	32,089	28,584	28,544	24,448	212,558	1,896	214,454
12	0,418	78,669	25,526	22,738	22,707	23,843	173,483	1,896	175,380
13	0,333	62,581	20,306	18,088	18,063	18,967	138,005	1,896	139,901
14	0,265	49,782	16,153	14,389	14,369	15,088	109,782	1,896	111,678
15	0,211	39,602	12,850	11,446	11,431	12,002	87,331	1,896	89,227

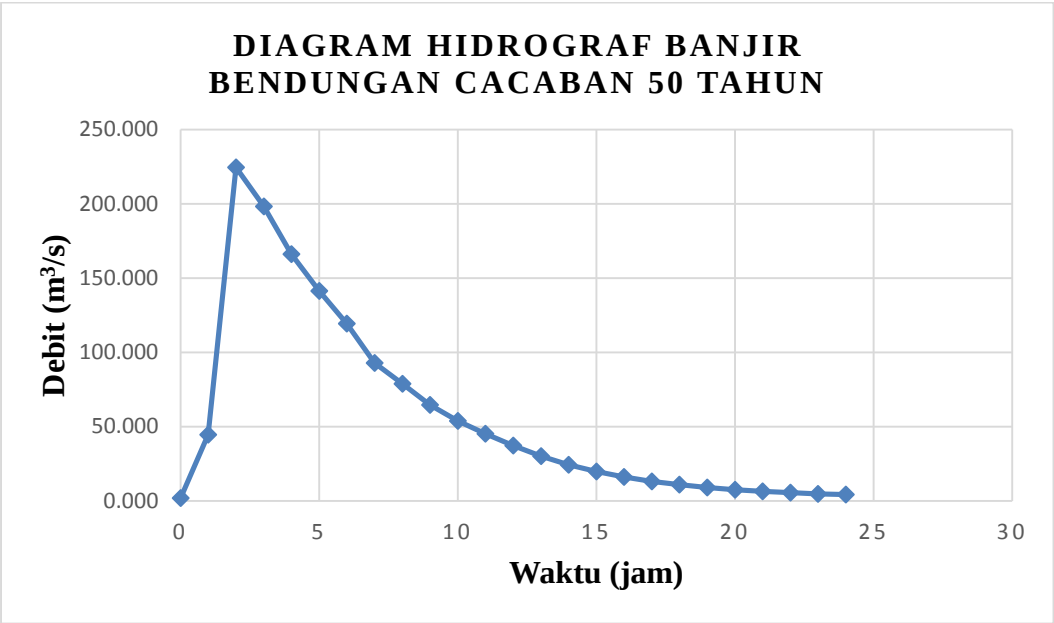
16	0,168	31,503	10,222	9,106	9,093	9,548	69,471	1,896	71,367
17	0,133	25.060	8,131	7,243	7,233	7,595	55,264	1,896	57,160
18	0,106	19,935	6,469	5,762	5,754	6,042	43,962	1,896	45,858
19	0,084	15,858	5,146	4,584	4,577	4,806	34,971	1,896	36,867
20	0,067	12,615	4,093	3,646	3,641	3,823	27,819	1,896	29,715
21	0,053	10,035	3,256	2,901	2,897	3,041	22,130	1,896	24,026
22	0,042	7,983	2,590	2,307	2,304	2,419	17,604	1,896	19,500
23	0,034	6,350	2,061	1,836	1,833	1,925	14,004	1,896	15,900
24	0,027	5,052	1,639	1,460	1,458	1,531	11,140	1,896	13,036

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

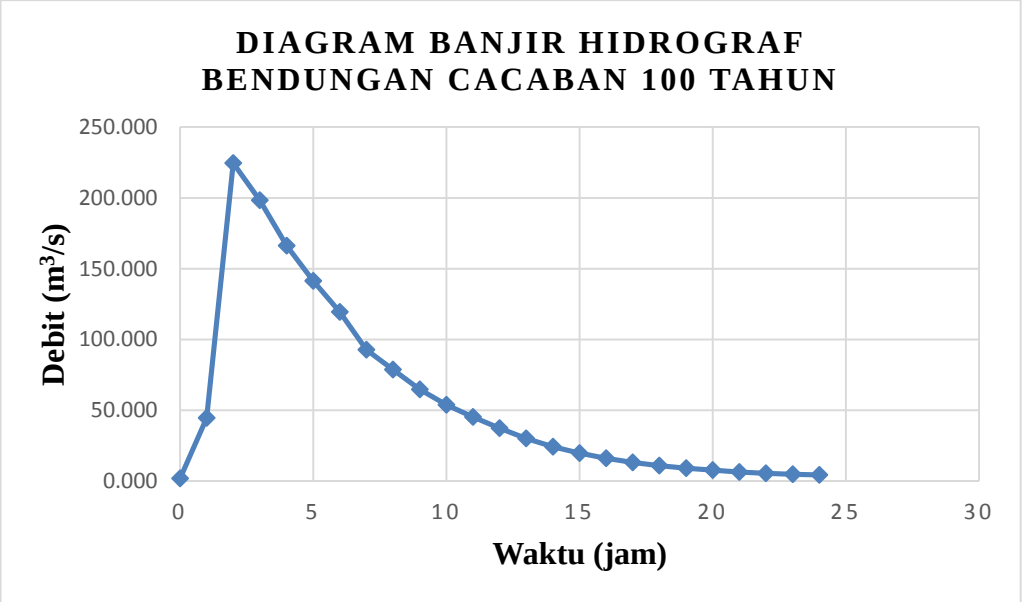
Dari tabel diatas, didapatkan nilai debit maksimum sebagai debit banjir untuk periode ulang ½ PMP yaitu 1094,833 m^3/s.



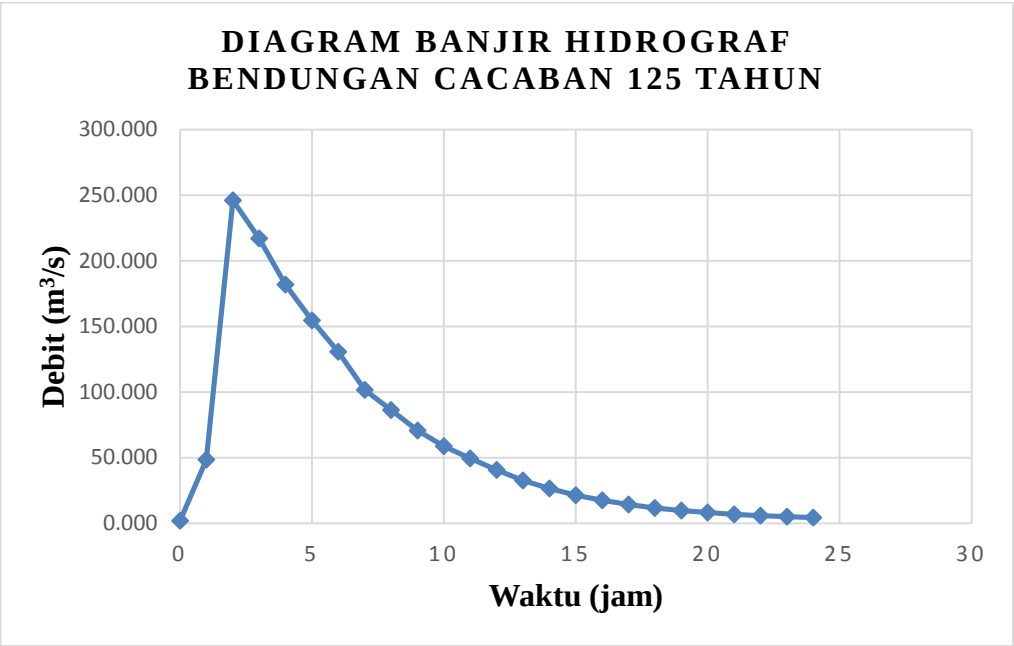
Gambar 4.4 Grafik Pola Distribusi Hujan 20 Tahun



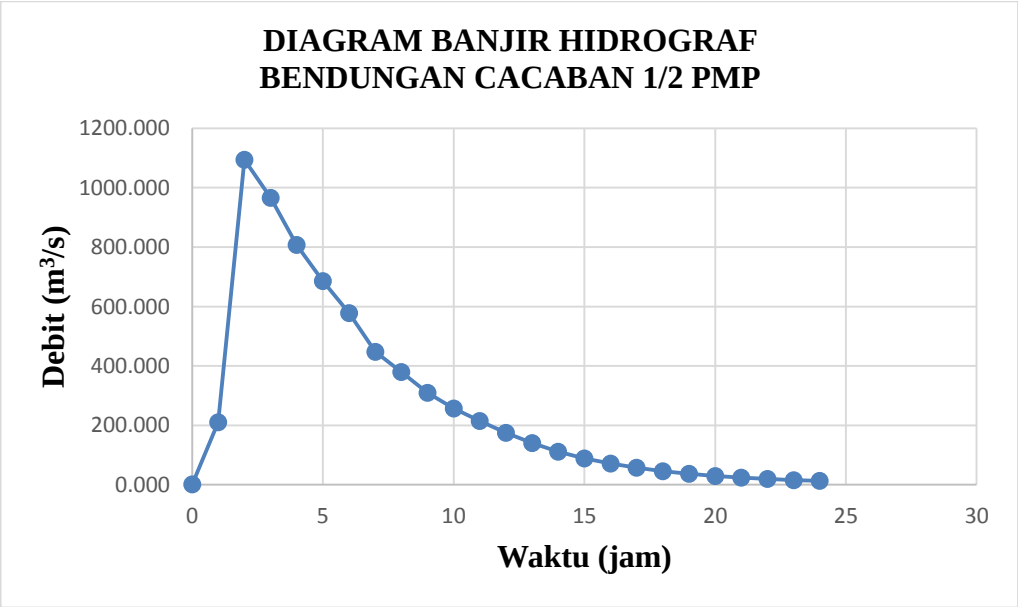
Gambar 4.5 Grafik Pola Distribusi Hujan 50 Tahun



Gambar 4.6 Grafik Pola Distribusi Hujan 100 Tahun



Gambar 4.7 Grafik Pola Distribusi Hujan 125 Tahun



Gambar 4.8 Grafik Pola Distribusi Hujan ½ PMP

4.5. Analisis Penelusuran Banjir

Penelusuran banjir adalah suatu prosedur untuk memperkirakan waktu dan besaran banjir disuatu titik disungai, berdasarkan data yang diketahui disaluran sebelah hulu.

Dalam praktek terdapat dua macam routing, yaitu penelusuran saluran *(channel routing)* dan penelusuran bendungan *(reservoir routing).*

Metode penelusuran banjir melalui bendungan yang digunakan adalah dengan menggunakan persamaan Kontinuitas sebagai berikut:

$$I - O = d_S / d_t$$

Keterangan :

I : Debit yang akan masuk ke dalam tampungan bendungan (m^3/s)

O : Debit yang keluar setelah masuk ke dalam tampungan bendungan (m^3/s)

d_S : Besarnya tampungan yang berubah sesuai periode waktu t

d_t : Periode waktu penelusuran

Jumlah tampungan dan banyaknya limpahan yang berubah-ubah, maka periode waktu penelusuran (dt) direncanakan dengan interval waktu yang relatif kecil (Δt), sehingga persamaan kontinuitas di atas dijabarkan menjadi:

$$I \cdot \Delta t - O \cdot \Delta t = S_2 - S_1$$

$$(I_1 + I_2) / 2 \cdot \Delta t + S_1 - (O_1 + O_2)/2 \cdot \Delta t = S_2$$

Keterangan :

S_1 : Tampungan bendungan pada permulaan waktu t

S_2 : Tampungan bendungan pada akhir waktu t

I_1 : Aliran yang masuk pada permulaan waktu t

I_2 : Aliran yang masuk pada akhir waktu t

O_1 : Aliran yang keluar pada permulaan waktu t

O_2 : Aliran yang keluar pada akhir waktu t

Persamaan di atas digunakan untuk interval waktu tertentu, bila penelusuran banjir akan melewati tampungan bendungan, maka persamaan di atas dikembangkan menjadi :

$$(I_1 + I_2) / 2 + (S_1 / t - O_1 / 2) = (S_2 / t + O_2 / 2)$$

jika, $S_1 / t - O_1 / 2 = \psi$ dan

$S_2 / t + O_2 / 2 = \varphi$

Maka persamaan di atas menjadi :

$$(I_1 + I_2) / 2 + \psi = \varphi$$

Keterangan :

ψ : Tampungan pertama (m^3/s)

φ : Tampungan kedua, dipakai sebagai debit outflow (m^3/s)

Penelusuran Banjir di Saluran Pelimpah (*Spillway*)

Penelusuran banjir (*flood routing*) bendungan yang akan memberikan gambaran hubungan antara banjir rencana, *storage* bendungan, dan *outflow* pada *spillway*. Dianalisis antara lain untuk keperluan perhitungan lebar pelimpah yang dibutuhkanm supaya tidak terjadi *overtopping* pada tanggul.

Data teknis untuk perhitungan pelimpah di Bendungan Cacaban adalah:

Tabel 4.26 Hubungan Antara Elevasi MAW, Tampungan dan Debit pada Bendungan Cacaban (Q 125 Tahun)

No	Elevasi	H	Tampungan (S)	S/dt	Debit (Q)	Q/2	ψ	φ
	(m)	(m)	(m^3)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)
1	77,5	0	9160000	2544,444	0	0	2544,444	2544,444
2	77,6	0,1	9202000	2556,111	2,20	1,10	2555,009	2557,213
3	77,7	0,2	9244000	2567,778	6,23	3,12	2564,661	2570,895

4	77,8	0,3	9286000	2579,444	11,45	5,73	2573,718	2585,171
5	77,9	0,4	9328000	2591,111	17,63	8,82	2582,295	2599,928
6	78	0,5	9370000	2602,778	24,64	12,32	2590,456	2615,099
7	78,1	0,6	9412000	2614,444	32,39	16,20	2598,248	2630,641
8	78,2	0,7	9454000	2626,111	40,82	20,41	2605,701	2646,521
9	78,3	0,8	9496000	2637,778	49,87	24,94	2612,841	2662,714
10	78,4	0,9	9538000	2649,444	59,51	29,76	2619,689	2679,2
11	78,5	1	9580000	2661,111	69,70	34,85	2626,261	2695,961
12	78,6	1,1	9620000	2672,222	80,41	40,21	2632,016	2712,428
13	78,7	1,2	9660000	2683,333	91,62	45,81	2637,522	2729,145
14	78,8	1,3	9700000	2694,444	103,31	51,66	2642,789	2746,1
15	78,9	1,4	9740000	2705,556	115,46	57,73	2647,826	2763,285
16	79	1,5	9780000	2716,667	128,05	64,02	2652,643	2780,69
17	79,1	1,6	9820000	2727,778	141,06	70,53	2657,246	2798,309
18	79,2	1,7	9860000	2738,889	154,49	77,25	2661,643	2816,135
19	79,3	1,8	9900000	2750	168,32	84,16	2665,839	2834,161
20	79,4	1,9	9940000	2761,111	182,54	91,27	2669,84	2852,382
21	79,5	2	9980000	2772,222	197,14	98,57	2673,652	2870,793

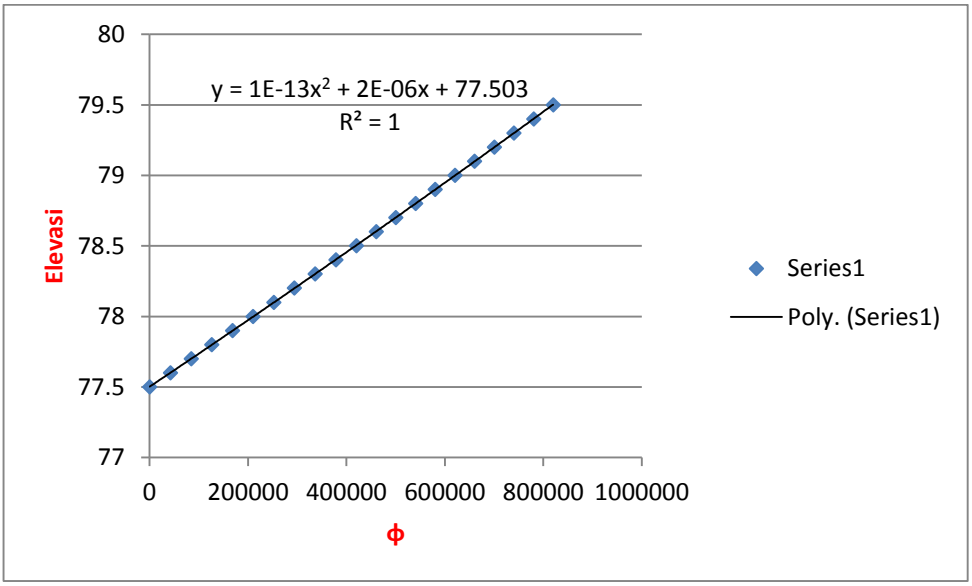
(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

Keterangan:

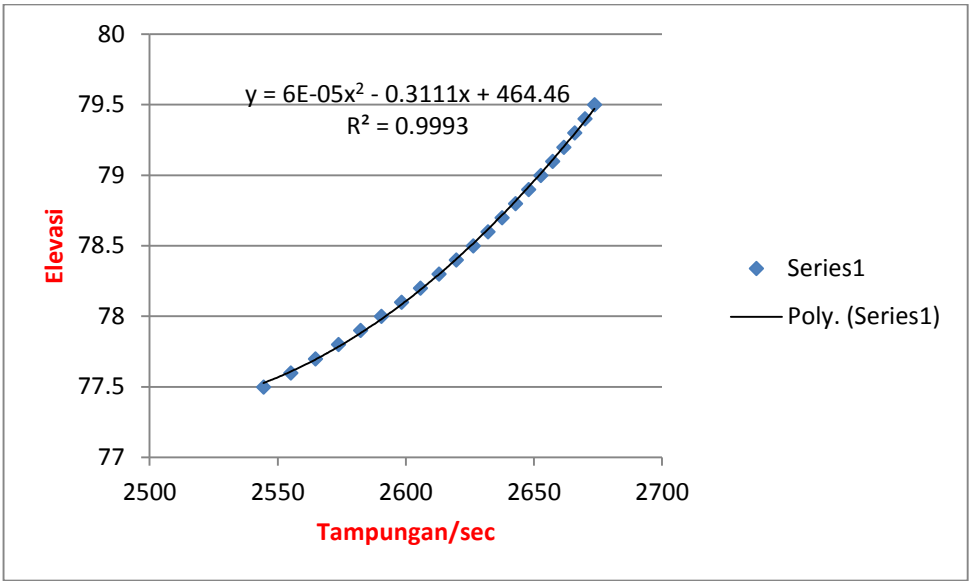
φ : $S + Q_2.dt / 2$

ψ : $S - Q_1.dt / 2$

Dari tabel di atas diambil hubungan antara φ dan elevasi serta antara elevasi dan debit untuk perhitungan selanjutnya.



Gambar 4.9 Hubungan antara φ dan elevasi



Gambar 4.10 Hubungan antara elevasi dan debit (tampungan/sec)

Tabel 4.27 Hitungan Penelusuran Banjir Melalui *Spillway*

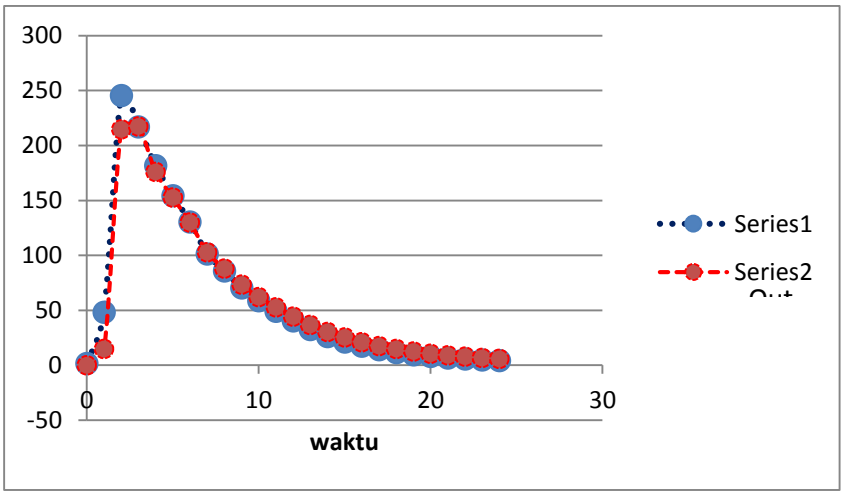
Waktu	**Debit (Q)**	**$(I_n+I_{n+1})/2$**	**ψ**	**φ**	**Outflow**	**H**	**Elevasi**
(jam)	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m)**	**(m)**
0	1,896	0,948	440,710	441,658	0	0	77,5
1	48,537	25,216	440,603	465,819	14,775	0,356	77,856
2	245,908	147,223	440,071	587,294	214,842	2,118	79,618
3	217,099	231,503	440,066	671,569	217,569	2,136	79,636
4	181,886	199,492	440,151	639,643	176,029	1,855	79,355
5	154,614	168,250	440,201	608,451	152,760	1,687	79,187
6	130,594	142,604	440,253	582,857	130,024	1.515	79,015
7	101,514	116,054	440,319	556,373	102,859	1,296	78,796
8	86,153	93,834	440,357	534,191	88,067	1,169	78,669
9	70,619	78,386	440,397	518,783	73,539	1,036	78,536
10	58,808	64,713	440,431	505,144	62,034	0,925	78,425
11	49,352	54,080	440,460	494,540	52,709	0,830	78,330
12	40,628	44,990	440,487	485,477	44,345	0,740	78,240
13	32,707	36,668	440,513	477,181	36,786	0,653	78,153

14	26,406	29557	440,536	470,093	30,477	0,576	78,076
15	21,394	23,900	440,557	464,457	25,308	0,509	78,009
16	17,406	19,400	440,574	459,974	21,091	0,451	77,951
17	14,234	15,820	440,589	456,410	17,654	0,400	77,900
18	11,711	12,973	440,602	453,575	14,851	0,357	77,857
19	9,704	10,707	440,614	451,321	12,562	0,319	77,819
20	8,107	8,905	440,624	449,529	10,689	0,287	77,787
21	6,837	7,472	440,632	448,104	9,155	0,258	77,758
22	5,826	6,332	440,639	446,971	7,897	0,234	77,734
23	5,023	5,425	440,646	446,070	6,863	0,213	77,713
24	4,383	4,703	440,651	445,354	6,011	0,195	77,695
					Maksimum	2,136	79,636

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

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

Berdasarkan hasil hitungan penelusuran banjir melalui *spillway* pada tabel 4.32 maka hidrograf *outflow* dan *inflow* dapat disajikan dalam bentuk grafik seperti yang diperlihatkan pada gambar 4.11



Gambar 4.11 Hidrograf *inflow* dan *ouflow*

4.6 Perencaan Ulang Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Bangunan pelimpah berfungsi untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam bendungan agar tidak membahayakan keamanan tubuh bendungan. Pada perencanaan bangunan pelimpah Bendungan Cacaban dipakai debit banjir rencana 125 tahun sebesar 217,569 m^3/s.

Gambar 4.12 Bangunan pelimpah Bendungan Cacaban

Gambar 4.13 Retaknya lantai *spillway*

Gambar 4.14 Runtuhnya struktur *spillway*

Bagian-bagian dari bangunan pelimpah yang direncanakan adalah:

a) Penampang mercu pelimpah
b) Saluran transisi
c) Saluran peluncur
d) Bangunan peredam energi

4.6.1 Mercu Bangunan Pelimpah

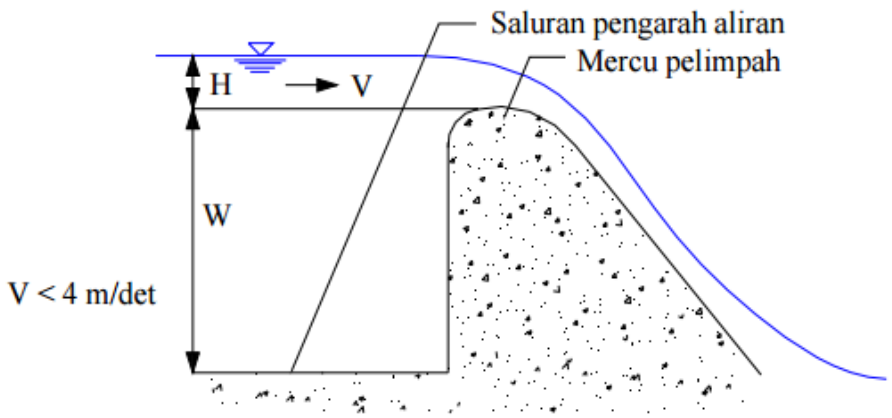
Tahap-tahap dalam merencanakan penampang mercu pelimpah adalah:

a) Menentukan kedalaman saluran pengarah
b) Menghitung kedalaman kecepatan pada saluran pengarah
c) Menghitung koordinat penampang mercu pelimpah
d) Analisis hidrolis mercu pelimpah

a. Kedalaman Saluran Pengarah

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

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



Gambar 4.15 Kedalaman saluran pengarah aliran terhadap puncak mercu

Dari analisis data sebelumnya di mana didapat :

- Elevasi mercu spillway = 77,5 m
- Ketinggian air di atas mercu (H) = 2,136 m , elevasi 79,636 m
- Q*out* yang melewati *spillway* (Q) = 217,569 m^3/s

- Lebar ambang mercu bendungan (b) = 41 m

Maka :

W $\geq \frac{1}{5}\ H$ (Sosrodarsono, 1976)

W = $\frac{1}{5}\ x\ 1{,}26 = 0{,}248$ m

Dipakai W = 1,5 m

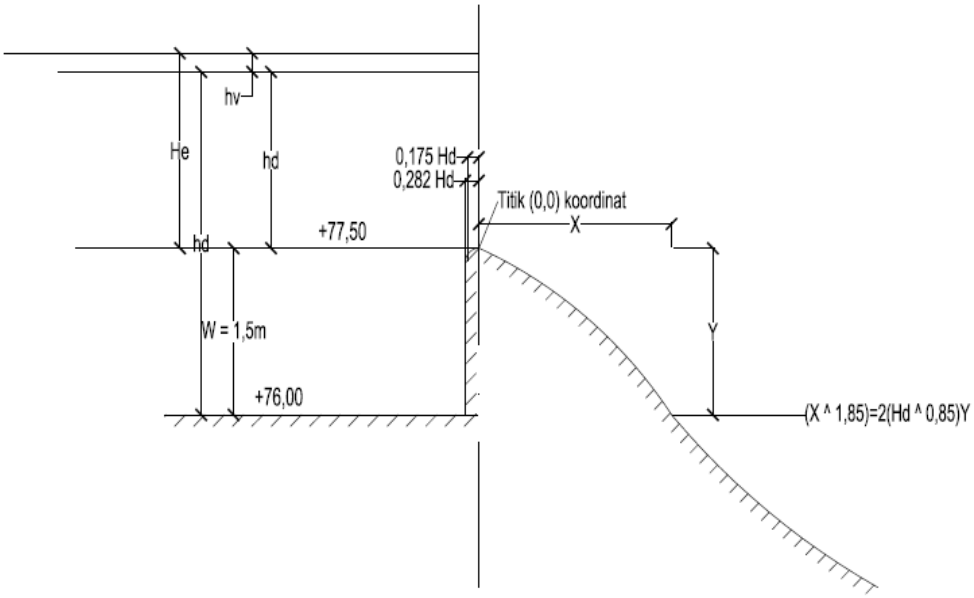
b. Kedalaman Kecepatan Aliran

Dipakai tipe bendung pelimpah dengan Ambang *Ogee*. Dari analisis data sebelumnya, maka hasil perhitungannya adalah:

Debit, lebar mercu dan tinggi muka air di atas mercu bendung

Dari hasil *flood routing* didapatkan :

- Q*out* lewat *spillway* (Q) = 217,569 m³/s
- Lebar mercu bendung (L) = 41 m
- Tinggi tekanan air di atas mercu bendung (H) =2,136 m



Gambar 4.16 Skema aliran air melintasi sebuah pelimpah

- Bef = B = 41 m

- Kedalaman saluran pengarah = 1,5 m
- Tinggi tekanan air total diukur dari dasar saluran pengarah

  H total = 1,50 + 2,136 = 3,636 m
- Kecepatan pada saluran pengarah

  Diasumsikan nilai hd pada saluran pengarah = 2,98 m

  $V = \frac{Q}{A} = \frac{217,569}{2,98\ x\ 41} = 1,781$ m^3/s
- Jadi tinggi kecepatan aliran :

  $h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1,781)^2}{(2\ x\ 9,8)} = 0,162$ m

  He = 2,98 + 0,162 = 3,142 m ≈ Htotal (= 3,636 m)

  Jadi nilai hd = 2,98 m diterima

c. Penampang Mercu Pelimpah

Untuk merencanakan permukaan ambang *ogee* dipakai metode yang dikembangkan oleh *Civil Engineering Department U.S. Army* atau biasa disebut rumus lengkung *Harold.*

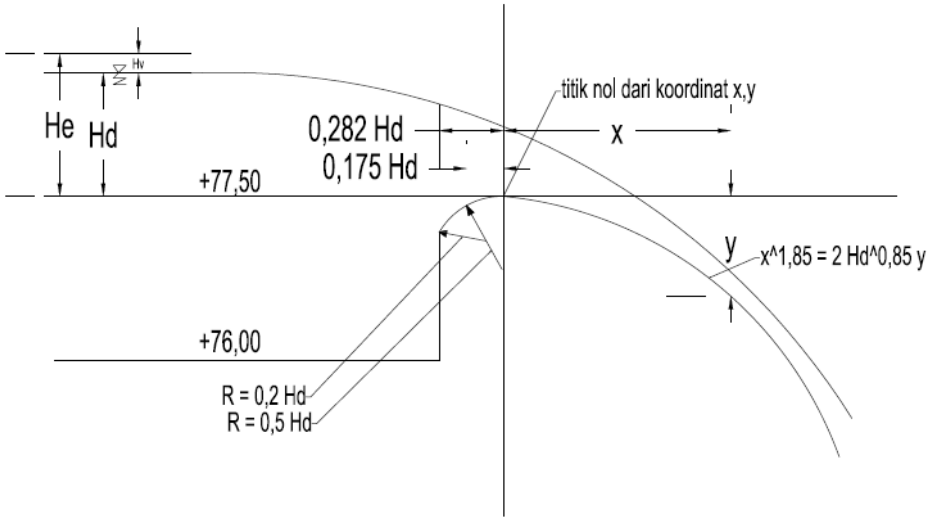
Rumus lengkung *Harold*

$X^{1,85} = 2 \text{ x } Hd^{0,85} \text{ x } Y$

$Y = \frac{X^{1,85}}{2\ x\ h_d{}^{0,85}}$

(Sosrodarsono, 1976)

Keterangan :



Gambar 4.17 Penampang mercu pelimpah

X : Jarak horizontal dari titik tertinggi mercu bendung ketitik dipermukaan mercu disebelah hilir

Y : Jarak vertical dari titik tertinggi mercu bendung ketitik dipermukaan mercu disebelah hilir

Hd : Tinggi tekanan rencana

Hd mercu pelimpah = 2,98 – 1,5 = 1,48 m

R_1 = 0,5 hd = 0,5 x 1,48 = 0,74 m

R_2 = 0,2 hd = 0,2 x 1,48 = 0,296 m

X_{hulu1} = 0,175 hd = 0,175 x 1,48 = 0,259 m

X_{hulu2} = 0,282 hd = 0,282 x 1,48 = 0,417 m

Tabel 4.28 Koordinat penampang ambang bendung pelimpah

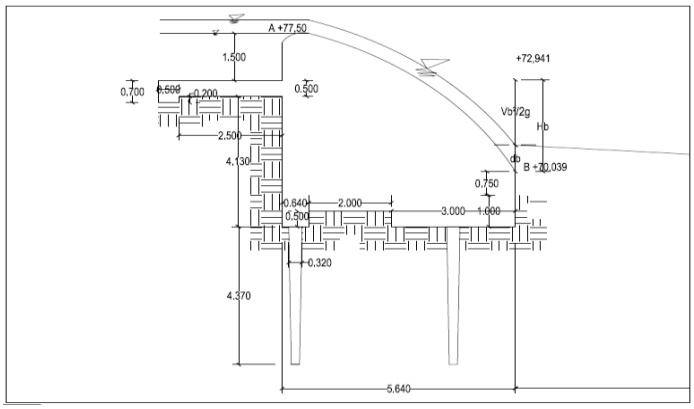
Koordinat Lengkung		Elevasi Lengkung
x	y	
0,2	0,010	77,5

0,4	0,036	77,464
0,6	0,077	77,387
0,8	0,131	77,256
1	0,198	77,058
1,2	0,277	76,782
1,4	0,368	76,413
1,6	0,472	75,942
1,8	0,586	75,355
2	0,713	74,643
2,2	0,850	73,793
2,4	0,998	72,795
2,6	1,158	71,637
2,8	1,328	70,309

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

d. Analisis hidrolis mercu pelimpah

Di titik A :



Gambar 4.18 Skema aliran pada mercu pelimpah

- kecepatan aliran (V) = 1,781 m/s (V1)
- tinggi tekanan kecepatan aliran (hv_A) = 0,162 m
- tinggi aliran (hd_A) = 1,48 m

Di titik B :

- Kecepatan aliran pada kaki pelimpah :

Vb = $\sqrt{2g\ (Z - 0{,}5H)}$

= $\sqrt{2\ x\ 9{,}8\ (\ 2{,}808 - 0{,}5\ x\ 1{,}48)}$

= 6,367 m/s

hv $= \frac{V^2}{2g} = \frac{(9,679)^2}{(2\ x\ 9,8)} = 2,068$ m

- Elevasi muka air pada kaki pelimpah :

Q = V x A

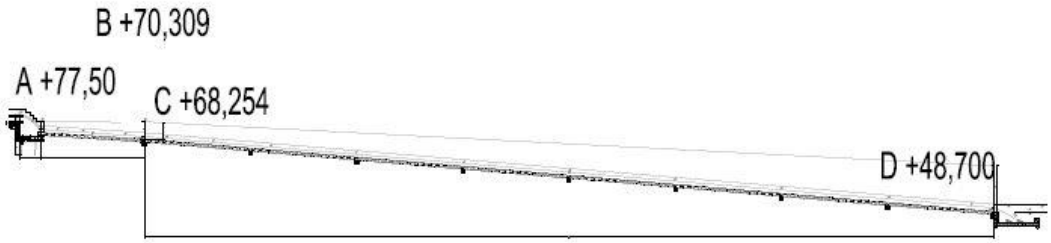
217,569 = 6,367 x (41 x hd)

hd = 0,834 m

Hb = 0,834 + 2,068 = 2,902 m

- *Froude number* pada titik B adalah :

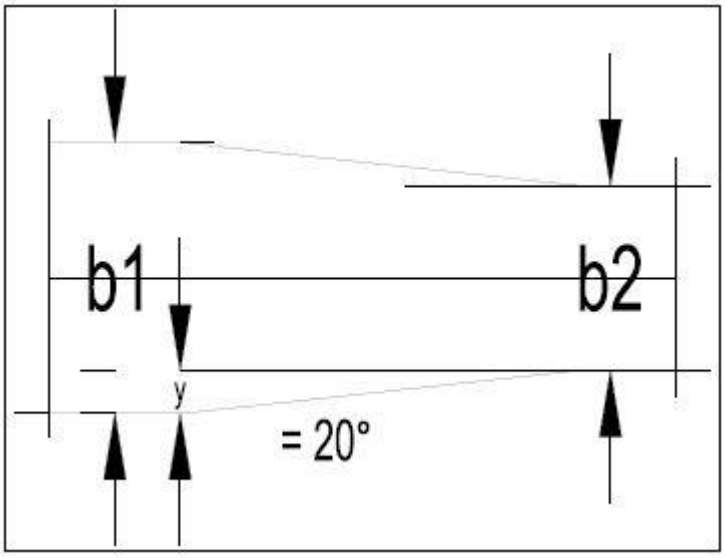
Fr $= \frac{V}{\sqrt{g\ .hd}} = \frac{6,367}{\sqrt{9,8\ .0,834}} = 2,228$



Gambar 4.19 Potongan memanjang *spillway*

4.6.2 Saluran Transisi

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan tidak menimbulkan air terhenti (*back water*) dibagian hilir saluran samping dan memberikan kondisi yang paling menguntungkan, baik pada aliran didalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur. Bentuk saluran transisi ditentukan sebagai berikut,



Gambar 4.20 Skema bagian saluran transisi pada bangunan pelimpah

b1 = 41 m,

b2 = 28 m

θ = 20°

maka :

y = $\frac{(41-28)}{2}$ = 6,5 m

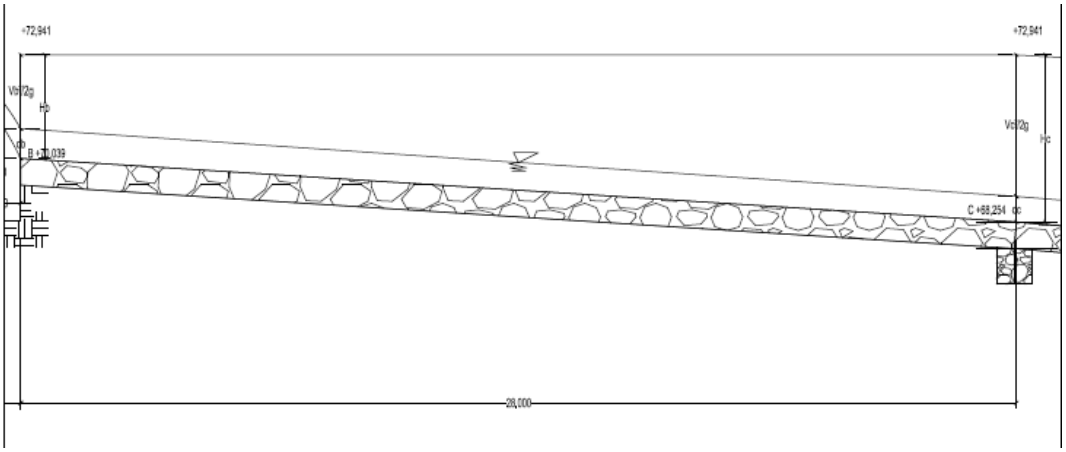
1 = $\frac{y}{tg\theta}$ = $\frac{6,5}{tg\ 20}$ = 17,859 m

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

0,1 = $\frac{\Delta H}{17,859}$

ΔH = 1,786

Analisis hidrolis titik C :



Gambar 4.21 Skema memanjang aliran pada saluran transisi

$$\frac{Vb^2}{2g} = 2{,}068\ m$$

db = 0,834 m

Hc = $\Delta H + \frac{V^2}{2g} + db$

= 1,786 + 2,068 + 0,834

= 4,687 m

Hc = $d_{c2} + \frac{{V_{c2}}^2}{2g} + K\ \frac{Vb^2 - Vc^2}{2g} + hm$

hm = $L\ .\frac{Q^2\ n^2}{A^2 R^{4/3}}$ = $17{,}859\ .\frac{(217{,}569)^2\ 0{,}011^2}{(20{,}052)^2 (23)^{4/3}} = 0{,}00389$

Keterangan :

Vb	:	Kecepatan aliran titik B = 9,679 m^3/dt
db	:	Kedalaman aliran titik B = 0,548 m
dc	:	Kedalaman aliran titik C
Vc	:	Kecepatan aliran titik C
K	:	Koefisien kehilangan energi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran transisi = 0,1
hm	:	Kehilangan energi akibat gesekan
n	:	Koefisien *manning* = 0,011
L	:	Panjang saluran = 28 m

Q : Debit pada saluran

R : Jari-jari hidrolis rata-rata = 23 m

A : Luas penampang saluran rata-rata = 20,052

Vrt : Kecepatan rata-rata

Diasumsikan nilai Vc = 7,5 m/s

Q = V x A

217,569 = 10,85 (28 x dc)

dc = 0,716

Hc $= dc + \frac{Vc^2}{2g} + K\ \frac{Vrt^2}{2g} + hm$

Hc $= 0{,}716 + \frac{(10{,}85)^2}{2\ x\ 9{,}8} + 0{,}1\ \frac{(-4{,}483)^2}{2\ x\ 9{,}8} + 0{,}004$

= 5,168 m ≈ 4,687 m

Jadi nilai Vc = 7,5 m/s

Froude number pada titik C adalah :

Fr $= \frac{V}{\sqrt{g\ .hd}} = \frac{10{,}85}{\sqrt{9{,}8\ x\ 0{,}716}}$ = 235

4.6.3 Saluran Peluncur

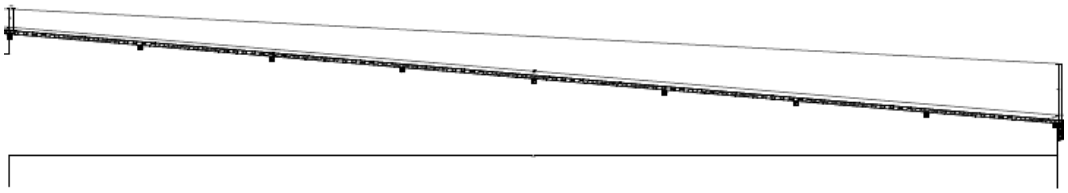
Pada perencanaan bangunan pelimpah antara tinggi mercu dengan bangunan peredam energi diberi saluran peluncur (*flood way*). Saluran ini berfungsi untuk mengatur aliran air yang melimpah dari mercu dapat mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis. Dalam merencanan saluran peluncur harus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

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

Saluran peluncur dalam perencanaan ini dibentuk sebagai berikut :

- Tampak atas lurus.
- Penampang melintang berbentuk segi empat.
- Kemiringan diatur sebagai berikut

41 m tahap pertama dengan kemiringan = 0,25 dengan lebar saluran = 30 m, kemudian 28 m tahap kedua dengan kemiringan = 0,25 tetapi penampang melebar tetap 28 m.



Gambar 4.22 Penampang memanjang saluran peluncur

Bagian yang berbentuk terompet pada ujung saluran peluncur bertujuan agar aliran dari saluran peluncur yang merupakan alira super kritis dan mempunyai kecepatan tinggi, sedikit demi sedikit dapat dikurangi akibat melebarnya aliran dan aliran tersebut menjadi semakin stabil.

Vc = 7,5 m^3/s

Dc 1,036 m8

$\frac{Vb^2}{2g} = 2{,}068\ m$

S = 0,25

L = 230 m

Hd = 2,068 + 1,036 + (0,25 x 230)

= 60,604 m

Hd = $dd + \frac{Vd^2}{2g} + hm$

hm = $L\ \frac{Q^2\ n^2}{A^2 R^{4/3}} = 230\ \frac{(217{,}569)^2\ (0{,}011)^2}{(20{,}052)^2 (23)^{4/3}} = 0{,}02393$

Keterangan :

Vc	:	Kecepatan aliran titik C
dc	:	Kedalaman aliran titik C
dd	:	Kedalaman aliran titik D
Vd	:	Kecepatan aliran titik dD
hm	:	Kehilangan energi akibat gesekan = 0,007
n	:	Koefisien *manning* = 0,011
L	:	Panjang saluran = 230 m
Q	:	Debit pada saluran = 217,569
R	:	Jari-jari hidrolis rata-rata = 23
2A	:	Luas penampang saluran rata-rata = 28 x 0,0716 = 29,009

Diasumsikan nikai Vd = 15,2 m^3/s

Q = Vd x A

217,569 = 15,2 x (28 x dd)

dd = 0,511

Hd $= dd + \frac{Vd^2}{2g} + hm$

$= 0{,}511 + \frac{(15{,}2)^2}{2\ x\ 9{,}8} + 0{,}007$

= 12,305 m

Jadi nilai Vd = 15,2 m/s diterima

Froude number pada titik C adalah :

Fr $= \frac{V_2}{\sqrt{g\ .hd_2}} = \frac{15{,}2}{\sqrt{9{,}8\ x\ 0{,}511}} =$ 6,791

4.6.4 Bangunan Peredam Energi

Guna meredusir energi aliran air dari saluran peluncur *spillway*, maka di ujung hilir saluran tersebut dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energy pencegah gerusan (*scour protection stilling basin*). Perhitungan kolam olak digunakan rumus-rumus sebagai berikut :

V = Kecepatan awal loncatan (m/dt) = 15,02 m/s

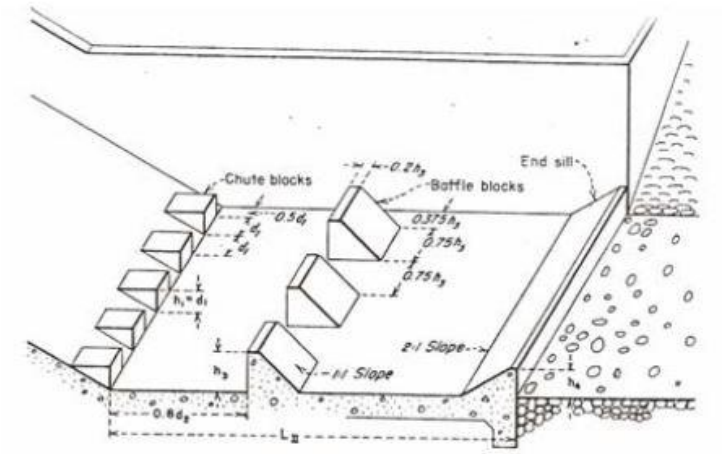
g = Percepatan gravitasi = 9,8 m²/s

B = Lebar saluran = 28 m

Debit air per meter lebar bangunan peredam energy = $\frac{217,569}{28} = 7,770$ m^3/s

Dari data-data diatas maka bangunan peredam energi yang memenuhi adalah kolam olakan datar tipe III. Syarat pemakaian kolam olakan datar tipe III,

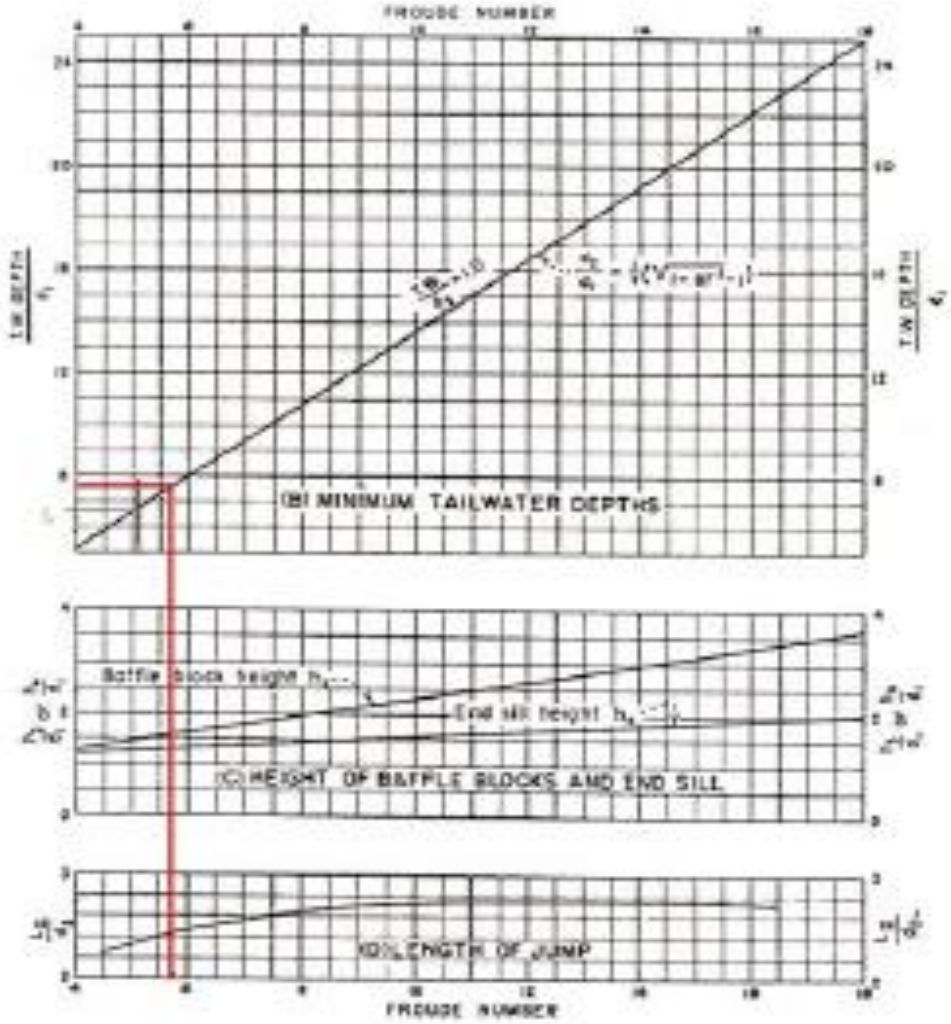
- Q < 18,5 m^3/s
- V < 18,0 m/s
- Bilangan *Froude* > 4,5



Gambar 4.23 Bentuk kolam olakan

Didapat bahwa pada debit sebesar 217,569 m^3/s elevasi muka air pada hilir bangunan peredam energi sebesar + 71,34 m.

Dengan elevasi dasar saluran bangunan peredam energi sebesar + 67,4 m, maka ketinggian muka air pada bagian hilir adalah 3,94 m.



Gambar 4.24 Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar

Dengan Fr = 6,8 (dari grafik pada gambar di atas) didapatkan nilai

L/D2 = 2,88

L/3,94 = 2,88

L = 11,374 ~ 12 m

Debit satuan lebar = Q/B

= 7,770 m^3/s

Jadi dimensi kolam olak = 28 m x 12 m

Gigi-gigi pemencar aliran yang berfungsi sebagai pembagi berkas aliran terletak di ujung saluran sebelum masuk ke dalam kolam olakan. Sedangkan gigi-

gigi benturan yang berfungsi sebagai penghadang aliran serta mendeformir loncatan hidrolis menjadi pendek terletak pada dasar kolam olakan. Adapun ambang ujung hilir kolam olakan dibuat rata tanpa bergerigi.

- Ukuran gigi-gigi pemencar aliran adalah D1 = 1,5 m, karena lebar ujung saluran peluncur adalah 28 m maka jumlah gigi-gigi dibuat = 12 buah @ 1,25 m, jarak antara gigi-gigi = 1 m dan jarak tepi ke dinding masing-masing = 1 m

  Cek jumlah jarak = (12 x 1,25) + (11 x 1) + (2 x 1) = 28 m

- Ukuran gigi-gigi pembentur aliran didapatkan

  Fr = 6,8

  D1 = 1,5

  $\frac{H_3}{D_3}$ = 1,76

  H_3 = 2,64 ~ 2,75 m

  Lebar kolam olak adalah 2,75 m, maka jumlah gigi pembentur dibuat = 8 buah @ (2,5 H3 = 2,75 m) cm, jarak antara gigi-gigi = 1 m dan jarak tepi ke dinding masing-masing = 0,5 m

  Cek jumlah jarak = (8 x 2,5) + (7 x 1) + (2 x 0,5) = 28 m

- Kemiringan ujung hilir gigi-gigi pembentur 2:1

  Dihitung besarnya tinggi ambang hilir

  Fr = 6,8

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

  H_4 = 2,1 m

4.6.5 Tinggi jagaan

Tinggi jagaan pada bangunan pelimpah (*spillway*) dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

Fb = C . V . d

atau

Fb = 0,6 + 0,037 . V. $d^{1/3}$

Fb minimal = 0,5 s/d 0,6 m di atas permukaan aliran

Keterangan :

Fb	:	Tinggi jagaan
C	:	Koefisien = 0,1 untuk penampang saluran berbentuk persegi panjang dan 0,13 untuk penampang berbentuk trapesium
V	:	Kecepatan aliran (m/s)
d	:	Kedalaman air di dalam saluran (m)

Tinggi jagaan pada kolam olakan adalah sebagai berikut :

d = 3,94 m

b = 28 m

A = 3,94 x 28 = 110,32 m²

V $= \frac{Q}{A} = \frac{217,569}{118,2} = 1,972$ m/s

Tinggi jagaan :

Fb = 0,13 x 1,841 x 3,94

Fb = 1,010 m

Atau

Fb = 0,6 + (0,037 x 1,972 x $3,94^{1/3}$)

Fb = 0,715 m

Dipakai nilai tertinggi yaitu Fb = 1,010 m dibulatkan Fb = 1,00 m.

4.6.6 Analisis Stabilitas Bangunan Pelimpah

Bangunan utama seperti bangunan pelmpah harus dicek stabilitasnya terhadap erosi bawah tanah dan bahan runtuh akibat naiknya dasar galian (*heave*) atau rekahnya pangkal hilir bangunan. Bahaya terjadinya erosi bawah tanah dapat dicek dengan beberapa metode empiris, seperti metode Bligh, metode Lane, dan metode Koshia. Metode Lane yang juga disebut metode angka rembesan Lane adalah metode yang dianjuran untuk mencek bangunan-bangunan utama untuk mengetahui adanya erosi bawah tanah. Metode ini memberikan hasil yang aman dan mudah dipakai, untuk bangunan-bangunan yang relatif kecil, metode-metode lain mungkin dapat memberikan hasil-hasil yang lebih baik, tetapi penggunaannya lebih sulit. Metode ini membandingkan panjang jalur rembesan di bawah bangunan di sepanjang bidang kontak bangunan/pondasi dengan beda tinggi muka air antara kedua sisi bangunan, disepanjang jalur perkolasi ini, kemiringan yang lebih curam dari 45° dianggap vertikal dan yang kurang dari 45° dianggap horisontal. Jalur vertikal dianggap memiliki daya tahan terhadap aliran 3 kali lebih kuat daripada jalur horisontal (*Hardiyatmo, 2010*).

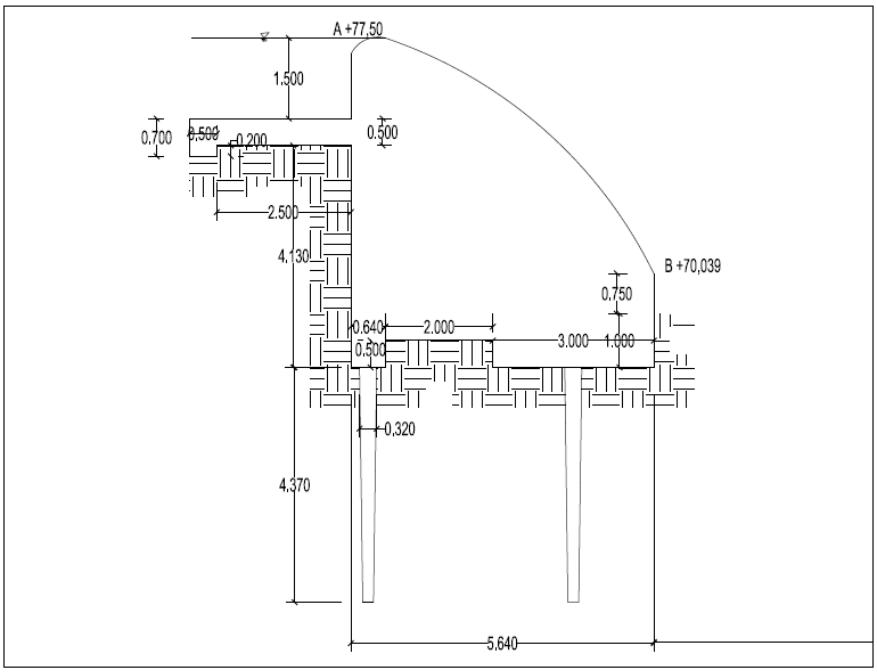
Nilai Angka Aman untuk *weighted-creep-ratio* (C_w) dapat dilihat pada Tabel 4.29

Tabel 4.29 Nilai Angka Aman untuk *Weighted Creep Ratio* (C_w)

Jenis Tanah Dasar	Angka aman (C_w)
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal & kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

Perhitungan stabilitas bangunan pelimpah ditinjau dengan dua kondisi yaitu pada kondisi normal dan pada kondisi air banjir.

a. Pada Kondisi Normal



Gambar 4.25 Rembesan dan tekanan air tanah di bawah pelimpah kondisi normal

Rumus Lane :

$$L_w = \frac{L_v + {}^1/_3\, L_h}{\Delta H} \geq \Delta H$$

Keterangan :

L_w : Panjang jalur rembesan (*weigh creed distance*)

L_H : Panjang jalur rembesan horizontal (m)

L_V : Panjang jalur rembesan vertikal (m)

L_x : Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x (m)

ΔH : Beda tinggi muka air

Tabel 4.30 Perhitungan Rembesan dan Tekanan Air Tanah Kondisi Muka Air Normal

No	Garis	L_V	L_H	1/3 L_H	L_x	L	Δ H

Titik	Batas	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
B	B-C	0,7	0,00	0,00	0,00	15,53	8,7
C	C-D	0,0	0,50	0,17	0,70	15,53	8,7
D	D-E	0,2	0,00	0,00	0,87	15,53	8,7
E	E-F	0,0	2,50	0,83	1,07	15,53	8,7
F	F-G	9,0	0,00	0,00	1,90	15,53	8,7
G	G-H	0,0	0,64	0,21	10,90	15,53	8,7
H	H-I	0,5	0,00	0,00	11,11	15,53	8,7
I	I-J	0,0	2,00	0,67	11,61	15,53	8,7
J	J-K	0,5	0,00	0,00	12,28	15,53	8,7
K	K-L	0,0	3,00	1,00	12,78	15,53	8,7
L	L-M	1,75	0,00	0,00	13,78	15,53	8,7
M		0,0	0,00	0,00	15,53	15,53	8,7

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)

- Panjang rembesan (Menurut *Lane*)

$L_w = \frac{L_v + {}^1/_3\, L_h}{\Delta H} = \frac{1,75 + 13,78}{8,7}$ =1,785

Dari penyelidikan tanah pada lokasi bangunan pelimpah pondasi bangunan pelimpah terletak pada lapisan lempung, sedikit berpasir, sangat keras. Dari KP-06 Standar Perencanaan Irigasi, harga aman untuk jenis tanah tersebut, C_w = 1,6

- Kontrol

Karena $L_w > C_w$ = 1,814 > 1,6 batas maka struktur bangunan pelimpah pada saat kondisi muka air normal aman terhadap rembesan.

b. Pada Kondisi Air Banjir

- Angka rembesan (Menurut *Lane*)

$L_w = \frac{L_v + {}^1/_3\, L_h}{\Delta H} = \frac{1,75 + 13,78}{9,34}$ = 1,663 m

Dari penyelidikan tanah pada lokasi bangunan pelimpah pondasi bangunan pelimpah terletak pada lapisan lempung, sedikit berpasir, sangat keras. Dari KP-06 Standar Perencanaan Irigasi, harga aman untuk jenis tanah tersebut, C_w = 1,6

- Kontrol

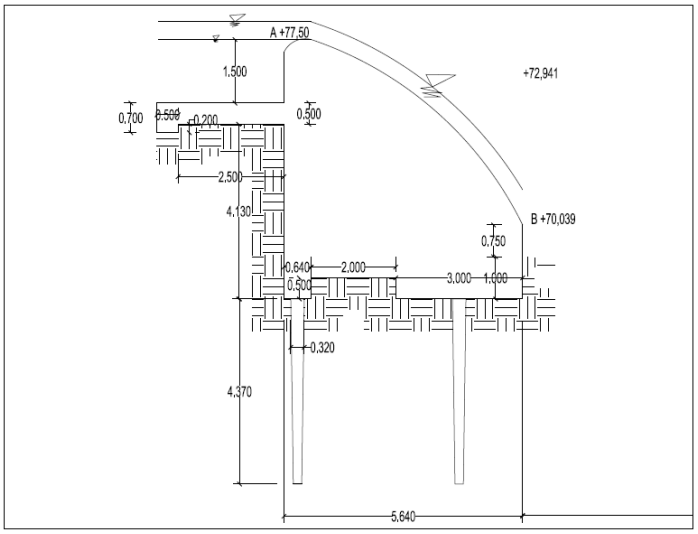
Faktor remberan / creep ratio (L_w) = 1,690

Karena $L_w > C_w = 1,663 > 1,6$ batas maka struktur bangunan pelimpah pada saat kondisi muka air aman terhadap rembesan.

Tabel 4.31 Perhitungan Rembesan dan Tekanan Air Tanah
Kondisi Muka Air Banjir

Titik	Garis	L_V (m)	L_H (m)	1/3 L_H (m)	L_x (m)	L (m)	Δ H (m)
B	B-C	0,7	0,00	0,00	0,00	15,53	9,34
C	C-D	0,0	0,50	0,17	0,70	15,53	9,34
D	D-E	0,2	0,00	0,00	0,87	15,53	9,34
E	E-F	0,0	2,50	0,83	1,07	15,53	9,34
F	F-G	9,0	0,00	0,00	1,90	15,53	9,34
G	G-H	0,0	0,64	0,21	10,90	15,53	9,34
H	H-I	0,5	0,00	0,00	11,11	15,53	9,34
I	I-J	0,0	2,00	0,67	11,61	15,53	9,34
J	J-K	0,5	0,00	0,00	12,28	15,53	9,34
K	K-L	0,0	3,00	1,00	12,78	15,53	9,34
L	L-M	1,75	0,00	0,00	13,78	15,53	9,34
M		0,0	0,00	0,00	15,53	15,53	9,34

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2017)



Gambar 4.26 Rembesan dan tekanan air tanah di bawah pelimpah kondisi muka air banjir

BAB V

SIMPULAN DAN SARAN

5.1 Simpulan

Berdasarkan perhitungan dan analisa yang dilakukan sesuai dengan rumusan masalah pada kajian ini, maka dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

Besar intensitas curah hujan di Bendungan Cacaban untuk kala ulang 125 tahun pada tahu 2012 adalah 176,169 mm/jam, dan hasil perhitungan intensitas curah hujan yang kami hitung sebesar 153,523 mm/jam. Hal ini menunjukan terjadinya penurunan curah hujan pada tahun 2010 sampai dengan 2012 yang berimbas pada hasil perhitungan debit banjir rancangan.

Kemudian besar debit banjir rancangan di Bendungan Cacaban untuk kala ulang 125 tahun pada tahun 2012 yang dimana menggunakan data sampai dengan tahun 2010 adalah 387,88 m^3/s , sedangkan hasil perhitungan debit banjir kala ulang 125 tahun yang kami hitung dengan menggunakan data sampai dengan tahun 2012 adalah sebesar 245,908 m^3/s;

Kemudian, desain ulang bangunan pelimpah yang sesuai secara hidrolis adalah sebagai berikut :

Tipe pelimpah yang digunakan adalah Channel Spillway. Ambang pelimpah direncanakan sebagai berikut, tipe ambang pelimpah adalah *channel spillway* tipe Ogee, lebar ambang pelimpah 41m tinggi ambang pelimpah 77,5 m

Pada saluran transisi panjang saluran transisi sepanjang 28 m, lebar saluran transisi 28 m.

Kemudian untuk saluran peluncur, panjang saluran peluncur adalah sebesar 230 m, lebar saluran peluncur hulu 28 m dan lebar saluran peluncur hilir 28 m.

Lalu pada Peredam energi menggunakan USBR Tipe III. Dan sesuai dengan perhitungan maka ditentukan elevasi dasar kolam olak 48,7 m, panjang kolam olak 12 m, elevasi hilir peredam energi 48,7 m.

Pada akhirnya didiapat hasil penelusuran banjir memperlihatkan kemampuan meredam banjir Q_{125} tahunan sebesar 28 m^3/s.

Dilakukannya redesain Spillway Bendungan Cacaban adalah karena *spillway* yang sekarang direncanakan/dibangun dengan data hujan 20 tahun sebelum tahun 1952, dan pada tahun 2017 ini digunakan data hujan dan data tanah tahun 2004 sampai dengan 2015. Karena seperti yang kita ketauhi curah hujan dan tata guna lahan antara tahu 1952 dan 2017 di sekitar lokasi *spillway* sudah berubah.

Dengan dilakukannya redesain *spillway* ini hasilnya adalah *spillway* yang semula memiliki lebar 58 m, setelah didesain ulang lebarnya menjadi 41 m. Hasil perhitungan penelusuran banjir (*flood routing*) yang merupakan dasar untuk menghitung debit *outflow* maksimum dari *spillway* Bendungan Cacaban yang semula pada tahun 2006 telah dilakukan pengujian oleh PT. Adiccon Mulya hanya 115,688 m^3/s pada elevasi maksimum 78,444 m, dan redesain yang kami rencanakan mendapatkan hasil debit outflow maksimum sebesar 217,569 m^3/s pada elevasi maksimum 79,636 m. Mengingat penduduk sebagian besar bekerja pada sector pertanian maka tingkat kesejahteraan masyarakat akan mengindikasikan adanya peningkatan produktifitas pertanian. Keberadaan *spillway* Bendungan Cacaban yang sudah diperbaiki nantinya, tetntunya akan lebih menjamin ketersediaan air dapat dioptimalkan dan diharapkan tingkat kesejahteraan masyarakat meningkat.

5.2 Saran

Pertama, penelitian dapat dilanjutkan dengan tema tentang analisis stabilitas geser, stabilitas guling dan stabilitas daya dukung tanah.

Kedua, perlu dilakukan analisis kapasitas tampungan Bendungan Cacaban.

DAFTAR PUSTAKA

Anonim. 1976. *Cara Menghitung Design Flood*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

Anonim. 1995. *Bendungan Besar di Indonesia*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

Adityo, J & Irviany. 2008. *Analisis Routing Aliran Melalui Reservoir Studi Kasus Waduk Kedung Ombo,* Tufas Akhir. Semarang: Program Studi Teknik Sipil Jurusan Teknik. Universitas Katolik Soegijapronoto.

BR, Sri Harto. 1993. *Analisis Hidrologi*. Jakarta : Gramedia Pustaka Utama.

DPMA. 1983. *Penyelidikan Waduk Cacaban di Sub Proyek Pemali Comal*, Direktorat Penyelidikan Air Dirjen, Dir.Jend. Pengairan Departemen Pekerjaan Umum.

Harto, Sri. 1993. *Analisa Hidrologi*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.

Hersfield, D.M., 1961. *Estimating the probable maximum precipitation. Amerika: American Civil Society of Civil Engineers*, Journal Hydraulics Division, vol 87.

Hersfield, D.M., 1965. *Method For Estimating the probable maximum precipitation. Amerika*: Journal American Waterwork Association, vol 3.

Hilaludin dan Santoso, J. (2008), *Perencanaan Dam dan Spillway Yang Dilengkapi PLTMH di Kampus Tembalang*, Tugas Akhir, Universitas Diponegoro Teknik Sipil.

Jagatpratista, Elang, & Imron, Muhammad. 2009. *Perencanaan Embung Panohan Kecamatan Gunem Kabupaten Rembang*. Tugas Akhir. Semarang: Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik. Universitas Diponegoro.

Loebis, Joesron., 1992, *Banjir Rencana Untuk Bangunan Air*. Jakarta: Penerbit Pekerjaan Umum.

Soemarto, C.D., 1987., *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.

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

Soewarno. 2000. *Hidrologi Operasional Jilid ke-1*. Bandung: Citra Aditya Bakti.

Sosrodarsono, Suyono & Takeda, Kensaku 1976. Hidrologi Untuk Pengairan. Jakarta: Pradnya Paramita.

Sosrodarsono, Suyono & Takeda, Kensaku. 1977. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta: Pradnya Paramita.

Sosrodarsono, Suyono & Kazuto Nakazawa. 2000. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta: Pradnya Paramita.

Suripin, 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi Offset.

Suyono, 2003, *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta: Pradnya Paramita.

United States Departement of The Interior Bureau of Reclamation (USBR). 1974. *Design of Small Dams.* New Delhi: A Water Resources Technical Publication, Oxford & IBH Publishing Co.

Lampiran 1 Foto kondisi eksisting di sekitar Bendungan Cacaban, Tegal

Gambar 1. Bangunan intake

Gambar 2. Tampunan air di Bendunga Cacaban,Tegal

Gambar 3. Tampungan air di Bendungan Cacaban, Tegal

Gambar 4. Pengecekan fungsi alat

Gambar 5. Tim checker

Lampiran 2 Data hujan Stasiun Lebaksiu, Stasiun Gegerbuntu dan Stasiun Jatinegara.

Lampiran 3 Tampak atas dan potongan melintang eksisting Spilway Bendungan Cacaban Tegal.

Lampiran 4 Potongan memanjang dan tampak atas desain ulang Spillway Bendungan Cacaban Tegal.