

**SKRIPSI**  
**KAJIAN ALTERNATIF TIPE TUBUH EMBUNG**  
**DALAM PERENCANAAN TUBUH EMBUNG LHOK GAJAH**  
**KABUPATEN ACEH UTARA**



**DISUSUN OLEH :**

**STEEVEN ALFYANUS RAO**

**11.21.904**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**  
**KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**  
**2014**

**LEMBAR PERSETUJUAN  
SKRIPSI**

**“KAJIAN ALTERNATIF TIPE TUBUH EMBUNG  
DALAM PERENCANAAN TUBUH EMBUNG LHOK GAJAH  
KABUPATEN ACEH UTARA”**

*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik Sipil S-1  
Institut Teknologi Nasional Malang*

**Disusun Oleh :**

**STEEVEN ALFYANUS RAO**

**11.21.904**

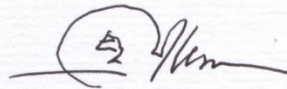
Menyetujui :

**Dosen Pembimbing I**



**Dr. Ir. Kustamar, MT**

**Dosen Pembimbing II**



**Ir. Endro Yuwono, MT**

Mengetahui :

**Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1**



**D. A. Agus Santosa, MT**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
KONSENTRASI TEKNIK SUMBER DAYA AIR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2014**

**LEMBAR PENGESAHAN  
SKRIPSI**

**“KAJIAN ALTERNATIF TIPE TUBUH EMBUNG  
DALAM PERENCANAAN TUBUH EMBUNG LHOK GAJAH  
KABUPATEN ACEH UTARA”**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi*

*Jenjang Strata satu ( S-1 )*

*Pada Hari : Kamis*

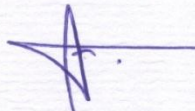
*Tanggal : 21 Agustus 2014*

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan  
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik*

**Disusun Oleh :  
STEEVEN ALFYANUS RAO  
11.21.904**

Disahkan Oleh :

**Ketua**



**Ir. A. Agus Santosa, MT**

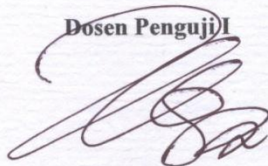
**Sekretaris**



**Lila Ayu Ratna Winanda, ST. MT**

Anggota Penguji :

**Dosen Penguji I**



**Ir. H. Hirijanto, MT**

**Dosen Penguji II**



**Ir. H. Edi Hargono, D. P. MS**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
KONSENTRASI TEKNIK SUMBER DAYA AIR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

**2014**





**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**  
**Jl. Bendungan Sigura-gura No.2 Telp. (0341) 551431 Malang**

### **PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : **STEEVEN ALFYANUS RAO**  
NIM : **11.21.904**  
Program Studi : **TEKNIK SIPIL S-1 / KONSENTRASI TEKNIK  
SUMBER DAYA AIR**  
Fakultas : **TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

### **“KAJIAN ALTERNATIF TIPE TUBUH EMBUNG DALAM PERENCANAAN TUBUH EMBUNG LHOK GAJAH KABUPATEN ACEH UTARA”**

Adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan tugas akhir ini hasil jiplakan atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, September 2014

Yang membuat pernyataan


( Steeven Alfyanus Rao )

# **“Kajian Alternatif Tipe Tubuh Embung Dalam Perencanaan Tubuh Embung Lhok Gajah Kabupaten Aceh Utara”**

Oleh : Steeven Alfyanus Rao 11.21.904

Dosen Pembimbing I : Dr. Ir. Kustamar, MT, Dosen Pembimbing II : Ir. Endro Yuwono., MT.

---

## **ABSTRAKSI**

Embung Lhok Gajah direncanakan pada Daerah Aliran Sungai Kr. Buluh yang berada di Kecamatan Kuta Makmur Kabupaten Aceh Utara Provinsi Aceh. Proyek ini bertujuan untuk meningkatkan swasembada pangan melalui penyediaan sarana dan prasarana sektor pertanian dan meningkatkan taraf hidup masyarakat pedesaan. Tujuan tugas akhir ini adalah suatu usaha untuk memenuhi kekurangan air pada saat memasuki musim kemarau, sehingga dapat memenuhi kebutuhan air irigasi sehingga produktifitas pertanian dapat bertambah. Sedangkan maksud dari tugas akhir ini adalah untuk mendesain Tubuh Embung agar sesuai dengan fungsinya.

Perencanaan Tubuh Embung Lhok Gajah ini meliputi analisa curah hujan rancangan, perencanaan debit banjir dengan menggunakan metode hidrograf Nakayasu, perhitungan debit andalan menggunakan metode F. J. Mock dan Perencanaan dimensi tubuh embung serta stabilitasnya.

Dalam penentuan muka air maksimum maka dilakukan analisa penelusuran banjir melalui Embung yang akhirnya didapat elevasi Muka Air Banjir (MAB) sebesar  $\pm 91.65$  m dan elevasi Muka Air Normal (MAN)  $\pm 91,40$  m sedangkan elevasi dasar sungai sebesar  $\pm 80.00$  m. Dengan menilai beberapa acuan maka elevasi puncak Embung adalah  $\pm 92.15$  m, didapat dari elevasi Muka Air Banjir ditambah dengan tinggi jagaan. Dari hasil analisa diatas maka diperoleh total tampungan embung 12.15 m dan lebar puncak embung 5.3 m dengan kemiringan hulu 1 : 3.00 dan di hilir 1 : 2.25 dan lebar dasar embung 66,46 m.

**Kata Kunci : Perencanaan Tubuh Embung, Embung Tipe Urugan, Kabupaten Aceh Utara.**

## KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan Puji Syukur kehadiran Tuhan Yesus Kristus yang telah memberikan hikmat serta kemampuan sehingga penulis dapat menyelesaikan Skripsi yang berjudul “*Kajian Alternatif Tipe Tubuh Embung Dalam Perencanaan Tubuh Embung Lhok Gajah Kabupaten Aceh Utara*”, yang merupakan salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik.

Tak lepas dari berbagai hambatan, rintangan, dan kesulitan yang muncul, namun berkat petunjuk dan bimbingan dari semua pihak yang telah membantu penulis dalam menyelesaikan Skripsi ini. Sehubungan dengan hal tersebut, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan rasa hormat dan terima kasih yang sebesar – besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Soeparno Djiwo, MT. selaku rector ITN Malang
2. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1.
4. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda, ST., MT. selaku Sekertaris Program Studi Teknik Sipil S-1.
5. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT. selaku Dosen Pembimbing I dan Koordinator Bidang Sumber Daya Air.
6. Bapak Ir. Endro Yuwono, MT. selaku Dosen Pembimbing II.
7. Bapak Ir. H. Hirijanto, MT. selaku Dosen Wali.

8. Keluargaku; Bapak, Ibu, beserta Saudara – saudaraku Tercinta, yang telah mendoakan dan mendukung saya sehingga dapat menyelesaikan Laporan Skripsi ini.
9. Wanita yang saya cintai Putri Setiawan yang selalu mendukung saya, mendoakan saya dan orang yang mengajarkan saya tentang arti kesabaran dalam menghadapi segala macam cobaan.
10. Kakak – kakak Teknik Sumber Daya Air S-1 dan semua teman – teman seperjuangan yang secara tidak langsung ikut membantu terselesainya laporan skripsi ini.

Dengan segala kerendahan hati penulis menyadari bahwa dalam penyusunan Skripsi ini masih jauh dari sempurna. Untuk itu kritik dan saran yang bersifat membangun dari pembaca sangat diharapkan oleh penulis guna memperbaiki isi dari bahasan ini. Akhir kata semoga apa yang telah penulis sampaikan dalam Laporan Skripsi ini dapat bermanfaat bagi kita semua khususnya Mahasiswa Teknik Sipil S-1 Konsentrasi Sumber Daya Air.

Malang, September 2014

Penulis

# DAFTAR ISI

**HALAMAN SAMPUL**

**LEMBAR PERSETUJUAN**

**LEMBAR PENGESAHAN**

**PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

**ABSTRAK**

**KATA PENGANTAR**

**DAFTAR ISI**

**DAFTAR TABEL**

**DAFTAR GAMBAR**

**BAB I PENDAHULUAN**

1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Maksud dan Tujuan .....	2
1.3. Batasan Masalah .....	2
1.4. Rumusan Masalah .....	3
1.5. Lokasi Studi .....	3

**BAB II LANDASAN TEORI**

2.1. Pengertian dan Jenis Embung .....	4
2.1.1. Pengertian .....	4
2.1.2. Tipe - tipe Embung .....	4
2.1.3. Kriteria Perencanaan Embung .....	8
2.2. Analisa Hidrologi .....	8
2.2.1. Perhitungan Curah Hujan Rancangan .....	9
2.2.1.1. Log Person Type III .....	9
2.2.1.2. Metode Gumbel .....	12
2.2.2. Uji Kesesuaian Distribusi .....	14
2.2.3. Perhitungan Intensitas Curah Hujan .....	18
2.2.4. Perhitungan Debit Banjir Rancangan .....	19



2.2.5. Distribusi Hujan Jam – jaman .....	19
2.2.6. Koefisien Pengaliran .....	20
2.2.7. Hidrograf Banjir Rancangan .....	22
2.2.8. Debit Andalan .....	25
2.3. Kebutuhan Air .....	26
2.4. Perencanaan Teknis Embung .....	32
2.4.1. Kapasitas Tampungan Embung .....	32
2.4.2. Penelusuran Banjir ( <i>Flood Routing</i> ) .....	33
2.4.3. Tipe Tubuh Embung .....	33
2.4.4. Lebar Punca Embung .....	35
2.4.5. Kemiringan Lereng Embung .....	36
2.4.6. Tinggi Jagaan .....	36
2.4.7. Tinggi Tubuh Embung .....	38
2.5. Stabilitas Lereng .....	38
2.5.1. Stabilitas Embung Terhadap Aliran .....	38
2.5.2. Formasi Garis Aliran Filtrasi dalam Tubuh Embung .....	39
2.5.3. Kapasitas Aliran Filtrasi .....	40

### **BAB III METODOLOGI**

3.1. Umum .....	41
3.2. Jenis dan Sumber Data .....	41

### **BAB IV ANALISA DATA PEMBAHASAN**

4.1. Analisa Hidrologi .....	44
4.1.1. Curah Hujan Rancangan .....	44
4.1.1.1. Metode Log Person Type III.....	45
4.1.1.2. Metode Gumbel .....	49
4.1.2. Uji Kesesuaian Distribusi Chi Square .....	51
4.1.2.1. Metode Log Person Type III .....	51
4.1.2.2. Metode Gumbel .....	53
4.1.3. Uji Keseuaian Distribusi Smirnov Kolomogorov .....	55
4.1.3.1. Metode Log Person Type III .....	55

4.1.3.2. Metode Gumbel .....	56
4.1.4. Hujan Neto Jam-jaman .....	59
4.1.5. Koefisien Pengaliran .....	60
4.1.6. Hujan Efektif .....	60
4.1.7. Banjir Rancangan .....	61
4.1.7.1. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu .....	61
4.1.8. Hidrograf Banjir Rancangan .....	64
4.2. Analisa Kebutuhan Air .....	73
4.2.1. Evapotranspirasi ( <i>Eto</i> ) .....	73
4.2.2. Debit Andalan .....	77
4.2.3. Kebutuhan Air Irigasi .....	79
4.3. Lengkung Kapasitas Tampung Efektif Embung .....	82
4.4. Analisa Tampung Efektif .....	83
4.5. Penelusuran Banjir ( <i>Flood Routing</i> ) .....	87
4.6. Tipe Tubuh Embung .....	92
4.7. Tinggi Jagaan Embung .....	92
4.8. Tinggi Tubuh Embung .....	93
4.9. Lebar Puncak Embung .....	93
4.10. Kemiringan Lereng Embung .....	93
4.11. Analisa Stabilitas Embung Terhadap Filtrasi .....	94
4.11.1. Formasi Garis Depresi Tubuh Embung Kondisi Sesuai Dengan Garis Parabola .....	94
4.11.2. Formasi Garis Depresi Tubuh Embung Kondisi Dengan Drainase Kaki .....	97
4.11.3. Jaringan Trayektori Aliran Filtrasi .....	98

## **BAB V PENUTUP**

5.1. Kesimpulan .....	100
5.2. Saran .....	100

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1.	Harga G untuk Distribusi Log Pearson Type III .....	10
Tabel 2.2.	Hubungan Data Rata-rata ( $\bar{Y}_n$ ) dan Deviasi Standar ( $S_n$ ) .....	13
Tabel 2.3.	Nilai Kritis untuk Distribusi Chi Square .....	16
Tabel 2.4.	Harga Kritis ( $\Delta Cr$ ) Untuk Smirnov Kolmogorov Test .....	18
Tabel 2.5.	Koefisien Pengaliran .....	21
Tabel 2.6.	Koefisien Pengaliran Berdasarkan Daerah, Kondisi Sungai dan Besarnya Curah hujan .....	21
Tabel 2.7.	Koefisien Tanaman .....	28
Tabel 2.8.	Angka Perkolasi .....	29
Tabel 2.9.	Efisiensi Irigasi .....	30
Tabel 2.10.	Kesesuaian Antara Tipe Tubuh Embung dengan Jenis Fondasi, Lembah dan Bahan Bangunan .....	35
Tabel 2.11.	Lebar Puncak Tubuh Embung .....	35
Tabel 2.12.	Kemiringan Lereng Embung .....	36
Tabel 2.13.	Tinggi Jagaan Embung .....	37
Tabel 4.1.	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Malikussaleh .....	45
Tabel 4.2.	Analisa Curah Hujan Rancangan Metode Log Person Type III .....	46
Tabel 4.3.	Perhitungan Hujan Rancangan Dengan Metode Log Person Type III .....	48
Tabel 4.4.	Analisa Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel .....	49
Tabel 4.5.	Perhitungan Hujan Rancangan Metode Gumbel .....	50
Tabel 4.6.	Uji Chi Square Untuk Distribusi Log Person Type III .....	52

Tabel 4.7. Uji Chi Square Untuk Distribusi Gumbel .....	54
Tabel 4.8. Pengujian Probabilitas Log Person Type III .....	55
Tabel 4.9. Pengujian Probabilitas Gumbel .....	57
Tabel 4.10. Hujan Rancangan .....	58
Tabel 4.11. Pengujian Uji Chi Square .....	58
Tabel 4.12. Pengujian Uji Smirnov Kolomogrov .....	58
Tabel 4.13. Perhitungan Distribusi Hujan Jam-jaman Durasi 5 Jam .....	59
Tabel 4.14. Perhitungan Curah Hujan Efektif .....	61
Tabel 4.15. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu .....	64
Tabel 4.16. Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 2 Tahun .....	65
Tabel 4.17. Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 5 Tahun .....	66
Tabel 4.18. Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 10 Tahun .....	67
Tabel 4.19. Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 20 Tahun .....	68
Tabel 4.20. Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 25 Tahun .....	69
Tabel 4.21. Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 50 Tahun .....	70
Tabel 4.22. Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 100 Tahun .....	71
Tabel 4.23. Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100 Tahun .....	72



Tabel 4.24. Data Klimatologi Stasiun Malikussaleh .....	74
Tabel 4.25. Perhitungan Evapotranspirasi .....	76
Tabel 4.26. Analisa Debit Berdasarkan Data Hujan Dengan Metode F. J. Mock .	77
Tabel 4.27. Analisa Debit Andalan 80% Metode F. J. Mock .....	77
Tabel 4.28. Analisa Debit Andalan Berdasarkan Data Hujan Pada DAS Kr. Buluh Pada Tahun 1984 - 2005 .....	78
Tabel 4.29. Analisa Curah Hujan Efektif .....	81
Tabel 4.30. Perhitungan Kebutuhan Air Irigasi .....	81
Tabel 4.31. Hubungan Elevasi, Luas Genangan, dan Volume Genangan Embung Lhok Gajah .....	82
Tabel 4.32. Analisa Tampungan Efektif Embung Lhok Gajah .....	84
Tabel 4.33. Analisa Tampungan Mati dan Elevasi Mercu Spillway .....	86
Tabel 4.34. Elevasi Muka Air dan Kapasitas Spillway .....	89
Tabel 4.35. Parameter Debit dan Tampungan Embung .....	90
Tabel 4.36. Penelusuran Banjir Melalui Embung .....	91
Tabel 4.37. Koordinat Parabola Garis Depresi .....	96
Tabel 4.38. Koordinat Parabola Garis Depresi dengan Drainase Kaki .....	98

## **DAFTAR GAMBAR**

Gambar 1.1. Peta Lokasi Studi .....	3
Gambar 2.1. Tipe Embung Berdasarkan Jalannya Air .....	6
Gambar 2.2. Embung Urugan.....	7
Gambar 2.3. Embung Beton Dengan Gaya Berat (Gravity Dams) .....	7
Gambar 2.4. Embung Beton Dengan Dinding Penahan (Buttress Dams) .....	7
Gambar 2.5. Embung Beton Lengkung (Arch Dams) .....	8
Gambar 2.6. Tinggi Tubuh Embung .....	38
Gambar 2.7. Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi.....	39
Gambar 2.8. Jaringan Trayektori Aliran Filtrasi Dalam Tubuh Embung .....	40
Gambar 4.1. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 2 Tahun .....	65
Gambar 4.2. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 5 Tahun.....	66
Gambar 4.3. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 10 Tahun.....	67
Gambar 4.4. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 20 Tahun.....	68
Gambar 4.5. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 25 Tahun.....	69
Gambar 4.6. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 50 Tahun .....	70
Gambar 4.7. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 100 Tahun.....	71
Gambar 4.8. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 2, 5, 10, 20, 25, 50,100 Tahun	73
Gambar 4.9. Grafik Debit Andalan 80% DAS Kr. Buluh Metode F. J. Mock ....	78
Gambar 4.10. Grafik Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume Genangan .....	83
Gambar 4.11. Grafik Inflow dan Outflow .....	92

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Embung atau tandon air merupakan waduk berukuran kecil di lahan pertanian yang dibangun untuk menampung kelebihan air hujan di musim hujan dan dimanfaatkan pada musim kemarau untuk berbagai keperluan baik di bidang pertanian maupun kepentingan masyarakat.

Dalam rangka percepatan pembangunan ekonomi dan kesejahteraan rakyat Aceh untuk wilayah Kabupaten Aceh Utara, diperlukan peningkatan pelayanan irigasi. Disamping itu, Embung Lhok Gajah yang terletak di Kabupaten Aceh Utara sangat diperlukan untuk meningkatkan ketahanan pangan Kabupaten Aceh Utara dan memantapkan posisi Kabupaten Aceh Utara sebagai penyumbang beras yang tertinggi di Provinsi Aceh.

Embung Lhok Gajah Kab. Aceh Utara terletak di Kecamatan Kuta Makmur Kabupaten Aceh Utara Provinsi Aceh. Lokasi Embung Lhok Gajah berada pada DAS Krueng Buluh. Sumber air bersih sangat terbatas dan kondisi ini diperparah dengan kualitas air tanah yang keruh. Akibat kondisi tersebut masyarakat sangat mengharapkan jika nanti Embung Lhok Gajah dibangun agar Desa mereka disalurkan air bersih sehingga mereka tidak lagi kesulitan air bersih seperti saat ini.

Maka dari itu pembangunan Embung Lhok Gajah perlu direncanakan secara berkesinambungan, supaya sesuai dengan fungsi dan umur bangunan, dan juga perlu adanya penyelenggaraan kegiatan ini untuk memanfaatkan jaringan

irigasi agar berdaya guna dan berhasil guna dalam pelaksanaan operasi dan pemeliharaan yang tepat dan benar. Dengan melihat kondisi diatas, perlu diupayakan suatu cara yang sistematis untuk mendukung upaya pemecahan permasalahan di bidang Sumber Daya Air.

## **1.2 Maksud dan Tujuan**

Maksud dari perencanaan embung Lhok Gajah adalah untuk menyediakan sarana penampungan air guna memenuhi kebutuhan air irigasi sawah dan air baku masyarakat agar taraf hidup masyarakat di daerah tersebut dapat meningkat.

Sedangkan tujuan dari perencanaan embung Lhok Gajah adalah merencanakan tubuh embung untuk memenuhi kekurangan air pada saat musim kemarau dengan memanfaatkan sumber air dari DAS Kr. Buluh sehingga berdaya guna optimal terutama untuk memenuhi kebutuhan air irigasi sawah dan air baku masyarakat setempat.

## **1.3 Batasan Masalah**

Adapun masalah-masalah yang akan dibatasi pada studi ini hanya difokuskan pada :

- a. Kajian alternatif tipe tubuh embung.
- b. Perhitungan debit banjir rencangan.
- c. Perencanaan tubuh embung dan stabilitasnya.



## 1.4 Rumusan Masalah

Adapun masalah yang akan dibahas pada studi ini adalah sebagai berikut :

- a. Apakah tipe tubuh embung yang cocok untuk digunakan pada perencanaan Embung Lhok Gajah ?
- b. Berapakan dimensi tubuh embung yang akan direncanakan dalam studi ini ?
- c. Bagaimanakah stabilitasnya ?

## 1.5 Lokasi Studi

Lokasi pekerjaan Embung Lhok Gajah Kab. Aceh Utara terletak di Kecamatan Kuta Makmur Kabupaten Aceh Utara Provinsi Aceh. Lokasi Embung Lhok Gajah berada pada DAS Krueng Buluh.

Adapun peta lokasi kegiatan dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 1.1. Peta Lokasi Studi

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1 Pengertian dan Jenis-Jenis Embung**

##### **2.1.1 Pengertian**

Embung adalah sebutan lain untuk bendungan kecil. Bendungan kecil adalah bendungan yang tidak memenuhi syarat-syarat sebagai bendungan besar.

##### **2.1.2 Tipe - tipe Embung**

Tipe embung dapat dikelompokkan menjadi 4 keadaan (Soediby, 1993), yaitu :

- Embung berdasarkan tujuan pembangunannya
- Embung berdasarkan penggunaannya
- Embung berdasarkan jalannya air
- Embung berdasarkan material pembentuknya

##### **a. Tipe Embung Berdasar Tujuan Pembangunannya**

Ada 2 tipe yaitu embung dengan tujuan tunggal dan embung serba guna (dalam Sudiby, 1993)

- Embung dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*) adalah embung yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk pembangkit tenaga listrik atau irigasi (pengairan) atau pengendalian banjir atau perikanan darat atau tujuan lainnya tetapi hanya untuk satu tujuan saja.
- Embung serba guna (*multipurpose dams*) adalah embung yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan misalnya pembangkit tenaga listrik

(PLTA) dan irigasi (pengairan), pengendalian banjir dan PLTA, air minum dan air industri, PLTA, pariwisata dan irigasi dan lain-lain.

**b. Tipe Embung Berdasar Penggunaannya**

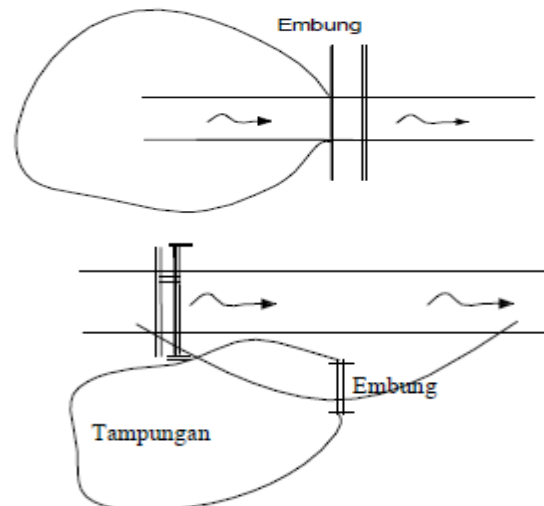
Menurut Soedibyo (1993) dibedakan menjadi :

- Embung penampung air (*storage dams*) adalah embung yang digunakan untuk menyimpan air pada masa surplus dan dipergunakan pada masa kekurangan. Termasuk dalam embung penampung air adalah untuk tujuan rekreasi, perikanan, pengendalian banjir dan lainlain.
- Embung pembelok (*diversion dams*) adalah embung yang digunakan untuk meninggikan muka air, biasanya untuk keperluan mengalirkan air kedalam sistem aliran menuju ke tempat yang memerlukan.
- Embung penahan (*detention dams*) adalah embung yang digunakan untuk memperlambat dan mengusahakan seminimal mungkin efek aliran banjir yang mendadak. Air ditampung secara berkala/sementara, dialirkan melalui pelepasan (*outlet*). Air ditahan selama mungkin dan dibiarkan meresap di daerah sekitarnya.

**c. Tipe Embung Berdasar Jalannya Air**

Ada 2 tipe yaitu embung untuk dilewati air dan embung untuk menahan air (dalam Sudibyo, 1993).

- Embung untuk dilewati air (*overflow dams*) adalah embung yang dibangun untuk dilimpasi air misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*)
- Embung untuk menahan air (*non overflow dams*) adalah embung yang sama sekali tidak boleh dilimpasi air. Kedua tipe ini biasanya dibangun berbatasan dan dibuat dari beton, pasangan batu atau pasangan bata.



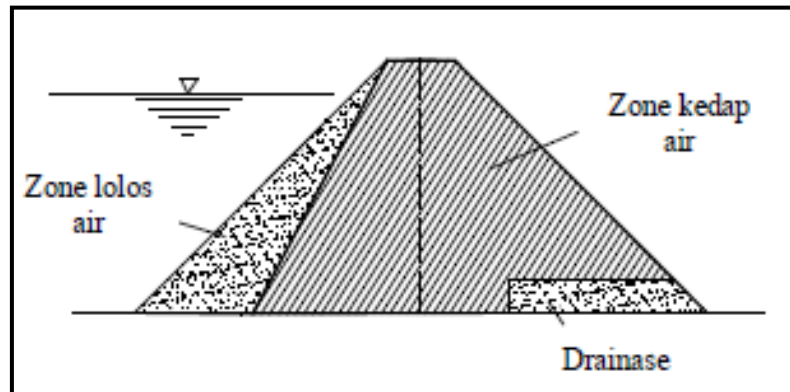
Gambar 2.1. Tipe Embung Berdasarkan Jalannya Air

**d. Tipe Embung Berdasarkan Material Pembentuknya.**

Ada 2 tipe yaitu embung urugan, embung beton dan embung lainnya (dalam Sudiby, 1993).

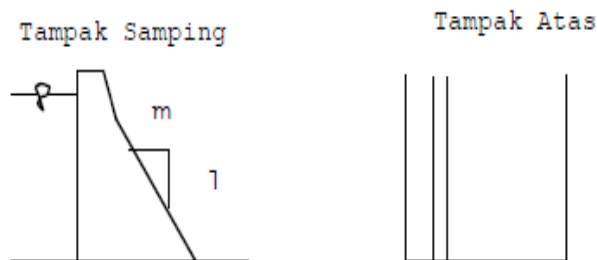
- Embung urugan (*fill dams, embankment dams*) adalah embung yang dibangun dari penggalan bahan (material) tanpa tambahan bahan lain bersifat campuran secara kimia jadi bahan pembentuk embung asli. Embung ini dibagi menjadi dua yaitu embung urugan serba sama (*homogeneous dams*) adalah embung apabila bahan yang membentuk tubuh embung tersebut terdiri dari tanah sejenis dan gradasinya (susunan ukuran butirannya) hampir seragam. Yang kedua adalah embung zonal adalah embung apabila timbunan terdiri dari batuan dengan gradasi (susunan ukuran butiran) yang berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu.



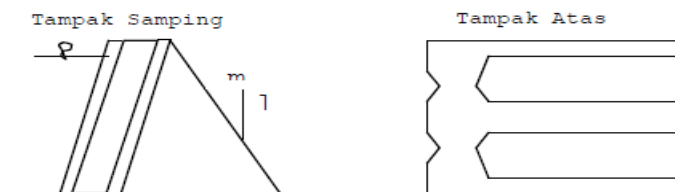


**Gambar 2.2.** Embung Urugan

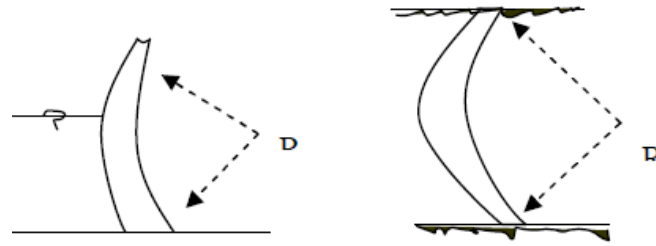
- Embung beton (*concrete dam*) adalah embung yang dibuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak. Kemiringan permukaan hulu dan hilir tidak sama pada umumnya bagian hilir lebih landai dan bagian hulu mendekati vertikal dan bentuknya lebih ramping. Embung ini masih dibagi lagi menjadi : embung beton berdasar berat sendiri stabilitas tergantung pada massanya, embung beton dengan penyangga (*buttress dam*) permukaan hulu menerus dan di hilirnya pada jarak tertentu ditahan, embung beton berbentuk lengkung dan embung beton kombinasi.



**Gambar 2.3.** Embung Beton Dengan Gaya Berat (*Gravity Dams*)



**Gambar 2.4.** Embung Beton Dengan Dinding Penahan (*Buttress Dams*)



**Gambar 2.5.** Embung Beton Lengkung (Arch Dams)

### 2.1.3 Kriteria Perencanaan Embung

Jenis-jenis embung menurut tinggi tanggul dan volume tampungan adalah

1. Embung Kecil :

- Volume tampungan 100.000 m<sup>3</sup>
- Luas *catchment area* 1 km<sup>2</sup>
- Tinggi timbunan < 10 m

2. Embung Sedang

- Volume tampungan 1.000.000 m<sup>3</sup> – 10.000.000 m<sup>3</sup>
- Luas *catchment area* 10 km<sup>2</sup>
- Tinggi timbunan < 10 - 15 m

3. Embung Besar atau Bendungan

- Volume tampungan > 10.000.000 m<sup>3</sup>
- Luas *catchment area* 10 – 40 km<sup>2</sup>
- Tinggi timbunan < 15 m

## 2.2 Anlisa Hidrologi

Hidrologi adalah suatu ilmu yang mempelajari system kejadian air di atas, pada permukaan, dan di dalam tanah (dalam Soemarto, 1999). Faktor hidrologi yang sangat berpengaruh adalah curah hujan (*presipitasi*). Curah hujan pada suatu

daerah merupakan salah satu faktor yang menentukan besarnya debit banjir yang terjadi pada daerah yang menerimanya.

### **2.2.1 Perhitungan Curah Hujan Rancangan**

Curah hujan rancangan adalah curah hujan tahunan dengan suatu kemungkinan terjadi pada periode ulang tertentu, yang dipakai sebagai dasar perencanaan bangunan air.

Dalam Tugas Akhir ini metode yang digunakan untuk perhitungan curah hujan rancangan adalah metode Log Person Type III dan metode Gumbel, dengan pertimbangan bahwa cara ini lebih fleksibel dan dapat dipakai untuk semua sebaran data.

#### **2.2.1.1 Log Pearson Type III**

Metode ini di analisa berdasarkan data dari analisa curah hujan areal maksimum dengan menggunakan metode Poligon Thiesen. Sebelum mendapatkan persamaan “**Log Pearson Type III**”, perlu dihitung terlebih dahulu parameter-parameter Statistik sebagai berikut:

1. Curah Hujan Rata – rata :

$$\overline{\text{LogX}} = \frac{\sum \text{LogX}}{n}$$

2. Simpangan Baku :

$$S_i = \sqrt{\frac{\sum (\text{LogX} - \overline{\text{LogX}})^2}{(n-1)}}$$

3. Koefisien Kepencengan :

$$C_s = \frac{n \sum (\text{LogX} - \overline{\text{LogX}})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \text{LogX})^3}$$

4. Persamaan Log Person Type III :

$$\text{Log } x_T = \overline{\text{LogX}} + (G \times Si)$$

Dengan :

$\text{Log } x_T$  = Nilai ekstrim dengan kala ulang t tahun

$\overline{\text{LogX}}$  = Nilai rata – rata curah hujan

G = Fungsi kala ulang

Si = Simpangan baku

*Tabel 2.1. Harga G untuk Distribusi Log Pearson Type III*

Kepencengan	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
Cs	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005	0.001
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.150
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909	7.030
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.920
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783	6.790
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	6.670
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.550
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	6.420
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	6.300
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.170
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	6.040
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	5.780
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.093	2.844	3.499	4.147	5.640
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	5.510
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.370
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.333	3.910	5.230
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.100
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	4.960
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.810
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.670
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.034	2.542	3.022	3.489	4.530
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.390
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.240
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.100
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.123	3.960
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.810



0.4	-0.066	0.816	1.317	1.800	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.520
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.230
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	0.002	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.670
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.530
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.270
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.140
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.020
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.900
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.790
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581	1.168
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.580
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424	1.480
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.390
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282	1.310
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.240
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155	1.170
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.110
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044	1.050
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	1.000
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949	0.950
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.880	0.900	0.905	0.907	0.810
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869	0.870
-2.4	0.351	0.725	0.895	0.823	0.830	0.832	0.833	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.800
-2.6	0.368	0.969	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769	0.770
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741	0.740
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.639	0.690	0.690	0.690
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.670	0.670

Sumber : Soewarno, 1995

### 2.2.1.2 Metode Gumbel

Metode Gumbel digunakan untuk analisis data maksimum, misalnya untuk analisis frekwensi banjir. Rumus yang digunakan dalam perhitungan adalah sebagai berikut:

$$X_T = \bar{x} + K \cdot S$$

Dengan :

$X_T$  = Curah Hujan Rancangan

$\bar{x}$  = Curah Hujan Rata-rata

$K$  = Faktor Frekuensi

$S$  = Standart Deviasi

1.  $\bar{x}$  = harga rata-rata dari data

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_1^n x_i$$

2.  $S$  = standart deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

2. Faktor Frekuensi ( $K$ )

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n}$$

Dengan :

$$Y_T = -\ln \left[ -\ln \left\{ \frac{(Tr - 1)}{Tr} \right\} \right]$$

Tabel 2.2. Hubungan Data Rata-rata ( $Y_n$ ) dan Deviasi Standar ( $S_n$ )

N	$Y_n$	$S_n$	N	$Y_n$	$S_n$
10	0.4952	0.9496	55	0.5504	1.1681
11	0.4996	0.9676	56	0.5508	1.1696
12	0.5035	0.9833	57	0.5511	1.1708
13	0.507	0.9971	58	0.5515	1.1721
14	0.51	1.0095	59	0.5518	1.1734
15	0.5128	1.0206	60	0.5521	1.1747
16	0.5157	1.0316	61	0.5524	1.1759
17	0.5181	1.0411	62	0.5527	1.177
18	0.5202	1.0493	63	0.553	1.1782
19	0.522	1.0565	64	0.5533	1.1793
20	0.5236	1.0628	65	0.5535	1.1803
21	0.5252	1.0696	66	0.5538	1.1814
22	0.5268	1.0754	67	0.554	1.1824
23	0.5283	1.0811	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.0864	69	0.5545	1.1844
25	0.5309	1.0915	70	0.5548	1.1854
26	0.532	1.0961	71	0.555	1.1863
27	0.5332	1.1004	72	0.5552	1.1873
28	0.5343	1.1047	73	0.5555	1.1881
29	0.5353	1.1086	74	0.5557	1.189
30	0.5362	1.1124	75	0.5559	1.1898
31	0.5371	1.1159	76	0.5561	1.1906
32	0.538	1.1193	77	0.5563	1.1915
33	0.5388	1.1226	78	0.5565	1.1923
34	0.5396	1.1255	79	0.5567	1.193
35	0.5402	1.1285	80	0.5569	1.1938
36	0.541	1.1313	81	0.557	1.1945
37	0.5418	1.1339	82	0.5572	1.1953
38	0.5424	1.1363	83	0.5574	1.1959
39	0.543	1.1388	84	0.5576	1.1967
40	0.5436	1.1413	85	0.5578	1.1973
41	0.5442	1.1436	86	0.558	1.198
42	0.5448	1.1458	87	0.5581	1.1987
43	0.5453	1.148	88	0.5583	1.1994
44	0.5458	1.1499	89	0.5585	1.2001
45	0.5463	1.1519	90	0.5586	1.2007
46	0.5468	1.1538	91	0.5587	1.2013
47	0.5473	1.1557	92	0.5589	1.202
48	0.5477	1.1574	93	0.5591	1.2026
49	0.5481	1.159	94	0.5592	1.2032
50	0.5485	1.1607	95	0.5593	1.2038
51	0.5489	1.1623	96	0.5595	1.2044
52	0.5493	1.1638	97	0.5596	1.2049
53	0.5497	1.1658	98	0.5598	1.2055
54	0.5501	1.1667	99	0.5599	1.206
			100	0.56	1.2065

Sumber : Soewarno, 1995

### 2.2.2 Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kesesuaian distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui apakah distribusi yang dipilih dapat digunakan atau tidak untuk serangkaian data yang tersedia. Dalam studi ini, untuk keperluan analisis uji kesesuaian distribusi diperlukan dua metode statistik, yaitu *Uji Chi Square* dan *Uji Smirnov-Kolmogorov*.

#### a. Uji *Chi Square*

Dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$  (Soewarno, 1995:194):

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

Dengan :

$X^2$  = Parameter *Chi Square* terhitung

G = Jumlah sub grup

$O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub grup ke i

$E_i$  = Jumlah nilai teoritis pada sub grup ke i

Adapun langkah-langkah perhitungan dari uji *Chi Square* adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995:194) :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap subgrup minimal empat data
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  tiap-tiap subgrup

4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$
5. Tiap-tiap subgrup hitung nilai  $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlah seluruh  $G$  sub nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  menentukan nilai *Chi Square*  
hitung
7. Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$
8. Menentukan  $X^2$  dari tabel dengan menentukan derajat kepercayaan ( $\alpha$ )  
dan derajat kebebasan ( $dk$ )
9. Menyimpulkan hasil perhitungan, apabila  $X^2 < X^2_{cr}$  maka persamaan  
distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima, dan apabila nilai  $X^2 >$   
 $X^2_{cr}$  maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat  
diterima.

Tabel 2.3. Nilai Kritis untuk Distribusi Chi Square

Dk	a derajat kepercayaan							
	0.9950	0.9900	0.9750	0.9500	0.0500	0.0250	0.0100	0.0050
1	0.000039	0.000157	0.000982	0.00393	3.8410	5.0240	6.6350	7.8790
2	0.0100	0.0201	0.0506	0.1030	5.9910	7.3780	9.2100	10.5970
3	0.0717	0.1150	0.2160	0.3520	7.8150	9.3480	11.3450	12.8380
4	0.2070	0.2970	0.4840	0.7110	9.4880	11.1430	13.2770	14.8600
5	0.4120	0.5540	0.8310	1.14500	11.0700	12.8320	15.0860	16.7500
6	0.6760	0.8720	1.2370	1.6350	12.5920	14.4490	16.8120	18.5480
7	0.9890	1.2390	1.6900	2.1670	14.0670	16.0130	18.4750	20.2780
8	1.3440	1.6460	2.1800	2.7330	15.5070	17.5350	20.0900	21.9550
9	1.7350	2.0880	2.7000	3.3250	16.9190	19.0230	21.6660	23.5890
10	2.1560	2.5580	3.2470	3.9400	18.3070	20.4830	23.2090	25.1880
11	2.6030	3.0530	3.8160	4.5750	19.6750	21.9200	24.7250	26.7570
12	3.0740	3.5710	4.4040	5.2260	21.0260	23.3370	26.2170	28.3000
13	3.5650	4.1070	5.0090	5.8920	22.3620	24.7360	27.6880	29.8190
14	4.0750	4.6600	5.6290	6.5710	23.6850	26.1190	29.1410	31.3190
15	4.6010	5.2290	6.2620	7.2610	24.9960	27.4880	30.5780	32.8010
16	5.1420	5.8120	6.9080	7.9620	26.2960	28.8450	32.0000	34.2670
17	5.6970	6.4080	7.5640	8.6720	27.5870	30.1910	33.4090	35.7180
18	6.2650	7.0150	8.2310	9.3900	28.8690	31.5260	34.8050	37.1560
19	6.8440	7.6330	8.9070	10.1170	30.1440	32.8520	36.1910	38.5820
20	7.4340	8.2600	9.5910	10.8510	31.4100	34.1700	37.5660	39.9970
21	8.0340	8.8970	10.2830	11.5910	32.6710	35.4790	38.9320	41.4010
22	8.6430	9.5420	10.9820	12.3380	33.9240	36.7810	40.2890	42.7960
23	9.2600	10.1960	11.6890	13.0910	36.1720	38.0760	41.6380	44.1810
24	9.8860	10.8560	12.4010	13.8480	36.4150	39.3640	42.9800	45.5580
25	10.5200	11.5240	13.1200	14.6110	37.6520	40.6460	44.3140	46.9280
26	11.1600	12.1980	13.8440	15.3790	38.8850	41.9230	45.6420	48.2900
27	11.8080	12.8790	14.5730	16.1510	40.1130	43.1940	46.9630	49.6450
28	12.4610	13.5650	15.3080	16.9280	41.3370	44.4610	48.2780	50.9930
29	13.1210	14.2560	16.0470	17.7080	42.5570	45.7220	49.5880	52.3360
30	13.7870	14.9530	16.7910	18.4930	43.7730	46.9790	50.8920	53.6720

Sumber : Soewarno, 1995

### b. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji Smirnov-Kolmogorov digunakan untuk membandingkan peluang yang paling maksimum antara distribusi empiris dan distribusi teoritis yang disebut

$\Delta_{\text{maks}}$ . Prosedur perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov adalah :

1. Data diurutkan dari kecil ke besar
2. Menghitung peluang empiris ( $S_n$ ) dengan rumus Weibull



$$Sn(x) = \frac{m}{n+1}$$

Dengan :

$Sn(x)$  = Posisi data x menurut data pengamatan

m = Nomor urut data

n = Banyaknya data

3. Menghitung peluang teoritis (Pt) dengan rumus:  $Pt = 1 - Pr$

Dengan:

Pr = Probabilitas yang terjadi

4. Simpangan maksimum ( $\Delta_{maks}$ ) dengan rumus:

$$\Delta_{maks} = |Px(x) - Sn(x)|$$

5. Menentukan nilai  $\Delta_{cr}$

6. Menyimpulkan hasil perhitungan, yaitu apabila  $\Delta < \Delta_{cr}$  maka distribusi terpenuhi dan apabila  $\Delta > \Delta_{cr}$  maka distribusi tidak terpenuhi.

Tabel 2.4. Harga Kritis ( $\Delta Cr$ ) Untuk Smirnov Kolmogorov Test

N	Level of Significance ( $\alpha$ )			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.26	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	1.6	0.17	0.19	0.23
N > 50	$\frac{1.07}{N^{0.5}}$	$\frac{1.22}{N^{0.5}}$	$\frac{1.36}{N^{0.5}}$	$\frac{1.63}{N^{0.5}}$

Sumber : Soewarno, 1995

### 2.2.3 Perhitungan Intensitas Curah Hujan

Untuk menentukan debit banjir rencana (*design flood*), perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan terutama bila digunakan metoda rasional. Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu di mana air tersebut berkonsentrasi. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left[ \frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Dengan :

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

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

t = Lamanya curah hujan (jam)

### 2.2.4 Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Untuk mencari debit banjir rancangan dapat digunakan beberapa metode diantaranya hubungan empiris antara curah hujan dengan limpasan. Metode ini paling banyak dikembangkan sehingga didapat beberapa rumus diantaranya sebagai berikut (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1984) :

$$Q_r = \frac{C.I.A}{3.6} = 0,278.C.I.A$$

Dengan :

$Q_r$  = Debit maksimum rencana ( $m^3/det$ )

$I$  = Intensitas curah hujan selama konsentrasi ( $mm/jam$ )

$A$  = Luas daerah aliran ( $km^2$ )

$C$  = Koefisien *run off*

### 2.2.5 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Pada perencanaan sebuah bendung, untuk memperkirakan banjir rancangan dengan cara hidrograf satuan (*Unit Hidrograf*) perlu diketahui terlebih dahulu sebaran hujan jam-jaman dengan suatu interval tertentu.

Dalam perhitungan ini, kemungkinan curah hujan tap jamnya dihitung dengan menggunakan rumus (Suyono, 1989):

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \times \left( \frac{5}{T} \right)^{2/3}$$

Dengan :

$R_t$  = intensitas hujan rata-rata dalam T jam ( $mm/jam$ )

$R_{24}$  = curah huan efektif dalam 1 hari ( $mm$ )

$T$  = waktu mulai hujan ( $jam$ )

Setelah mendapatkan sebaran hujan jam-jaman tersebut, maka untuk  $R_{24} = 100\%$  didapatkan hubungan waktu hujan dengan ratio jam ke t dengan persamaan:

$$R_t = t \cdot R_T - (t - 1) \cdot R_T (t - 1)$$

Dengan :

$R_t$  = curah hujan pada jam ke t

$R_T$  = intensitas hujan rerata dalam T jam (mm/jam)

$t$  = waktu hujan dari awal sampai dengan jam ke T

$R_{(t-1)}$  = waktu hujan dari awal sampai dengan jam k T (t-1)

$T$  = waktu mulai hujan

### **2.2.6 Koefisien Pengaliran**

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah aliran sungai dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Kondisi dan karakteristik yang dimaksud adalah :

1. Keadaan hujan
2. Luas dan bentuk daerah aliran
3. Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
4. Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
5. Kebasahan tanah
6. Suhu udara dan angin serta evaporasi
7. Tata guna tanah

Koefisien pengaliran seperti yang disajikan pada tabel, didasarkan pada suatu pertimbangan bahwa koefisien tersebut sangat tergantung pada faktor-faktor fisik (Suyono Sosrodarsono, 2001).

**Tabel 2.5. Koefisien Pengaliran**

Kondisi DAS	Koefisien Pengaliran (C)
Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75 – 0,90
Daerah perbukitan	0,70 – 0,80
Daerah bergelombang dan bersemak-semak	0,50 – 0,75
Daerah dataran yang digarap	0,45 – 0,60
Daerah persawahan irigasi	0,70 – 0,80
Sungai didaerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai didaerah dataran rendah	0,45 – 0,75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduanya terdiri dari daratan	0,50 – 0,75

Sumber: Teknik Bendungan, Ir. Soedibjo.

Koefisien pengaliran seperti yang disajikan pada tabel di atas didasarkan pada suatu pertimbangan bahwa koefisien pengaliran sangat tergantung pada faktor-faktor fisik. Adapun faktor-faktor kondisi dan karakteristik DAS. Dr. Kawakami menyusun suatu formilasi yang menyatakan bahwa untuk sungai tertentu, koefisien itu tidak tetap tetapi berbeda-beda tergantung dari besarnya curah hujan. Persamaan yang dimaksud secara matematis diuraikan pada tabel berikut:

**Tabel 2.6. Koefisien Pengaliran Berdasarkan Daerah, Kondisi Sungai dan Besarnya Curah hujan.**

Daerah	Kondisi Sungai	Curah Hujan	Koefisien Pengaliran
Hulu			$f = 1 - 15,7/Rt^{(3/4)}$
Tengah	sungai biasa		$f = 1 - 5,65/Rt^{(3/4)}$
Tengah	sungai di zone lava		$f = 1 - 7,2/Rt^{(3/4)}$
Tengah		$Rt > 200 \text{ mm}$	$f = 1 - 3,14/Rt^{(3/4)}$
Hilir		$Rt < 200 \text{ mm}$	$f = 1 - 6,6/Rt^{(3/4)}$

Sumber: Dr. Kawakami

### 2.2.7 Hidrograf Banjir Rancangan

Curah hujan efektif adalah bagian dari curah hujan total yang mengakibatkan debit banjir atau limpasan langsung (*Direct Run Off*). Limpasan langsung ini terdiri dari limpasan permukaan (*Surface Run Off*) dan interflow air yang masuk kedalam lapisan tipis dibawah permukaan tanah dengan permeabilitas rendah. Air yang keluar ditempat yang lebih rendah dan berubah menjadi lapisan permukaan tanah.

Dengan menganggap bahwa transformasi air hujan menjadi limpasan langsung mengikuti linear dan tidak berubah oleh waktu (*Linear and Time Invariant Process*), maka besarnya curah hujan efektif dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (CD Soemarto, 1987).

$$R_{eff} = C \cdot R$$

Dengan :

$$R_{eff} = \text{Curah hujan efektif (mm)}$$

$$C = \text{Koefisien pengaliran}$$

$$R = \text{Curah hujan rencana (mm)}$$

#### a. Metode Nakayasu

Nakayasu berasal dari jepang, yang telah menyelidiki satuan pada beberapa sungai di jepang. Ia membuat rumus hidrograf satuan sintetik dari hasil penyelidikannya.

Rumus tersebut adalah:

$$Q_p = \frac{C.A.R_0}{3.6(0.3T_p + T_{0.3})}$$

Dengan :

$$Q_p = \text{Debit puncak banjir (m}^3/\text{dtk)}$$

$R_o$  = Hujan satuan (mm)

$T_p$  = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hujan (jam)

$T_{0.3}$  = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai 30% dari debit puncak (jam)

$C$  = Koefisien pengaliran

$A$  = Luas DAS

Langkah-langkah penggambaran grafik:

1. Tentukan nilai  $T_g$  (waktu konsentrasi), dimana mempunyai nilai yang tergantung pada  $L$  (panjang alur sungai). Jika  $L < 15$  km  $T_g = 0.27.L^{0.7}$  dan jika  $L > 15$  km maka  $T_g = 0.4 + 0.058.L$ .
2. Tentukan nilai  $T_r$  yang nilainya antara  $0.5.T_g$  sampai dengan  $1.T_g$ .
3. Cari  $T_p$  dengan rumus  $T_p = T_g + 0.8.T_r$
4. Tentukan nilai  $T_{0.3}$  yaitu nilai dimana ordinatnya sama dengan  $0.3 \cdot Q_p$ . Nilai  $T_{0.3}$  dapat dicari dengan rumus  $T_{0.3} = 2 \cdot T_g$ .
5. Cari  $Q_p$  dengan rumus umum tersebut diatas. Gambar grafik dengan batasan-batasan sebagai berikut:

- bagian lengkung naik dengan batasan waktu ( $t$ ) adalah  $0 < t < T_p$  fungsi

yang berlaku  $Q_n = Q_p = \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2.4}$

- bagian lengkung lebgkung turun pertama dengan batasan waktu ( $t$ ) adalah  $0 < t < (T_p + T_{0.3})$  dimana ordinat hidrograf satuannya antara  $Q_p -$

$0.3 \cdot Q_p$ , fungsi yang berlaku  $Q_{dl} = Q_p \cdot 0.3 \left( \frac{t - T_p}{T_{0.3}} \right)$

- bagian lengkung turun kedua dengan batasan waktu (t) adalah  $(T_p+T_{0.3}) < T < (T_p+T_{0.3} \cdot 1.5 \cdot T_{0.3})$ , fungsi yang berlaku  $Q_{d2} =$

$$Q_p \cdot 0.3^{\left(\frac{t-T_p+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}\right)}$$

- bagian lengkung turun ketiga dengan batasan waktu (t) adalah

$$> T < (T_p+T_{0.3} \cdot 1.5 \cdot T_{0.3}), \text{ fungsi yang berlaku } Q_{d3} = Q_p \cdot 0.3^{\left(\frac{t-T_p+1.5T_{0.3}}{2T_{0.3}}\right)}$$

Dengan :

$R_t$  = Intesitas hujan rata-rata dalam 1jam

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

$T$  = Waktu mulai hujan

$T_g$  = Waktu konsentrsi hujan

Untuk daerah indonesia rata-rata 5jam, maka:

Dengan rumus:

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$T_1 = 1\text{jam} \quad R_1 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,58 R_{24}$$

$$T_2 = 2\text{jam} \quad R_2 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,37 R_{24}$$

$$T_3 = 3\text{jam} \quad R_3 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,28 R_{24}$$

$$T_4 = 4\text{jam} \quad R_4 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{4}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,23 R_{24}$$



$$T_5 = 5 \text{ jam} \quad R_5 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{5}\right)^{2/3} = 0,20 R_{24}$$

Setelah didapat sebaran hujan jam – jaman, kemudian dihitung presentase hujan jam – jaman sebagai berikut :

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

Dengan :

$R_t$  = Curah hujan pada jam ke T

$R_T$  = Intensitas hujan dalam T jam (mm/jam)

$R_{O(t-1)}$  = Hujan dari awal sampai dengan jam ke (T-1)

T = Waktu hujan dari awal sampai dengan jam ke t

T = Waktu mulai hujan

### 2.2.8 Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit minimum sungai dengan peluang terpenuhi dan keandalan tertentu yang dapat dipakai untuk keperluan irigasi. Perhitungan ini menggunakan cara analisis *water balance* dari Dr. F. J. Mock berdasarkan data curah hujan bulanan, jumlah hari hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran.

Metode ini menganggap bahwa hujan yang jatuh pada Daerah Aliran Sungai (*Catchment Area*) sebagian akan hilang sebagai evapotranspirasi, sebagian akan langsung menjadi limpasan permukaan (*Direct Run Off*) dan sebagian lagi akan masuk kedalam tanah (*Infiltrasi*). Infiltrasi ini pertama-tama akan menjenuhkan top-soil dulu baru kemudian menjadi perkolasi ke tampungan air tanah yang nantinya akan keluar ke sungai sebagai *base flow*. Dalam hal ini harus ada keseimbangan antara hujan yang jatuh dengan evapotranspirasi, limpasan

permukaan dan infiltrasi sebagai *soil moisture* dan *ground water discharge*. Aliran dalam sungai adalah jumlah aliran yang langsung di permukaan tanah (*direct runoff*) dan aliran dasar (*base flow*).

Metode Mock mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran permukaan yang terjadi di sungai, yaitu neraca air di atas permukaan tanah dan neraca air di bawah permukaan tanah yang semua berdasarkan hujan, iklim dan kondisi tanah.

### 2.3 Kebutuhan Air

Kebutuhan air irigasi adalah sejumlah air yang dibutuhkan untuk keperluan bercocok tanam pada petak sawah ditambah dengan kehilangan air pada pola jaringan irigasi. Untuk menghitung kebutuhan air irigasi menurut rencana pola tanam, ada faktor yang perlu diperhatikan adalah sebagai berikut :

- Pola tanaman yang diusulkan.
- Kebutuhan air pada petak sawah.
- Luas areal yang akan ditanami.
- Efisiensi irigasi.

Penentuan jumlah kebutuhan air irigasi dapat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- a. Perhitungan Evapotranspirasi Potensial dengan menggunakan Metode Penman (*poedjaraharjo, 1984*).

$$ET_o = c*[w.R_n + (1-w).f(t).(e_a - e_d)]$$

Dimana :

E<sub>to</sub> = evapotranspirasi tanaman (mm/hari)

W = faktor temperature

$R_n$  = radiasi neto ekuivalen dengan evaporasi (mm/hari)

$F(u)$  = fungsi pengaruh angin

$(e_a - e_d)$  = perbedaan antara tekanan uap penjenuhan pada rata-rata temperature udara dengan tekanan uap sesungguhnya daripada udara tersebut (mbar)

$C$  = faktor penyesuaian untuk mengimbangi pengaruh keadaan cuaca siang dan malam.

- b. Koefisien pertumbuhan tanaman, angka yang menunjukkan tingkat besarnya kebutuhan air irigasi untuk tiap periode penanaman.

Koefisien tanaman untuk masing-masing jenis tanaan sangat berbeda dan tergantung pada :

- Macam tanaan : padi, jagung, tebu, sayuran dan lain-lain.
- Macam varietas dan umur tanaman.
- Masa pertumbuhan.

Harga koefisien tanaman padi dan palawija di Indonesia ditentukan oleh Prosida dan Necedo. Koefisien tanaman untuk padi dan palawija dengan periode 10 harian adalah sebagai berikut :

Tabel 2.7. Koefisien Tanaman

% Umur tanaman	K				
	Padi	Palawija			
		Kacang buncis	Kacang tanah	Jagung	Kedelai
0	1.08	0.20	0.14	0.20	0.14
10	1.18	0.30	0.25	0.30	0.20
20	1.27	0.40	0.34	0.47	0.25
30	1.38	0.65	0.45	0.65	0.32
40	1.42	0.89	0.55	0.80	0.43
50	1.40	0.90	0.61	0.90	0.55
60	1.31	0.90	0.65	0.90	0.71
70	1.22	0.80	0.63	0.84	0.80
80	1.11	0.79	0.60	0.73	0.71
90	1.02	0.54	0.45	0.60	0.60
100	0.94	0.20	0.31	0.51	0.51

Sumber : Koefisien tanaman padi dan palawija oleh Prosida dan Necedo.

- c. Perhitungan kebutuhan air tanaman, jumlah air yang dibutuhkan untuk pertumbuhan tanaman.

Untuk mengetahui besarnya kebutuhan air untuk tanaman dapat diperoleh dengan mengalikan besarnya Evapotranspirasi dengan harga koefisien tanaman.

$$Cu = Eto \times K$$

Dimana :

Cu = kebutuhan air tanaman.

Eto = Evapotranspirasi (mm/hari)

K = koefisien tanaman.

- d. Perkolasi lahan, perjalanan air kebawah dari daerah tidak jenuh (Soemarto, 1987 : 80)

Menurut hasil penelitian dilapangan untuk berbagai jenis tanaman dengan tanah bagian atas (*topsoil*) dengan ketebalan 50 cm dari atas permukaan tanah dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2.8. Angka Perkolasi

Angka Perkolasi		
Tekstur tanah	Padi (mm/hari)	Palawija (mm/hari)
Tanah lunak	1	2
Tanah sedang	2	4
Tanah keras	3	10

Sumber : Angka Perkolasi (Soemarto 1987 : 80)

- e. Penentuan kebutuhan air untuk pengolahan tanaman dan persemaian.

Berdasarkan pengalaman maka dikemukakan beberapa amunisi-amunisi sebagai berikut (Poedjiraharjo).

- Padi musim hujan = 200 mm
- Padi musim kemarau = 150 mm
- Palawija (bila diperlukan) = 75 mm

Kebutuhan air untuk persemaian akan diestimasikan menurut keadaan-keadaan sebagai berikut :

- Luas sawah yang diperlukan untuk pembibitan (bedengan) 5% dari luas sawah seluruhnya.
- Lama persemaian adalah 20 hari.
- Kebutuhan air selama 20 hari.
  - Pengolahan petak persemaian = 150 mm
  - Evapotranspirasi =  $\alpha$  mm/hari x 20 hari
  - Nilai perkolasi =  $\beta$  mm/hari x 20 hari

---

Total = 150 + 20 ( $\alpha$ + $\beta$ ) mm

- f. Perhitungan curah hujan efektif, curah hujan yang dapat dipergunakan secara langsung untuk pertumbuhan tanaman.

Untuk menghitung curah hujan efektif didasarkan pada hasil perhitungan tahunan dasar perencanaan (*basic year*) dengan rumus sebagai berikut :

$$R_{80} = \frac{n}{5} + 1$$

Dimana :

$R_{80}$  = curah hujan diramalkan 80% akan terjadi atau tidak terpenuhi 20%.

$N$  = jumlah periode tahun pengamatan hujan.

- g. Penentuan efisiensi irigasi, angka perbandingan dan jumlah air nyata yang terpakai untuk kebutuhan pertumbuhan tanaman dengan jumlah air yang keluar dari pintu pengambilan.

Efisiensi irigasi secara keseluruhan dapat dilihat pada tabel berikut :

**Tabel 2.9. Efisiensi Irigasi**

<b>Efisiensi irigasi</b>	<b>padi</b>	<b>Tegal (tanah berat)</b>	<b>Tegal (tanah sedang)</b>
Efisiensi peyaluran	80%	80%	80%
Efisiensi pemberian air	100%	80%	70%
Efisiensi secara keseluruhan	80%	64%	56%

Sumber : Ir. Didik Poedjiraharjo, *keb. Air untuk tanaman* p-32.

- h. Perhitungan kebutuhan air disawah, didasarkan pada kesetimbangan air yang dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut (Didiek Poedjiraharjo, kebutuhan air irigasi untuk tanaman).

- Untuk tanaman padi

$$NWR = Etc + NR + LR + PR + ER$$

- Untuk tanaman palawija

$$NWR = Etc + PR - ER$$

Dimana :

$NWR$  = kebutuhan air disawah (mm).

$Etc$  = kebutuhan air untuk tanaman (mm)

$NR$  = kebutuhan air untuk pembibitan

$LR$  = kebutuhan air untuk pengolahan tanah (mm)

$PR$  = nilai perkolasi

$ER$  = curah hujan efektif.

- i. Pola tata tanam, penjadwalan tanam dan jenis tanaman yang diterapkan pada suatu jaringan irigasi supaya dapat dimanfaatkan air irigasi seefektif dan seefisien mungkin sehingga tanaman dapat tumbuh dengan baik.

Secara umum pola tata tanam dimaksudkan untuk :

- Menghindari ketidakseragaman tanaman.
- Melaksanakan waktu tanam sesuai dengan jadwal tanam yang telah ditentukan.
- Menghemat air irigasi.

- j. Perhitungan kebutuhan irigasi

Kebutuhan air irigasi yang perlu disediakan pada pintu pengambil dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Dr = \frac{NWR}{Eff} \cdot A$$

Dimana :

$DR$  = kebutuhan air irigasi pada pintu pengambilan ( $m^3/dt$ )

$NWR$  = kebutuhan air irigasi pada lahan pertanian (litr/dr/hr)

$A$  = luas areal irigasi yang akan diairi (ha)

*Eff* = efisiensi irigasi.

## **2.4 Perencanaan Teknis Embung**

Sehubungan dengan fungsi utama sebuah embung adalah untuk menyediakan tampungan air, maka ciri fisiknya yang paling penting adalah kapasitas tampungan air. Kapasitas yang bentuknya beraturan dapat dihitung dengan rumus – rumus menghitung volume benda padat. Sedangkan kapasitas embung pada kedudukan alamiahnya biasanya harus didasarkan pada pengukuran topografi (*Linsey et al, 1989:144*)

Dalam kondisi tersebut kapasitas embung sudah tentu, yang menjadi persoalan adalah menetapkan jumlah pengambilan dari embung tersebut. Hasil pengambilan air dalam hal ini adalah jumlah dari volume tampungan yang dapat dimanfaatkan ditambahkan dengan aliran masuk yang bermanfaat selama periode kritis.

### **2.4.1 Kapasitas Tampungan Embung**

Debit andalan embung dengan berbagai kapasitas dapat diperkirakan dengan adanya data sintesis. Embung dikatakan handal jika dapat memenuhi kebutuhan sepanjang tahun selama umur rencana. Umur rencana embung umumnya berkisar antara 50 – 100 tahun, yaitu pada saat sedimen mencapai tinggi muka air maksimum.

Dalam analisa perlu dianalisa antara produksi dan kapasitas konstruksi embung dalam interval waktu tertentu. Untuk keperluan perencanaan maupun - pengoperasian perlu diketahui karakteristik embung, seperti hubungan antara elevasi air, volume tampungan dan luas genangan (*Ir. Sudibyo, 1993:227*).



#### 2.4.2 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Fungsi dari bangunan pelimpah adalah untuk mengalirkan debit yang tidak dapat ditampung oleh waduk sehingga limpasan air tidak terjadi di atas tubuh embung. Tipe dan dimensi pelimpah ditentukan berdasarkan besarnya tampungan efektif embung.

Penelusuran banjir yang dihitung untuk mengetahui besarnya hidrograf limpasan banjir yang mungkin terjadi pada pelimpah yang dilalui setelah melalui tampungan pada waduk sama dengan selisih antara inflow dan out flow (*CD. Soemarto, 1989:188*)

Besarnya kapasitas pengaliran melalui pelimpah dapat diestimasi dengan persamaan (*Suyono, 1989*) di bawah ini :

$$Q = C * L * H^{2/3}$$

Dimana :

- Q = Rata-rata outflow (m<sup>3</sup>/detik)
- C = Variabel koefisien debit
- L = Lebar pintu efektif (m)
- H = Tinggi muka air tampungan (m)

#### 2.4.3 Tipe Tubuh Embung

Tubuh embung didesain dalam beberapa tipe yaitu :

- a. Tipe Urugan Homogen
- b. Tipe Uguran Majemuk
- c. Tipe Pasang Batu atau Beton
- d. Tipe Komposit

Pemilihan tipe embung tersebut diatas tergantung dari jenis pondasi, panjang/bentuk lembah, dan bahan bangunan yang tersedia ditempat. Aspek bahan bangunan dan pondasi terhadap desain embung. Tubuh embung bertipe urugan (homogeny dan majemuk) dapat dibangun pada pondasi tanah atau batu, yang membedakan antara tipe urugan homogen dan tipe urugan adalah tipe urugan homogen materialnya hanya sejenis sedangkan untuk tipe urugan majemuk lebih dari satu jenis. Sedangkan tipe pasangan batu atau beton hanya dapat dibangun pada pondasi batu. Disamping itu juga pasangan batu atau beton karena mahal hanya disarankan bila lembah sempit (*Berbentuk V*) dimana kedua tebing curam dan terdiri dari material batu. Bilamana lembah panjang atau lebar dan terdiri dari material batu maka tubuh embung akan lebih murah bilamana dipilih tipe komposit. (*Ibnu Kasino, Dkk, 1987:51*). Embung urugan masing-masing dibagi menjadi tiga jenis yaitu:

- Embung urugan serba sama (*Homogeneous Dams*)
- Embung urugan berlapis (*Zona Dams, Rolefih Dams*) adalah embung urugan yang terdiri dari beberapa lapisan kedap air, lapisan batu, lapisan batu teratur dan lapisan pengering.
- Embung urugan berlapis kedap air dimuka adalah embung urugan batu berlapis-lapis yang lapisan kedap airnya terletak disebelah hulu embung.

**Tabel 2.10. Kesesuaian Antara Tipe Tubuh Embung dengan Jenis Fondasi, Lembah dan Bahan Bangunan**

Tipe tubuh embung	Jenis fondasi	Ukuran lembah	Jenis bahan bangunan
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Urugan</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Batu</li> <li>• tanah</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• lebar</li> <li>• sempit</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• lempung atau tanah berlempung</li> <li>• pasir sampai batu pecah</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Beton/pasangan</li> </ul>	Batu	Sempit	Pasir sampai batu
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Komposit</li> </ul>	Batu	lebar	<ul style="list-style-type: none"> <li>• lempung atau tanah berlempung</li> <li>• pasir sampai batu pecah</li> </ul>

Sumber : pedoman criteria desain embung kecil untuk daerah semi kering di Indonesia.

#### 2.4.4 Lebar Puncak Embung

Lebar puncak embung/mercu embung diambil sebagai berikut :

**Tabel 2.11. Lebar Puncak Tubuh Embung**

Tipe	Tinggi (m)	Lebar puncak (m)
Urugan	≤5.00	2.00
	5.00 – 10.00	3.00
Pasangan batu / beton	Sampai maksimal 7.00	1.00

Sumber : pedoman criteria desain embung kecil untuk daerah semi kering di Indonesia.

Apabila puncak urugan akan digunakan untuk lalulintas umum , maka dikiri dan kanan badan jalan diberi bahu jalan masing-masing selebar 1.00 m. sedangkan puncak tubuh embung tipe pasangan/beton tidak disarankan untuk lalulintas karena biaya konstruksi akan menjadi mahal.

### 2.4.5 Kemiringan Lereng Embung

kemiringan lereng harus ditentukan sedemikian rupa agar stabil terhadap longsor. Hal ini sangat tergantung pada jenis material urugan yang hendak dipakai. Kestabilan urugan harus diperhitungkan terhadap surut cepat muka air kolam, dan rembesan langgeng, serta harus tahan terhadap gempa. Dengan pertimbangan hal diatas mengambil koefisien gempa 0.15 g diperoleh kemiringan urugan yang disarankan seperti tabel berikut. Stabilitasnya dihitung dengan menggunakan *Metode A.W.Bishop*, sedangkan parameter urugannya diperoleh dengan pengujian dilaboratorium.

**Tabel 2.12.** Kemiringan Lereng Urugan untuk Tinggi Maksimum 10 m

Material Urugan	Material Utama	Kemiringan Lereng Vertika : Horizontal	
		Udik	Hilir
a. urugan homogen dan majemuk	CN	1 : 3.00	1 : 2.25
	CL		
	SC		
	GC		
	GM		
	SM		
1. urugan batu dengan inti lempung dan dinding diafragma	Pecah batu	1 : 1.50	1 : 1.25
2. kerikil-kerikil dengan inti lempung atau dinding diafragma	Kerikil-kerikil	1 : 2.50	1 : 1.75

*Sumber : pedoman criteria desain embung kecil untuk daerah semi kering di Indonesia.*

### 2.4.6 Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan adalah jarak vertikal antara muka air kolam pada waktu banjir desain (*50 Tahun*) dan puncak tubuh embung. Tinggi jagaan pada tubuh embung dimaksudkan untuk memberikan keamanan tubuh embung terhadap

peluapan karena banjir. Bila hal ini terjadi maka akan terjadi erosi kuat pada tubuh embung tipe urugan.

Dengan mempertimbangkan beberapa faktor seperti kondisi tempat kedudukan embung, karakteristik banjir abnormal, jebolnya embung dan sebagainya, maka tinggi jagaan ( $H_f$ ) dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$H_f \geq \Delta h - h_w + \frac{h_e}{2} + h_i$$

Dimana :

$\Delta h$  = Tinggi kenaikan muka air embung akibat banjir maksimum

$H_w$  = Tinggi ombak akibat tiupan angin

$h_e$  = Tinggi ombak akibat gempa

$h_i$  = Tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat kepentingan

Tinggi jagaan juga dapat ditentukan menurut tipe tubuh embung seperti pada tabel berikut :

***Tabel 2.13. Tinggi Jagaan Embung***

<b>Tipe Tubuh Embung</b>	<b>Tinggi Jagaan</b>
Urugan Homogen dan Majemuk	0.50
Pasangan Batu/Beton	0.00
Komposit	0.50

*Sumber : pedoman criteria desain embung kecil (Ibnu Kasario, Dkk. 1997:5.6)*

### 2.4.7 Tinggi Tubuh Embung

Tinggi tubuh embung harus ditentukan dengan mempertimbangkan kebutuhan air dan keamanan terhadap peluapan air banjir. Tinggi tubuh embung dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Hd = Hk + Hb + Hf$$

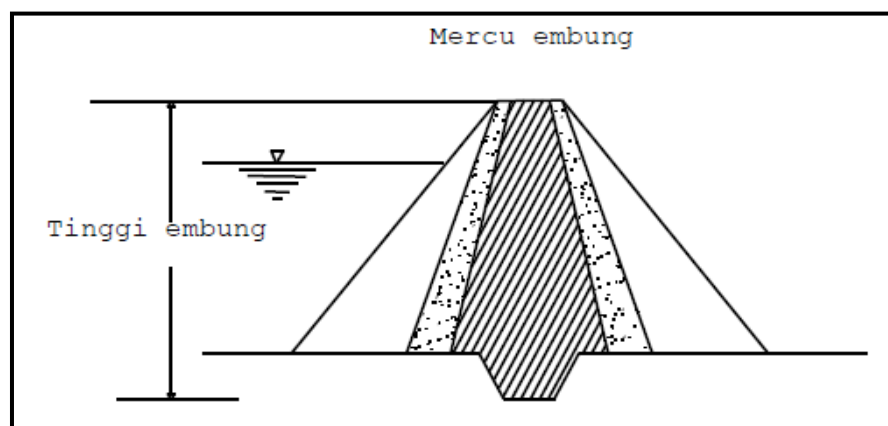
Dengan :

$Hd$  = Elevasi puncak embung

$Hk$  = Elevasi muka air kolam embung pada kondisi penuh (m)

$Hb$  = Tinggi tampungan banjir (m)

$Hf$  = Tinggi jagaan (m)



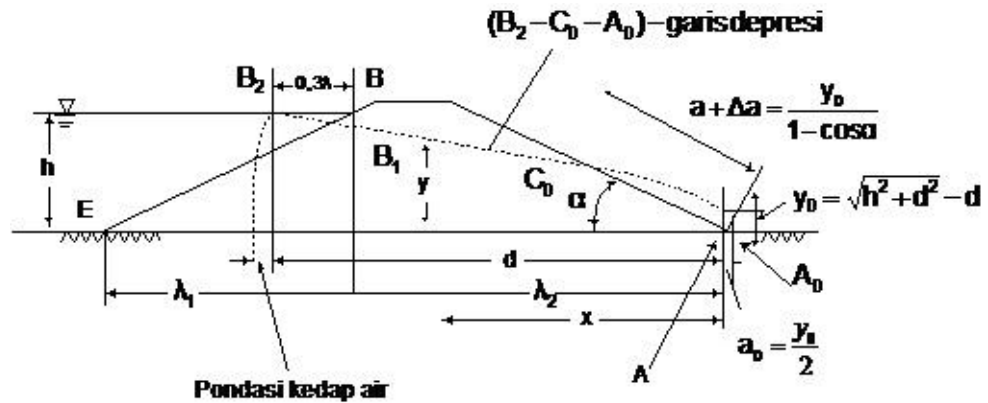
*Gambar 2.6. Tinggi Tubuh Embung*

## 2.5 Stabilitas Lereng

### 2.5.1 Stabilitas Embung Terhadap Aliran

Konstruksi embung diharuskan mempertahankan diri terhadap gaya – gaya yang di timbulkan oleh adanya air filtrasi yang mengalir melalui celah – celah antara butiran – butiran tanah pembentuk embung. Untuk mengetahui kemampuan daya tahan embung terhadap gaya – gaya tersebut, maka bangunan embung perlu diperhatikan terhadap :

1. Formasi garis aliran (*Seepage Line Formation*)
2. Kapasitas aliran filtrasi
3. Kemungkinan terjadi gejala *sufosi* (piping) dan *boiling* (sembulan)



Gambar 2.7. Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi

### 2.5.2 Formasi Garis Aliran Filtrasi dalam Tubuh Embung

Formasi garis depresi pada zona kedap air suatu embung dapat diperoleh dengan metode *Casagrade*. Jika angka permeabilitas vertikal berbeda dengan angka permeabilitas horizontal, maka akan terjadi perubahan bentuk garis aliran dengan mengurangi koordinat horizontal sebesar sebesar  $\sqrt{kv/kh}$  kali.

Pada ujung tumit embung dianggap sebagai titik permulaan koordinat dengan sumbu x dan y, maka garis depresi dapat diperoleh dengan persamaan parabola bentuk dasar (*Sosrodarsono, 1989*) sebagai berikut :

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

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

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

Dimana :

$h$  = jarak vertikal antara titik A dan titik B

$d$  = jarak horizontal antara titik A dan titik B

### 2.5.3 Kapasitas Aliran Filtrasi

Kapasitas aliran filtrasi adalah kapasitas rembesan air yang mengalir ke hilir melalui tubuh embung dan pondasi embung. Untuk memperkirakan besarnya aliran filtrasi suatu embung baik yang melalui embung maupun melalui lapisan pondasi dapat dilakukan dengan menggunakan trayektori aliran filtrasi dengan rumus (Sosrodarsono, 1989:165) sebagai berikut :

$$Q_f = \left[ \frac{N_f}{N_p} \right] K \cdot H \cdot L$$

Dimana :

$Q_f$  = Kapasitas aliran filtrasi

$N_f$  = Angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi

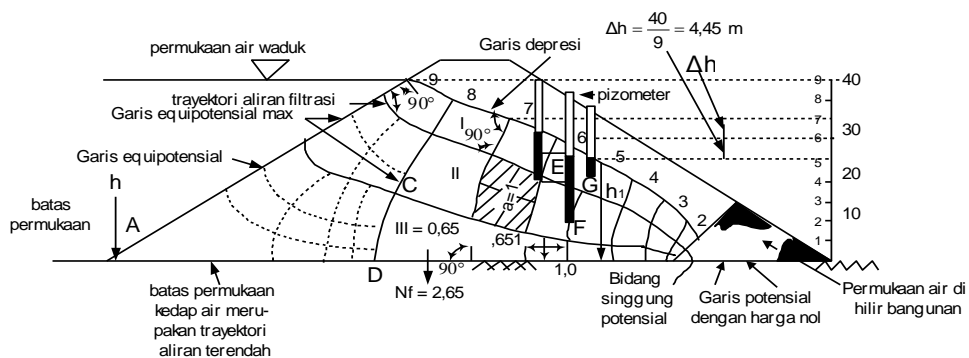
$N_p$  = Angka pembagi dari garis equi-potensial

$K$  = Koefisien filtrasi

$H$  = tinggi tekanan air total

$L$  = Panjang profil melintang tubuh embung (m)

Besarnya rembesan yang diijinkan 2% - 5% dari kapasitas tampungan total (Soedibyo, 1983:80).



Gambar 2.8. Jaringan Trayektori Aliran Filtrasi Dalam Tubuh Embung



## **BAB III**

### **METODOLOGI**

#### **3.1 Umum**

Untuk merencanakan Embung Lhok Gajah hal yang pertama dilakukan adalah mengumpulkan data-data penunjang seperti data geologi, data klimatologi, data topografi, dan data hidrologi. Dari data-data ini maka dilakukan analisa untuk mendapatkan grafik lengkung kapasitas, jumlah kebutuhan air irigasi dan debit banjir rancangan, jadi dari hasil analisa ini maka kita dapat menentukan dimensi embung sesuai dengan kebutuhan. Dan hal terakhir yang dilakukan adalah menganalisa dimensi embung stabil apa tidak dari aliran filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk embung dan gejala-gejala longsor baik pada lereng hulu maupun lereng hilir embung tersebut.

#### **3.2 Jenis dan Sumber Data**

Penentuan lokasi embung beserta dimensi embung ditentukan melalui analisa data. Untuk itu tahap-tahap yang dilakukan dalam studi ini adalah :

1. Survey dan peninjauan lokasi

Survey dan peninjauan lokasi ini dilakukan untuk mengetahui kondisi yang sebenarnya di daerah studi sehingga dalam perencanaan kita dapat mengambil keputusan yang benar.

2. Studi literatur

Studi literature dilakukan sebagai tambahan dalam mencari materi dan referensi yang berhubungan dengan kegiatan studi agar dalam merencanakan embung tidak terjadi kesalahan yang dapat merusak embung tersebut.

### 3. Pengumpulan data

Mengumpulkan data-data panjang dalam penyusunan studi ini diantaranya:

- Data Geologi

Data geologi digunakan untuk mengetahui jenis tanah dan batuan yang ada disekitar lokasi.

- Data Topografi

Dari data topografi maka kita dapat menghitung luas lahan pertanian yang akan diairi air irigasi dari embung, serta dari data topografi ini juga kita dapat merencanakan grafik lengkung kapasitas yang digunakan untuk mengetahui volume tampungan, luas genangan dan elevasi embung.

- Data Hidrologi

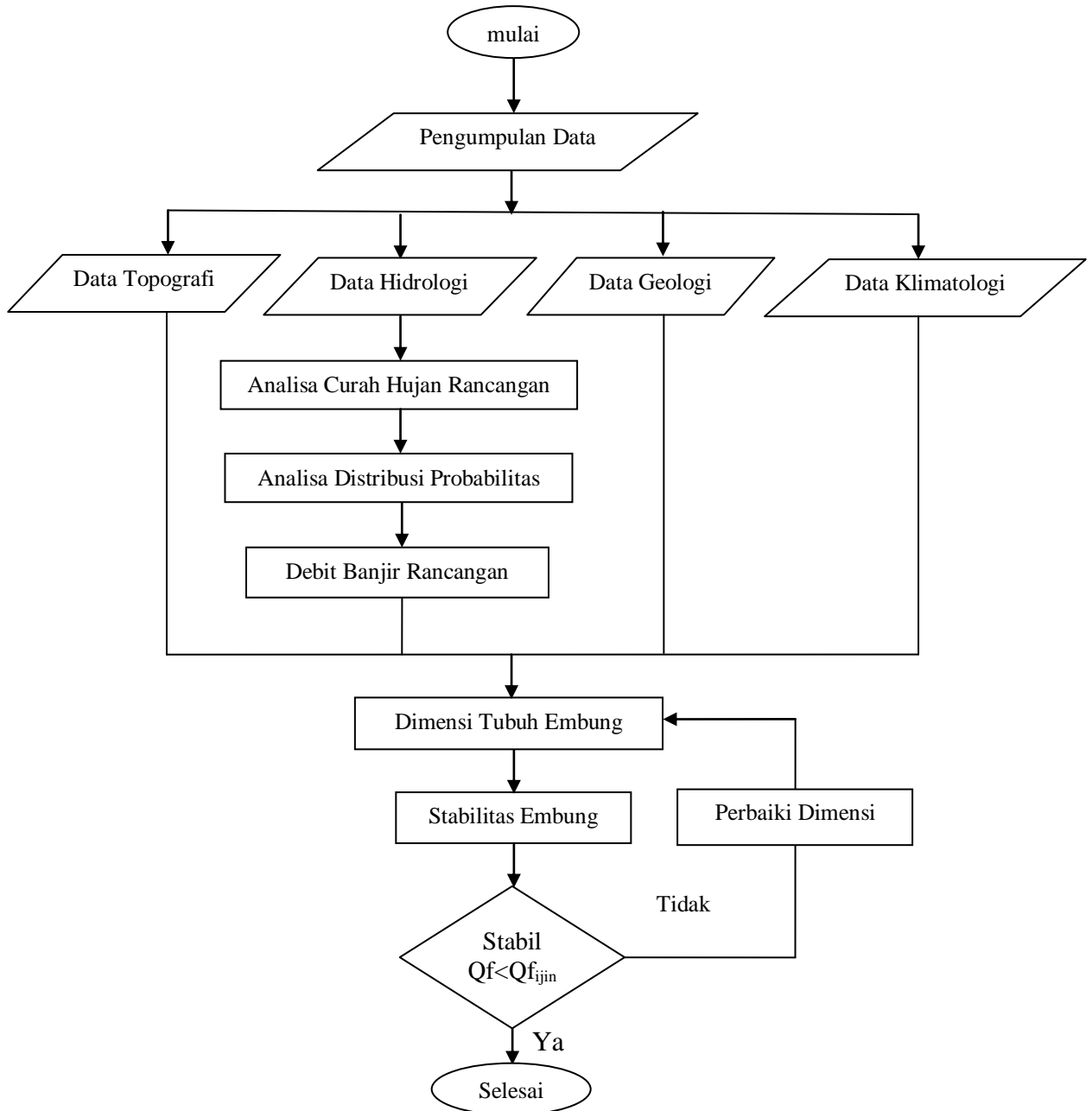
Data hidrologi terdiri dari data curah hujan dan data debit sungai, dari data ini dilakukan analisa untuk mendapatkan curah hujan rancangan, debit andalan dan debit banjir rancangan. Dari hasil analisa ini maka kita dapat merencanakan dimensi embung Lhok Gajah.

- Data Klimatologi

Data klimatologi ini digunakan untuk menghitung evapotranspirasi dengan menggunakan metode penman dan perencanaan pola tata tanam (PTT) yang digunakan untuk menganalisa kebutuhan air irigasi.

Bagan Aliran (Flowchat)

Perencanaan Embung Lhok Gajah Kabupaten Aceh Utara



## **BAB IV**

### **ANALISA DATA DAN PERENCANAAN**

#### **4.1. Analisa Hidrologi**

##### **4.1.1. Curah Hujan Rancangan**

Curah hujan rancangan adalah merupakan curah hujan terbesar tahunan dengan peluang tertentu yang mungkin terjadi disuatu daerah atau hujan dengan kemungkinan periode ulang tertentu (*C.D. Soemarto, 1987*). Berdasarkan hasil pengamatan pada lokasi perencanaan Embung Lhok Gajah Kabupaten Aceh Utara ini tidak memiliki banyak Stasiun curah hujan, maka yang akan digunakan dalam analisa hidrologi pada laporan ini hanya menggunakan 1 Stasiun saja, karena tidak ada Stasiun hujan lainnya yang ada di sekitar DAS Kr. Buluh dan stasiun tersebut adalah Stasiun Malikussaleh. Maka berdasarkan perhitungan hujan maksimum harian rata-rata tahunan dapat dihitung besar curah hujan rencana dengan menggunakan metode Log Person Type III dan Metode E.J. Gumbel.

Data curah hujan yang diperoleh dari BMG Malikussaleh Kabupaten Aceh Utara mulai dari tahun 1984 sampai dengan tahun 2005, untuk data curah hujan yang terbaru belum ada dikarenakan pada tahun 2006 terjadi Tsunami di Aceh sehingga data yang dipakai dalam perencanaan ini masih berpedoman pada data yang lama, data curah hujan Stasiun Malikussaleh dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.1. Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Malikussaleh

No	Tahun	Hujan Maksimum (mm)
1	1984	94
2	1985	63
3	1986	111
4	1987	95
5	1988	139
6	1989	105
7	1990	93
8	1991	63
9	1992	128
10	1993	149
11	1994	98
12	1995	74
13	1996	123
14	1997	80
15	1998	99
16	1999	121
17	2000	209
18	2001	127
19	2002	49
20	2003	74
21	2004	96
22	2005	87

Sumber : Stasiun Hujan Malikussaleh

#### 4.1.1.1 Metode Log Person Type III

Metode Log Person Type III tidak mempunyai sifat khas yang dapat dipergunakan untuk memperkirakan jenis distribusi ini. Perhitungan parameter statistik metode Log Person Type III dapat di lihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.2. Analisa Curah Hujan Rancangan Metode Log Person Type III

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X	Log X - Log Xr	(Log X - Log Xr) <sup>2</sup>	(Log X - Log Xr) <sup>3</sup>
1	2000	209.00	2.320	0.328	0.107301	0.03514820
2	1993	149.00	2.173	0.181	0.032619	0.00589126
3	1988	139.00	2.143	0.150	0.022631	0.00340453
4	1992	128.00	2.107	0.115	0.013140	0.00150630
5	2001	127.00	2.104	0.111	0.012371	0.00137597
6	1996	123.00	2.090	0.097	0.009472	0.00092192
7	1999	121.00	2.083	0.090	0.008137	0.00073404
8	1986	111.00	2.045	0.053	0.002782	0.00014673
9	1989	105.00	2.021	0.029	0.000819	0.00002342
10	1998	99.00	1.996	0.003	0.000009	0.00000003
11	1994	98.00	1.991	-0.001	0.000002	0.00000000
12	2004	96.00	1.982	-0.010	0.000106	-0.00000110
13	1987	95.00	1.978	-0.015	0.000221	-0.00000328
14	1984	94.00	1.973	-0.019	0.000378	-0.00000736
15	1990	93.00	1.968	-0.024	0.000581	-0.00001399
16	2005	87.00	1.940	-0.053	0.002815	-0.00014938
17	1997	80.00	1.903	-0.089	0.008008	-0.00071664
18	2003	74.00	1.869	-0.123	0.015214	-0.00187666
19	1995	74.00	1.869	-0.123	0.015214	-0.00187666
20	1991	63.00	1.799	-0.193	0.037341	-0.00721569
21	1985	63.00	1.799	-0.193	0.037341	-0.00721569
22	2002	49.00	1.690	-0.302	0.091435	-0.02764841
jumlah			43.845		0.417939	0.00242754
rerata			1.993			
Si			0.14107			
Koefisien Kepencengan (Cs)			0.03652			

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan diatas maka dapat diperoleh nilai :

1. Curah hujan rata – rata :

$$\begin{aligned} \text{Log } \bar{X} &= \frac{\sum \text{Log} X}{n} \\ &= \frac{43,845}{22} = 1,993 \end{aligned}$$

2. Simpangan Baku Si

$$\begin{aligned} S_i &= \sqrt{\frac{\sum (\text{Log} X - \text{Log } \bar{X})^2}{(n-1)}} \\ &= \sqrt{\frac{0,41794}{21}} = 0,14107 \end{aligned}$$

3. Koefisien Kepencengan

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{n \sum (\text{Log} X - \text{Log } \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \text{Log} X)^3} \\ &= \frac{22 \times (0,00242754)}{(22-1) \times (22-2) \times (0,14107)^3} = 0,03652 \end{aligned}$$

Untuk menghitung curah hujan rancangan dapat di lihat di bawah ini :

$$C_s = 0,03652, G = 0,836$$

$$\begin{aligned} \text{Log } x_T &= \text{Log } \bar{X} + (G \times S_i) \\ &= 1,993 + (0,836 \times 0,14107) \\ &= 2,111 \end{aligned}$$

$$X_{\text{tahun}} = 129,032 \text{ mm}$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat di lihat pada tabel 4.3. di bawah ini.

**Tabel 4.3. Perhitungan Hujan Rancangan Dengan Metode Log Person Type III**

<b>No.</b>	<b>Tr (Tahun)</b>	<b>G</b>	<b>Log X</b>	<b>X (mm)</b>
1	2	-0.017	1.990	97.763
2	5	0.836	2.111	129.032
3	10	1.292	2.175	149.666
4	20	1.621	2.222	166.556
5	25	1.785	2.245	175.703
6	50	2.107	2.290	195.107
7	100	2.354	2.325	211.407

*Sumber : Hasil Perhitungan*



#### 4.1.1.2 Metode Gumbel

Metode Gumbel memiliki sifat khas yaitu nilai asimetrinya (*skewness*)  $C_s = 0,155$  dan nilai kurtosisnya  $C_k = 6,349$  (*C.D. Soemarto, 1987*). Untuk perhitungan parameter statistic metod Gumbel dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

**Tabel 4.4.** Analisa Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	X - $\bar{X}$	(X - $\bar{X}$ ) <sup>2</sup>
1	2000	209	105.9	11209.03
2	1993	149	45.6	2076.87
3	1988	139	35.1	1230.10
4	1992	128	24.1	579.50
5	2001	127	23.2	536.98
6	1996	123	20.0	398.91
7	1999	121	17.6	308.80
8	1986	111	7.8	60.42
9	1989	105	1.5	2.17
10	1998	99	-4.2	17.87
11	1994	98	-5.6	31.67
12	2004	96	-7.9	62.84
13	1987	95	-8.2	67.69
14	1984	94	-9.4	88.87
15	1990	93	-10.5	110.82
16	2005	87	-16.0	256.87
17	1997	80	-23.9	572.51
18	2003	74	-29.4	865.96
19	1995	74	-29.4	865.96
20	1991	63	-40.6	1650.58
21	1985	63	-40.7	1658.71
22	2002	49	-54.4	2962.33
jumlah		2275		25615.46
rerata		103.4		
Standar Devisiasi (s)		34.93		

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan diatas, maka diperoleh nilai :

1. Curah hujan rata – rata

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i$$

$$= \frac{1}{22} \times 2275 = 103,4$$

2. Standar deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

$$= \sqrt{\frac{25615,46}{(22 - 1)}} = 34,93$$

Analisa Hujan Rancangan

N = 22, maka  $Y_n = 0,5268$  dan  $S_n = 1,0754$  (tabel  $Y_n$  dan  $S_n$ )

Perhitungan selanjutnya untuk berbagai periode dapat dilihat pada tabel di bawah

ini:

**Tabel 4.5. Perhitungan Hujan Rancangan Metode Gumbel**

No	Tr	Tr-1	(Tr-1)/Tr	Ln ((Tr-1)/Tr)	- Ln ((Tr-1)/Tr)	Ln [5]	YT = - [6]	K	X
	Tahun								(mm)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]
1	2	1	0.500	-0.693	0.693	-0.367	0.367	-0.149	98.222
2	5	4	0.800	-0.223	0.223	-1.500	1.500	0.905	135.032
3	10	9	0.900	-0.105	0.105	-2.250	2.250	1.603	159.403
4	20	19	0.950	-0.051	0.051	-2.970	2.970	2.272	182.781
5	25	24	0.960	-0.041	0.041	-3.199	3.199	2.484	190.196
6	50	49	0.980	-0.020	0.020	-3.902	3.902	3.138	213.041
7	100	99	0.990	-0.010	0.010	-4.600	4.600	3.788	235.716

Sumber : Hasil Perhitungan

#### 4.1.2 Uji Kesesuaian Distribusi Chi Square

##### 4.1.2.1 Metode Log Person Type III

$$\text{Jumlah data} = 22$$

$$\text{Rerata} = 103,4$$

$$\text{Standar deviasiasi} = 34,93$$

$$Y_n = 0,5268$$

Jumlah kelas

$$\begin{aligned} K &= 1 + (3,322 \times \text{Log } n) \\ &= 1 + (3,322 \times \text{Log } 22) \\ &= 5,75 \approx 6 \end{aligned}$$

Jumlah kelas dibagi menjadi 6 kelas,  $100/6 = 16,67$ .

Untuk  $Pr = 80\%$ , maka hasil interpolasi nilai  $K$  diperoleh untuk  $C_s = 0,03652$

1. Interval 80 %

$$C_s = -0,03652 \quad ; \quad G = -0,244$$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= \text{Log } \bar{x} + (G \times S) \\ &= 1,993 + (-0,244 \times 0,141) \\ &= 1,958 \end{aligned}$$

$$X = 90,790 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Table 4.6. Uji Chi-Square untuk Distribusi Log Person Type III

K	Rt	Batas Kelas	OI	EI	(OI - EI) <sup>2</sup>	(OI - EI) <sup>2</sup> /EI
1.958	90.790	< 90.790	7.00	3.67	11.11	3.03
1.970	93.345	90.790 - 93.345	1.00	3.67	7.11	1.94
1.990	97.763	93.345 - 97.763	3.00	3.67	0.44	0.12
2.030	107.238	97.763 - 107.238	3.00	3.67	0.44	0.12
2.124	132.917	107.238 - 132.917	5.00	3.67	1.78	0.48
0		> 132.917	3.00	3.67	0.44	0.12
Jumlah			22.00	22.00	21.33	5.82

Sumber : Hasil Perhitungan

Kesimpulan :

$$EJ = \frac{\text{banyaknyadata}}{\text{jumlah data}} = \frac{22}{6} = 3,67$$

- Banyaknya data (n) = 22
- Taraf signifikan ( $\alpha$ ) = 5 %
- Derajat kebebasan (Dk) = kelas – m – 1  
= 6 – 2 – 1 = 3

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

$$X^2 \text{ hitung} = \frac{\sum(EJ - OJ)^2}{OJ} = \frac{5,82}{3,67} = 1,58$$

Karena  $X^2$  hitung <  $X^2$  standar, maka pengujian Chi Square pada distribusi Log Person Type III diterima.

Dalam menentukan nilai kritis ( $X^2$  standar) untuk perhitungan di atas, dapat dilihat pada Tabel 2.2.

#### 4.1.2.2 Metode Gumbel

Jumlah data	= 22
Rerata	= 103,4
Standar deviasi	= 34,93
Yn	= 0,5268

Jumlah kelas

$$\begin{aligned}
 K &= 1 + (3,322 \times \text{Log } n) \\
 &= 1 + (3,322 \times \text{Log } 22) \\
 &= 5,75 \approx 6
 \end{aligned}$$

Jumlah kelas dibagi menjadi 6 kelas,  $100/6 = 16,67$ .

Pada pengujian Chi Square terlebih dahulu menentukan nilai Yn dan Sn, dimana nilai Yn = 0,5268 dan Sn = 1.0754. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut :

##### 1. Interval 80 %

$$Tr = \frac{100}{80} = 1,2$$

$$\begin{aligned}
 Yt &= -\text{Ln} \left( -\text{Ln} \left( \frac{Tr-1}{Tr} \right) \right) \\
 &= -\text{Ln} \left( -\text{Ln} \left( \frac{1,2-1}{1,2} \right) \right) = -0,583
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{(Yt - Yn)}{Sn} \\
 &= \frac{(-0,583 - 0,5268)}{1,0754} = -1,032
 \end{aligned}$$

$$Xt = \bar{X} + (K \times S)$$

$$= 103,4 + (-1,023 \times 34,93) = 71,823$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 4.7. Uji Chi-Square untuk Distribusi Gumbel**

K	Rt	Batas Kelas	OI	EI	(OI - EI) <sup>2</sup>	(OI - EI) <sup>2</sup> /EI
-0.583	71.823	< 71.823	3.00	3.67	0.44	0.12
-0.094	85.149	71.823 - 85.149	3.00	3.67	0.44	0.12
0.367	97.695	85.149 - 97.695	5.00	3.67	1.78	0.48
0.903	112.303	97.695 - 112.303	4.00	3.67	0.11	0.03
1.702	134.076	112.303 - 134.076	4.00	3.67	0.11	0.03
0		> 134.076	3	3.67	0.44	0.12
Jumlah			22.00	22.00	3.33	0.91

Sumber : Hasil Perhitungan

Kesimpulan :

$$EJ = \frac{\text{banyaknyadata}}{\text{jumlah data}} = \frac{22}{6} = 3,67$$

- Banyaknya data (n) = 22
- Taraf signifikan ( $\alpha$ ) = 5 %
- Derajat kebebasan (Dk) = kelas - m - 1  
= 6 - 2 - 1 = 3

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

$$X^2 \text{ hitung} = \frac{\sum(EJ - OJ)^2}{OJ} = \frac{0,91}{3,67} = 0,24$$

Karena  $X^2$  hitung <  $X^2$  standar, maka pengujian Chi Square pada distribusi Log Person Type III diterima.

Dalam menentukan nilai kritis ( $X^2$  standar) untuk perhitungan di atas, dapat dilihat pada Tabel 2.3.

### 4.1.3 Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov

#### 4.1.3.1 Metode Log Person Type III

Untuk analisa probabilitas log person type III ini data diurutkan dari angka terbesar ke terkecil. Sedangkan untuk menghitung probabilitasnya digunakan rumus :

$$Pe = \frac{m}{n+1}$$

$$= \frac{1}{22+1} = 0,043$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 4.8.** Pengujian Probabilitas Log Person Type III

m	Log X	Log X terurut	Pe = m/(n+1)	P(x<)	f(t) = (x- x)/s	P'(x<)	Δ=P(x<) - P'(x<)	
1	1.973	2.321	0.043	0.957	2.323	0.990	0.033	
2	1.797	2.173	0.087	0.913	1.278	0.899	0.014	
3	2.046	2.141	0.130	0.870	1.054	0.854	0.016	
4	1.979	2.106	0.174	0.826	0.799	0.788	0.038	
5	2.141	2.102	0.217	0.783	0.778	0.782	0.001	
6	2.021	2.091	0.261	0.739	0.699	0.758	0.019	
7	1.968	2.083	0.304	0.696	0.638	0.738	0.043	
8	1.798	2.046	0.348	0.652	0.379	0.648	0.005	
9	2.106	2.021	0.391	0.609	0.200	0.579	0.030	
10	2.173	1.997	0.435	0.565	0.028	0.511	0.054	
11	1.990	1.990	0.478	0.522	-0.016	0.494	0.028	
12	1.869	1.980	0.522	0.478	-0.089	0.465	0.014	
13	2.091	1.979	0.565	0.435	-0.099	0.461	0.026	
14	1.900	1.973	0.609	0.391	-0.138	0.445	0.054	
15	1.997	1.968	0.652	0.348	-0.174	0.431	0.083	
16	2.083	1.942	0.696	0.304	-0.361	0.359	0.055	
17	2.321	1.900	0.739	0.261	-0.653	0.257	0.004	
18	2.102	1.869	0.783	0.217	-0.873	0.191	0.026	
19	1.690	1.869	0.826	0.174	-0.873	0.191	0.017	
20	1.869	1.798	0.870	0.130	-1.377	0.084	0.046	
21	1.980	1.797	0.913	0.087	-1.382	0.083	0.004	
22	1.942	1.690	0.957	0.043	-2.140	0.016	0.027	
<b>Rerata, X</b>		<b>1.993</b>					<b>Δ<sub>Maks.</sub></b>	<b>0.083</b>
<b>Simpangan Baku, s</b>		<b>0.141</b>						

Sumber : Hasil Perhitungan

- Banyak data = 22
- Taraf signifikan ( $\alpha$ ) = 5 % = 0,05
- $\Delta_{\text{kritis}}$  = 0,278 (hasil interpolasi)
- $\Delta_{\text{Maks}}$  = 0,083

Karena  $\Delta_{\text{Maks}} < \Delta_{\text{kritis}}$ , maka pengujian Smirnov-Kolmogorov pada distribusi Log Person Type III diterima.

#### **4.1.3.2 Metode Gumbel**

Untuk analisa probabilitas Gumbel ini data diurutkan dari angka terbesar ke terkecil. Sedangkan untuk menghitung probabilitasnya digunakan rumus :

$$\begin{aligned} P_e &= \frac{m}{n+1} \\ &= \frac{1}{22+1} = 0,043 \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel di bawah ini.



Tabel 4.9. Pengujian Probabilitas Gumbel

m	X	X <sub>terurut</sub>	Pe = m/(n+1)	P(x<)	f(t) = (x-x)/s	P'(x<)	$\Delta = P(x<) - P'(x<)$	
1	94	209	0.043	0.957	3.031	0.999	0.042	
2	63	149	0.087	0.913	1.305	0.904	0.009	
3	111	139	0.130	0.870	1.004	0.842	0.027	
4	95	128	0.174	0.826	0.689	0.755	0.071	
5	139	127	0.217	0.783	0.663	0.746	0.036	
6	105	123	0.261	0.739	0.572	0.716	0.023	
7	93	121	0.304	0.696	0.503	0.693	0.003	
8	63	111	0.348	0.652	0.223	0.588	0.064	
9	128	105	0.391	0.609	0.042	0.517	0.092	
10	149	99	0.435	0.565	-0.121	0.452	0.113	
11	98	98	0.478	0.522	-0.161	0.436	0.086	
12	74	96	0.522	0.478	-0.227	0.410	0.068	
13	123	95	0.565	0.435	-0.236	0.407	0.028	
14	80	94	0.609	0.391	-0.270	0.394	0.002	
15	99	93	0.652	0.348	-0.301	0.382	0.034	
16	121	87	0.696	0.304	-0.459	0.323	0.019	
17	209	80	0.739	0.261	-0.685	0.247	0.014	
18	127	74	0.783	0.217	-0.843	0.200	0.018	
19	49	74	0.826	0.174	-0.843	0.200	0.026	
20	74	63	0.870	0.130	-1.163	0.122	0.008	
21	96	63	0.913	0.087	-1.166	0.122	0.035	
22	87	49	0.957	0.043	-1.558	0.060	0.016	
Rerata, $\bar{X}$		<b>103.43</b>					$\Delta_{Maks.}$	<b>0.113</b>
Simpangan Baku, s		<b>34.93</b>						

Sumber : Hasil Perhitungan

- Banyak data = 22
- Taraf signifikan ( $\alpha$ ) = 5 % = 0,05
- $\Delta_{kritis}$  = 0,278 (hasil interpolasi)
- $\Delta_{Maks}$  = 0,113

Karena  $\Delta_{Maks} < \Delta_{kritis}$ , maka pengujian Smirnov-Kolmogorov pada distribusi Gumbel diterima.

## Rekap dan Kesimpulan Perhitungan Hujan Rancangan DAS Kr. Buluh

*Tabel 4.10. Hujan Rancangan*

No	Kala Ulang	Metode	
		Gumbel	Log Pearson Type III
1	2	98.222	97.763
2	5	135.032	129.032
3	10	159.403	149.666
4	20	182.781	166.556
5	25	190.196	175.703
6	50	213.041	195.107
7	100	235.716	211.407

Sumber : Hasil Perhitungan

*Tabel 4.11. Perhitungan Uji Chi Square*

No	Keterangan	Gumbel	Log Person Type III
1	derajat bebas (n)	3	3
2	signifikan $\alpha$ (%)	5,00	5,00
3	Derajat Bebas	3,67	3,67
4	$X^2_{standart}$ (%)	7,815	7,815
5	$X^2_{hitung}$	0,24	1,58
6	<b>Hipotesa</b>	<b>Diterima</b>	<b>Diterima</b>

Sumber : Hasil Perhitungan

*Tabel 4.12. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogrov*

No	Keterangan	Gumbel	Log Person Type III
1	Data (n)	22	22
2	signifikan $\alpha$ (%)	5,00	5,00
3	$\Delta$ Kritis (%)	0,278	0,278
4	$\Delta$ Maksimum (%)	0,083	0,113
5	<b>Hipotesa</b>	<b>Diterima</b>	<b>Diterima</b>

Sumber : Hasil Perhitungan

Kesimpulan :

Dari perhitungan yang telah dilakukan di atas, maka data curah hujan yang digunakan untuk melanjutkan perhitungan selanjutnya dipilih yang terbesar yaitu Metode Gumbel.

#### 4.1.4 Hujan neto jam-jaman

Pada perencanaan embung atau bendung, untuk memperkirakan banjir rancangan dengan cara hidrograf satuan (*Unit Hidrograf*) perlu diketahui terlebih dahulu sebaran hujan jam-jaman dengan satuan interval tertentu. Dalam perhitungan ini, perhitungan kemungkinan curah hujan tiap jamnya dihitung dengan menggunakan rumus (Suyono, 1989). Karena lamanya durasi curah hujan di kabupaten Aceh Utara dilihat berdasarkan data curah hujan secara statistik dalam 1 hari selama 5 jam, maka analisa hujan jam-jaman yang di pakai dalam perhitungan ini adalah 5 jam.

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} x \left[ \frac{5}{T} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$R_t = \frac{1}{5} x \left[ \frac{5}{1} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$= 0,58 R_{24}$$

$$R_t = t \cdot R_t - (t - 1) \cdot (t - 1)$$

$$= 1 x 0,58 x R_{24} x (1 - 1) x (1 - 1)$$

$$= 0,58 x R_{24}$$

$R_{24} = 100\%$ , maka  $R_t = 58\%$

Untuk perhitungan dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 4.13.** Perhitungan Distribusi Hujan Jam-jaman Durasi 5 Jam

Jam	Rasio (%)
1	58
2	15
3	11
4	8
5	8
Jumlah	100

Sumber : Hasil Perhitungan

#### 4.1.5 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran biasanya didasarkan pada suatu pertimbangan bahwa koefisien pengaliran sangat tergantung pada faktor-faktor fisik. Adapun faktor-faktor kondisi dan karakteristik DAS. Dr. Kawakami menyusun suatu formulasi yang menyatakan bahwa untuk sungai tertentu, koefisien limpasan itu tidak tetap tetapi berbeda – beda tergantung dari besarnya curah hujan. Persamaan yang dimaksud secara matematis diuraikan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} C &= 1 - 5,65 / Rt^{(3/4)} \\ &= 1 - 5,65 / 98,222 = 0,819 \end{aligned}$$

#### 4.1.6 Hujan Efektif

Berdasarkan hasil perhitungan hujan rencana dengan metode Log Person Type III pada tabel 4.2 Dan distribusi hujan jam-jaman pada tabel 4.13 Dan koefisien pengaliran.. Maka hujan neto dapat dihitung menggunakan persamaan di bawah ini :

$$R_n = C . R$$

Curah hujan rancangan 2 tahun = 98,222 mm/jam

Koefisien limpasan = 0,819

Maka :

$$\text{Curah hujan efektif} = R_n = 98,222 \times 0,819 = 80,443 \text{ mm/jam}$$

$$\begin{aligned} \text{Curah hujan jam-jaman} &= \text{Ratio \%} \times \text{curah hujan efektif (mm/jam)} \\ &= 58 \% \times 80,443 = 47,038 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Perhitungan curah hujan jam-jaman dengan periode ulang tertentu dapat dilakukan dengan cara yang sama dan seluruh hasilnya dapat dilihat pada tabel Berikut ini :

Tabel 4.14. Perhitungan Curah Hujan Efektif

Waktu (jam)	Rasio	Kala Ulang						
		2	5	10	20	25	50	100
1	58.480	47.038	67.703	81.479	94.741	98.956	111.963	124.900
2	15.200	12.226	17.597	21.178	24.625	25.721	29.101	32.464
3	10.663	8.577	12.345	14.856	17.275	18.043	20.415	22.774
4	8.489	6.828	9.828	11.827	13.753	14.365	16.253	18.131
5	8.000	6.435	9.262	11.146	12.960	13.537	15.316	17.086
C.H. Rancangan		98.222	135.032	159.403	182.781	190.196	213.041	235.716
Koefisien Pengaliran		0.819	0.857	0.874	0.886	0.890	0.899	0.906
Hujan Netto		80.435	115.772	139.327	162.006	169.214	191.455	213.578

Sumber : Hasil Perhitungan

#### 4.1.7 Banjir Rancangan

Untuk menentukan debit banjir rancangan terdapat beberapa metode yang sering digunakan tapi dalam tugas ini menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.

##### 4.1.7.1. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Berdasarkan peta topografi dan hasil perhitungan maka dapat diketahui data-data sebagai berikut ini :

$$\text{Luas DAS (km}^2\text{)} = 20,389 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama} = 9,455 \text{ km}$$

1. Menentukan nilai (waktu konsentrasi)  $t_g$ . karena panjang sungai ( $L$ ) < 15

km, maka :

$$\begin{aligned} t_g &= 0,27 \times L^{0,7} \\ &= 0,27 \times 9,455^{0,7} \\ &= 1,3 \end{aligned}$$

2. Menentukan nilai  $t_r$  yang nilainya antara  $0,5 - 1 \cdot t_g$  sampai dengan  $t_g$

$$\begin{aligned} &= 0,75 \times 1,3 \\ &= 0,98 \end{aligned}$$

3. Menentukan nilai  $T_p$  dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_p &= t_g + 0,8 \cdot t_r \\ &= 1,3 + (0,8 \times 0,98) \\ &= 2,08 \text{ jam} \approx 2 \text{ jam} \end{aligned}$$

4. Menentukan nilai  $T_{0,3}$  dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha \cdot t_g \\ \alpha &= \frac{0,47x(AxL)^{0,25}}{T_g} \\ &= \frac{0,47x(20,389x9,455)^{0,25}}{1,3} \\ &= 1,347 \\ T_{0,3} &= 1,347 \times 1,3 \\ &= 1,75 \end{aligned}$$

5. Menghitung debit puncak banjir dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{AxR_o}{3,6x(0,3xT_p + T_{0,3})} \\ Q_p &= \frac{20,389x1}{3,6x(0,3x2,08 + 1,75)} \\ &= 2,386 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Menghitung unit hidrograf satuan banjir rancangan dengan menggunakan persamaan-persamaan sebagai berikut ini :

1. Bagian lengkung naik dengan batasan waktu ( $t$ ) adalah  $0 < t < T_p = 0 \leq t \leq 2,076$

$$Qa = Qpx \left[ \frac{t}{Tp} \right]^{2,4}$$

$$Qa = 2,386x \left[ \frac{1}{2,08} \right]^{2,4}$$

$$= 0,302$$

2. Bagian lengkung turun pertama dengan batasan waktu ( $t$ ) adalah  $Tp < t \leq (Tp+T_{0,3})$  atau  $2,08 \leq t \leq 3,826$

$$Qd1 = Qpx0,3^{\left(\frac{t-Tp}{T_{0,3}}\right)}$$

$$Qd1 = 2,386x0,3^{\left(\frac{2-2,076}{1,75}\right)}$$

$$= 1,755$$

3. Bagian lengkung turun kedua dengan  $(Tp + T_{0,3}) < t < (Tp + T_{0,3} \cdot 1,5 T_{0,3})$  atau  $3,826 \leq t \leq 6,451$

$$Qd2 = Qpx0,3^{\left(\frac{t-Tp+0,5T_{0,3}}{1,5xT_{0,3}}\right)}$$

$$Qd2 = 2,386x0,3^{\left(\frac{3-2,076+0,5x1,75}{1,5x1,75}\right)}$$

$$= 1,594$$

4. Bagian lengkung turun kedua dengan  $t \geq (Tp + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$  atau  $t \geq 6,451$

$$Qd3 = Qpx0,3^{\left(\frac{t-Tp+0,5T_{0,3}}{2xT_{0,3}}\right)}$$

$$= 2,386x0,3^{\left(\frac{5-2,076+0,5x1,75}{2x1,75}\right)}$$

$$= 0,723$$

**Tabel 4.15.** Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

<b>T (jam)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/dt/mm)</b>
0	0.000
1	0.302
2	1.755
3	1.594
4	1.148
5	0.723
6	0.478
7	0.351
8	0.258
9	0.189
10	0.139
11	0.102
12	0.075
13	0.055
14	0.041
15	0.030
16	0.022
17	0.016
18	0.012
19	0.009
20	0.006
21	0.005
22	0.003
23	0.003
24	0.002

Sumber : Hasil Perhitungan

#### **4.1.8 Hidrograf Banjir Rancangan**

Setelah unit hidrograf satuan dihitung, selanjutnya dihitung hidrograf banjir rancangan daerah pengaliran sungai Kr. Buluh. Untuk perhitungan banjir rancangan dengan berbagai kala ulang dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

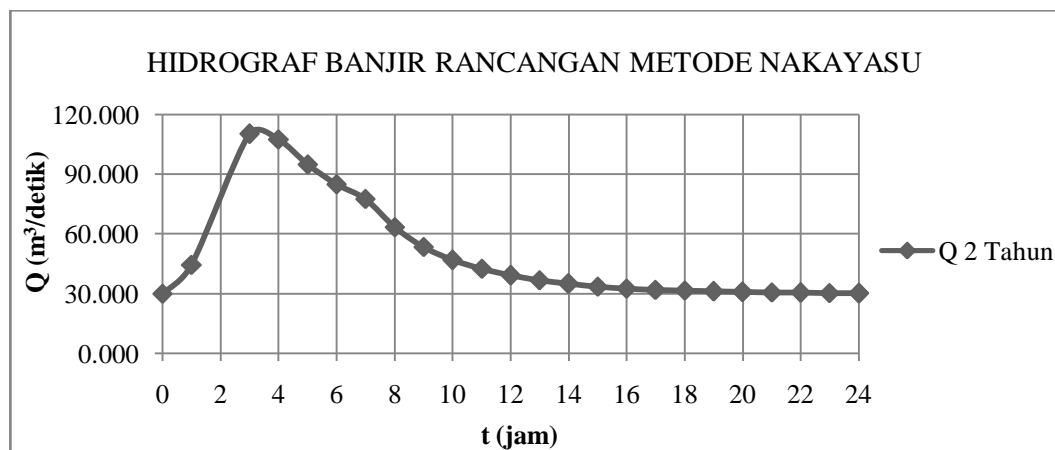


Tabel 4.16.

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 2 Tahun

t	unit Hidrograf (UH)	Debit Jam-jaman					Base Flow	Debit
		R1	R2	R3	R4	R5		
		47.038	12.226	8.577	6.828	6.435		
(jam)	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
0	0.0000	0.000					30.000	30.000
1	0.3076	14.469	0.000				30.000	44.469
2	1.6235	76.368	3.761	0.000			30.000	110.129
3	1.1689	54.983	19.849	2.638	0.000		30.000	107.470
4	0.7359	34.618	14.291	13.925	2.100	0.000	30.000	94.933
5	0.4865	22.883	8.998	10.025	11.086	1.979	30.000	84.971
6	0.3574	16.810	5.948	6.312	7.981	10.447	30.000	77.498
7	0.2625	12.349	4.369	4.172	5.025	7.522	30.000	63.437
8	0.1928	9.071	3.210	3.065	3.322	4.736	30.000	53.403
9	0.1417	6.664	2.358	2.252	2.440	3.130	30.000	46.844
10	0.1041	4.895	1.732	1.654	1.793	2.300	30.000	42.373
11	0.0764	3.596	1.272	1.215	1.317	1.689	30.000	39.089
12	0.0562	2.641	0.935	0.893	0.967	1.241	30.000	36.677
13	0.0413	1.940	0.687	0.656	0.711	0.912	30.000	34.905
14	0.0303	1.425	0.504	0.482	0.522	0.670	30.000	33.603
15	0.0223	1.047	0.370	0.354	0.383	0.492	30.000	32.647
16	0.0164	0.769	0.272	0.260	0.282	0.361	30.000	31.944
17	0.0120	0.565	0.200	0.191	0.207	0.265	30.000	31.428
18	0.0088	0.415	0.147	0.140	0.152	0.195	30.000	31.049
19	0.0065	0.305	0.108	0.103	0.112	0.143	30.000	30.771
20	0.0048	0.224	0.079	0.076	0.082	0.105	30.000	30.566
21	0.0035	0.165	0.058	0.056	0.060	0.077	30.000	30.416
22	0.0026	0.121	0.043	0.041	0.044	0.057	30.000	30.306
23	0.0019	0.089	0.031	0.030	0.033	0.042	30.000	30.224
24	0.0000	0.000	0.023	0.022	0.024	0.031	30.000	30.100

Sumber : Hasil Perhitungan



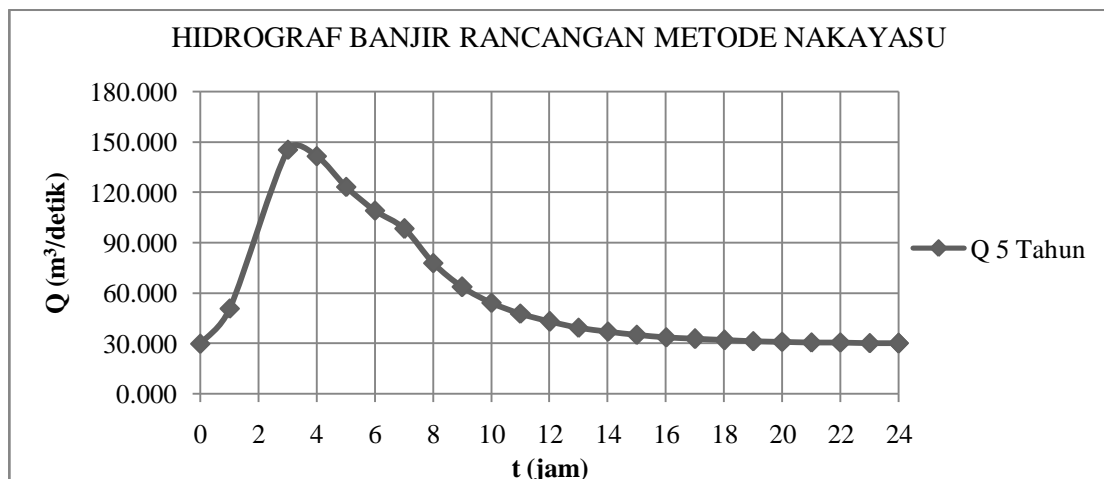
Gambar 4.1. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 2 Tahun

Tabel 4.17.

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 5 Tahun

t	Unit Hidrograf (UH)	Debit Jam-jaman					Base Flow	Debit
		R1	R2	R3	R4	R5		
		67.703	17.597	12.345	9.828	9.262		
(jam)	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
0	0.0000	0.000					30.000	30.000
1	0.3076	20.826	0.000				30.000	50.826
2	1.6235	109.918	5.413	0.000			30.000	145.331
3	1.1689	79.138	28.570	3.797	0.000		30.000	141.505
4	0.7359	49.826	20.569	20.042	3.023	0.000	30.000	123.460
5	0.4865	32.937	12.951	14.430	15.956	2.849	30.000	109.122
6	0.3574	24.195	8.561	9.085	11.488	15.037	30.000	98.365
7	0.2625	17.774	6.289	6.006	7.233	10.826	30.000	78.127
8	0.1928	13.056	4.620	4.412	4.781	6.816	30.000	63.685
9	0.1417	9.591	3.394	3.241	3.512	4.506	30.000	54.243
10	0.1041	7.046	2.493	2.381	2.580	3.310	30.000	47.809
11	0.0764	5.176	1.831	1.749	1.895	2.431	30.000	43.082
12	0.0562	3.802	1.345	1.285	1.392	1.786	30.000	39.610
13	0.0413	2.793	0.988	0.944	1.023	1.312	30.000	37.060
14	0.0303	2.052	0.726	0.693	0.751	0.964	30.000	35.186
15	0.0223	1.507	0.533	0.509	0.552	0.708	30.000	33.810
16	0.0164	1.107	0.392	0.374	0.405	0.520	30.000	32.798
17	0.0120	0.813	0.288	0.275	0.298	0.382	30.000	32.056
18	0.0088	0.597	0.211	0.202	0.219	0.281	30.000	31.510
19	0.0065	0.439	0.155	0.148	0.161	0.206	30.000	31.109
20	0.0048	0.322	0.114	0.109	0.118	0.151	30.000	30.815
21	0.0035	0.237	0.084	0.080	0.087	0.111	30.000	30.599
22	0.0026	0.174	0.062	0.059	0.064	0.082	30.000	30.440
23	0.0019	0.128	0.045	0.043	0.047	0.060	30.000	30.323
24	0.0000	0.000	0.033	0.032	0.034	0.044	30.000	30.143

Sumber : Hasil Perhitungan



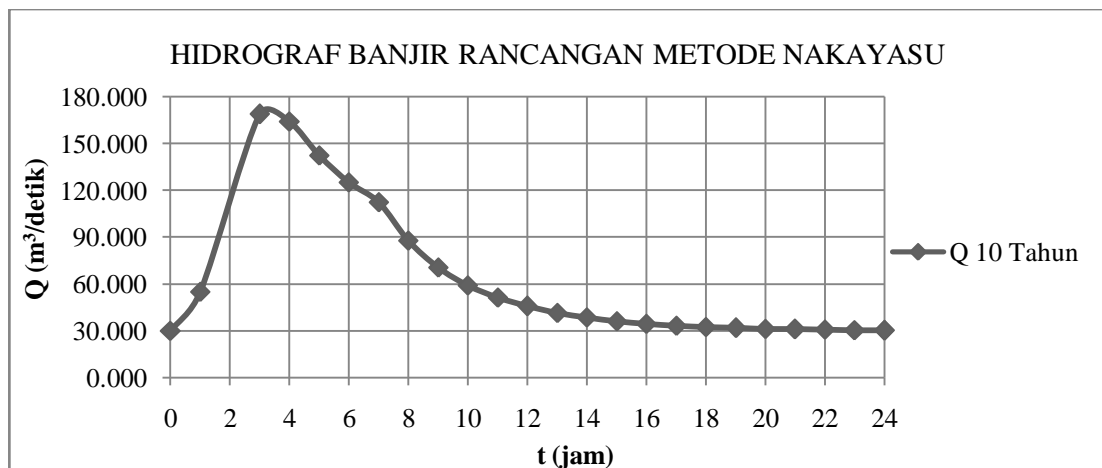
Gambar 4.2. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 5 Tahun

Tabel 4.18.

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 10 Tahun

t	Unit Hidrograf (UH)	Debit Jam-jaman					Base Flow	Debit
		R1	R2	R3	R4	R5		
(jam)	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	81.479	21.178	14.856	11.827	11.146	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
0	0.0000	0.000					30.000	30.000
1	0.3076	25.063	0.000				30.000	55.063
2	1.6235	132.283	6.514	0.000			30.000	168.797
3	1.1689	95.240	34.383	4.570	0.000		30.000	164.192
4	0.7359	59.964	24.754	24.120	3.638	0.000	30.000	142.476
5	0.4865	39.638	15.586	17.366	19.202	3.429	30.000	125.220
6	0.3574	29.118	10.303	10.934	13.825	18.096	30.000	112.275
7	0.2625	21.390	7.568	7.227	8.704	13.029	30.000	87.919
8	0.1928	15.713	5.560	5.309	5.754	8.203	30.000	70.539
9	0.1417	11.543	4.084	3.900	4.227	5.422	30.000	59.176
10	0.1041	8.479	3.000	2.865	3.105	3.983	30.000	51.432
11	0.0764	6.229	2.204	2.105	2.281	2.926	30.000	45.744
12	0.0562	4.576	1.619	1.546	1.676	2.149	30.000	41.566
13	0.0413	3.361	1.189	1.136	1.231	1.579	30.000	38.496
14	0.0303	2.469	0.874	0.834	0.904	1.160	30.000	36.241
15	0.0223	1.814	0.642	0.613	0.664	0.852	30.000	34.585
16	0.0164	1.332	0.471	0.450	0.488	0.626	30.000	33.368
17	0.0120	0.979	0.346	0.331	0.358	0.460	30.000	32.474
18	0.0088	0.719	0.254	0.243	0.263	0.338	30.000	31.817
19	0.0065	0.528	0.187	0.178	0.193	0.248	30.000	31.335
20	0.0048	0.388	0.137	0.131	0.142	0.182	30.000	30.981
21	0.0035	0.285	0.101	0.096	0.104	0.134	30.000	30.720
22	0.0026	0.209	0.074	0.071	0.077	0.098	30.000	30.529
23	0.0019	0.154	0.054	0.052	0.056	0.072	30.000	30.389
24	0.0000	0.000	0.040	0.038	0.041	0.053	30.000	30.173

Sumber : Hasil Perhitungan



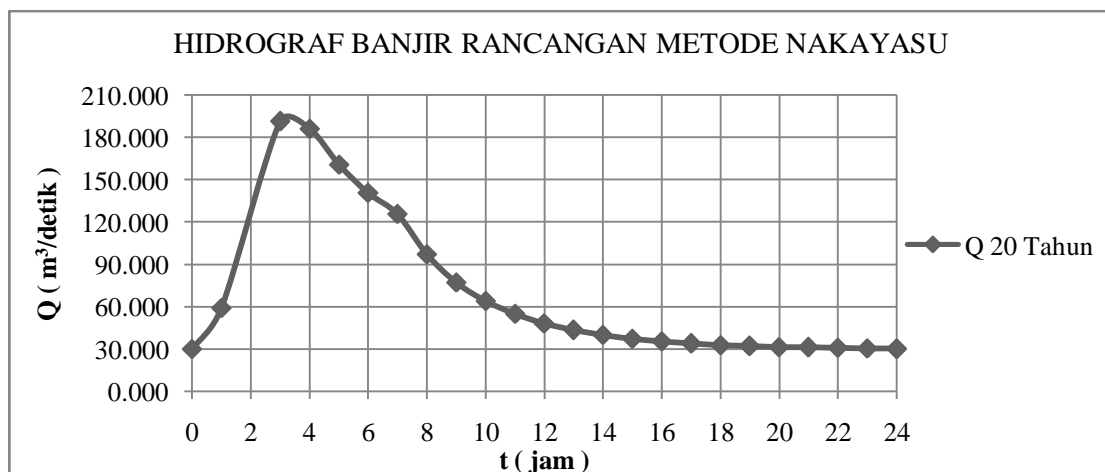
Gambar 4.3. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 10 Tahun

Tabel 4.19.

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 20 Tahun

t (jam)	Unit	Debit Jam-jaman					Base Flow (m <sup>3</sup> /dt)	Debit (m <sup>3</sup> /dt)
	Hidrograf (UH)	R1	R2	R3	R4	R5		
	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	94.741 (mm)	24.625 (mm)	17.275 (mm)	13.753 (mm)	12.960 (mm)		
0	0.0000	0.000					30.000	30.000
1	0.3076	29.143	0.000				30.000	59.143
2	1.6235	153.815	7.575	0.000			30.000	191.390
3	1.1689	110.742	39.979	5.314	0.000		30.000	186.035
4	0.7359	69.724	28.784	28.046	4.230	0.000	30.000	160.784
5	0.4865	46.090	18.123	20.192	22.328	3.987	30.000	140.720
6	0.3574	33.858	11.980	12.713	16.075	21.042	30.000	125.668
7	0.2625	24.872	8.800	8.404	10.121	15.149	30.000	97.346
8	0.1928	18.270	6.465	6.173	6.691	9.538	30.000	77.137
9	0.1417	13.421	4.749	4.535	4.915	6.305	30.000	63.925
10	0.1041	9.859	3.488	3.331	3.610	4.632	30.000	54.921
11	0.0764	7.243	2.563	2.447	2.652	3.402	30.000	48.307
12	0.0562	5.320	1.882	1.798	1.948	2.499	30.000	43.448
13	0.0413	3.908	1.383	1.321	1.431	1.836	30.000	39.879
14	0.0303	2.871	1.016	0.970	1.051	1.349	30.000	37.257
15	0.0223	2.109	0.746	0.713	0.772	0.991	30.000	35.331
16	0.0164	1.549	0.548	0.523	0.567	0.728	30.000	33.916
17	0.0120	1.138	0.403	0.385	0.417	0.535	30.000	32.877
18	0.0088	0.836	0.296	0.282	0.306	0.393	30.000	32.113
19	0.0065	0.614	0.217	0.208	0.225	0.289	30.000	31.552
20	0.0048	0.451	0.160	0.152	0.165	0.212	30.000	31.140
21	0.0035	0.331	0.117	0.112	0.121	0.156	30.000	30.838
22	0.0026	0.243	0.086	0.082	0.089	0.114	30.000	30.615
23	0.0019	0.179	0.063	0.060	0.065	0.084	30.000	30.452
24	0.0000	0.000	0.046	0.044	0.048	0.062	30.000	30.201

Sumber : Hasil Perhitungan



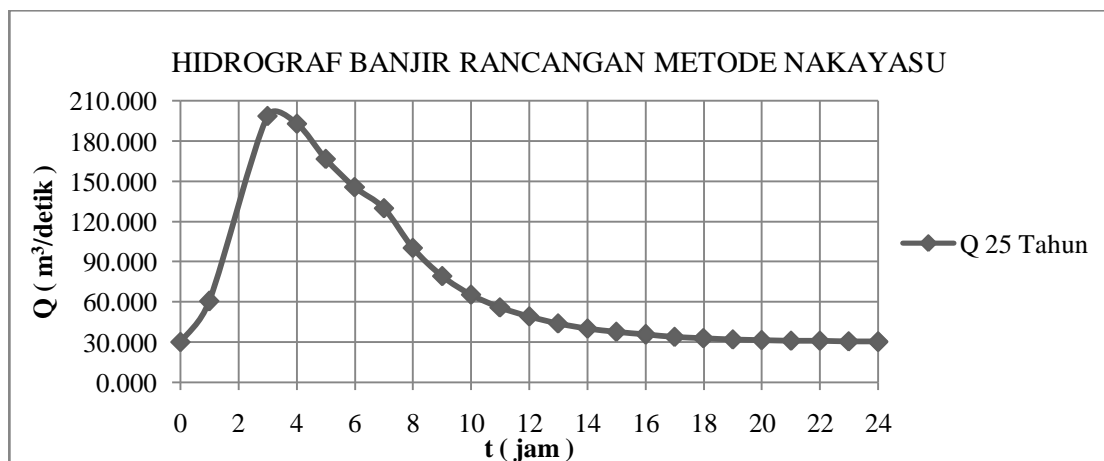
Gambar 4.4. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 20 Tahun

Tabel 4.20.

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 25 Tahun

t	Unit Hidrograf (UH)	Debit Jam-jaman					Base Flow	Debit
		R1	R2	R3	R4	R5		
(jam)	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	98.956	25.721	18.043	14.365	13.537	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0	0.0000	0.000					30.000	30.000
1	0.3076	30.439	0.000				30.000	60.439
2	1.6235	160.659	7.912	0.000			30.000	198.570
3	1.1689	115.669	41.758	5.550	0.000		30.000	192.978
4	0.7359	72.826	30.065	29.294	4.419	0.000	30.000	166.603
5	0.4865	48.141	18.929	21.091	23.321	4.164	30.000	145.646
6	0.3574	35.364	12.513	13.279	16.791	21.978	30.000	129.924
7	0.2625	25.978	9.192	8.778	10.572	15.823	30.000	100.343
8	0.1928	19.083	6.752	6.448	6.988	9.963	30.000	79.234
9	0.1417	14.019	4.960	4.737	5.133	6.586	30.000	65.434
10	0.1041	10.298	3.644	3.480	3.771	4.838	30.000	56.030
11	0.0764	7.565	2.677	2.556	2.770	3.554	30.000	49.121
12	0.0562	5.557	1.966	1.878	2.035	2.611	30.000	44.046
13	0.0413	4.082	1.444	1.379	1.495	1.918	30.000	40.318
14	0.0303	2.999	1.061	1.013	1.098	1.409	30.000	37.580
15	0.0223	2.203	0.779	0.744	0.807	1.035	30.000	35.568
16	0.0164	1.618	0.573	0.547	0.593	0.760	30.000	34.090
17	0.0120	1.189	0.421	0.402	0.435	0.558	30.000	33.005
18	0.0088	0.873	0.309	0.295	0.320	0.410	30.000	32.207
19	0.0065	0.641	0.227	0.217	0.235	0.301	30.000	31.621
20	0.0048	0.471	0.167	0.159	0.173	0.221	30.000	31.191
21	0.0035	0.346	0.122	0.117	0.127	0.163	30.000	30.875
22	0.0026	0.254	0.090	0.086	0.093	0.119	30.000	30.643
23	0.0019	0.187	0.066	0.063	0.068	0.088	30.000	30.472
24	0.0000	0.000	0.049	0.046	0.050	0.064	30.000	30.210

Sumber : Hasil Perhitungan



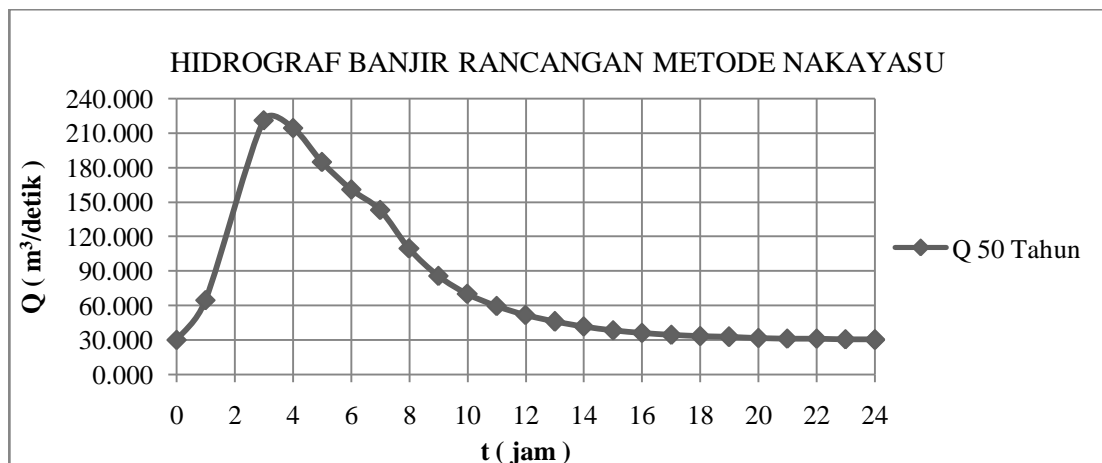
Gambar 4.5. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 25 Tahun

Tabel 4.21.

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 50 Tahun

t	Unit Hidrograf (UH)	Debit Jam-jaman					Base Flow	Debit
		R1	R2	R3	R4	R5		
(jam)	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	111.963	29.101	20.415	16.253	15.316	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0	0.0000	0.000					30.000	30.000
1	0.3076	34.440	0.000				30.000	64.440
2	1.6235	181.775	8.952	0.000			30.000	220.727
3	1.1689	130.873	47.247	6.280	0.000		30.000	214.399
4	0.7359	82.398	34.016	33.144	4.999	0.000	30.000	184.558
5	0.4865	54.468	21.417	23.863	26.387	4.711	30.000	160.846
6	0.3574	40.012	14.157	15.024	18.998	24.867	30.000	143.058
7	0.2625	29.393	10.400	9.932	11.961	17.903	30.000	109.588
8	0.1928	21.592	7.640	7.296	7.907	11.272	30.000	85.706
9	0.1417	15.861	5.612	5.359	5.808	7.451	30.000	70.092
10	0.1041	11.651	4.123	3.937	4.267	5.474	30.000	59.451
11	0.0764	8.559	3.028	2.892	3.134	4.021	30.000	51.635
12	0.0562	6.287	2.225	2.124	2.302	2.954	30.000	45.893
13	0.0413	4.619	1.634	1.561	1.691	2.170	30.000	41.675
14	0.0303	3.393	1.200	1.146	1.242	1.594	30.000	38.576
15	0.0223	2.492	0.882	0.842	0.913	1.171	30.000	36.300
16	0.0164	1.831	0.648	0.619	0.670	0.860	30.000	34.628
17	0.0120	1.345	0.476	0.454	0.493	0.632	30.000	33.400
18	0.0088	0.988	0.350	0.334	0.362	0.464	30.000	32.497
19	0.0065	0.726	0.257	0.245	0.266	0.341	30.000	31.835
20	0.0048	0.533	0.189	0.180	0.195	0.250	30.000	31.348
21	0.0035	0.392	0.139	0.132	0.143	0.184	30.000	30.990
22	0.0026	0.288	0.102	0.097	0.105	0.135	30.000	30.727
23	0.0019	0.211	0.075	0.071	0.077	0.099	30.000	30.534
24	0.0000	0.000	0.055	0.052	0.057	0.073	30.000	30.237

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.6. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 50 Tahun

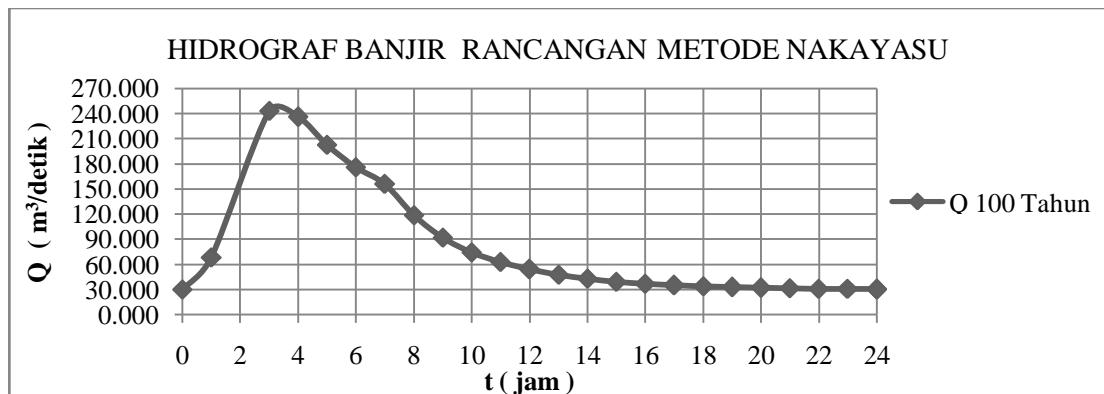
Tabel 4.22.

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Embung Lhok Gajah Periode 100

Tahun

t	Unit Hidrograf (UH)	Debit Jam-jaman					Base Flow	Debit
		R1	R2	R3	R4	R5		
(jam)	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	124.900	32.464	22.774	18.131	17.086	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
0	0.0000	0.000					30.000	30.000
1	0.3076	38.419	0.000				30.000	68.419
2	1.6235	202.779	9.986	0.000			30.000	242.765
3	1.1689	145.995	52.706	7.005	0.000		30.000	235.706
4	0.7359	91.920	37.947	36.974	5.577	0.000	30.000	202.417
5	0.4865	60.762	23.892	26.620	29.436	5.256	30.000	175.965
6	0.3574	44.636	15.793	16.760	21.193	27.740	30.000	156.122
7	0.2625	32.789	11.602	11.079	13.343	19.972	30.000	118.785
8	0.1928	24.087	8.522	8.139	8.820	12.575	30.000	92.142
9	0.1417	17.694	6.261	5.979	6.479	8.312	30.000	74.724
10	0.1041	12.998	4.599	4.392	4.760	6.106	30.000	62.854
11	0.0764	9.548	3.378	3.226	3.496	4.485	30.000	54.135
12	0.0562	7.014	2.482	2.370	2.568	3.295	30.000	47.729
13	0.0413	5.152	1.823	1.741	1.887	2.420	30.000	43.024
14	0.0303	3.785	1.339	1.279	1.386	1.778	30.000	39.567
15	0.0223	2.780	0.984	0.939	1.018	1.306	30.000	37.028
16	0.0164	2.042	0.723	0.690	0.748	0.959	30.000	35.163
17	0.0120	1.500	0.531	0.507	0.549	0.705	30.000	33.792
18	0.0088	1.102	0.390	0.372	0.404	0.518	30.000	32.786
19	0.0065	0.810	0.286	0.274	0.296	0.380	30.000	32.047
20	0.0048	0.595	0.210	0.201	0.218	0.279	30.000	31.503
21	0.0035	0.437	0.155	0.148	0.160	0.205	30.000	31.104
22	0.0026	0.321	0.114	0.108	0.118	0.151	30.000	30.811
23	0.0019	0.236	0.083	0.080	0.086	0.111	30.000	30.596
24	0.0000	0.000	0.061	0.059	0.063	0.081	30.000	30.265

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.7. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 100 Tahun

Tabel 4.23.

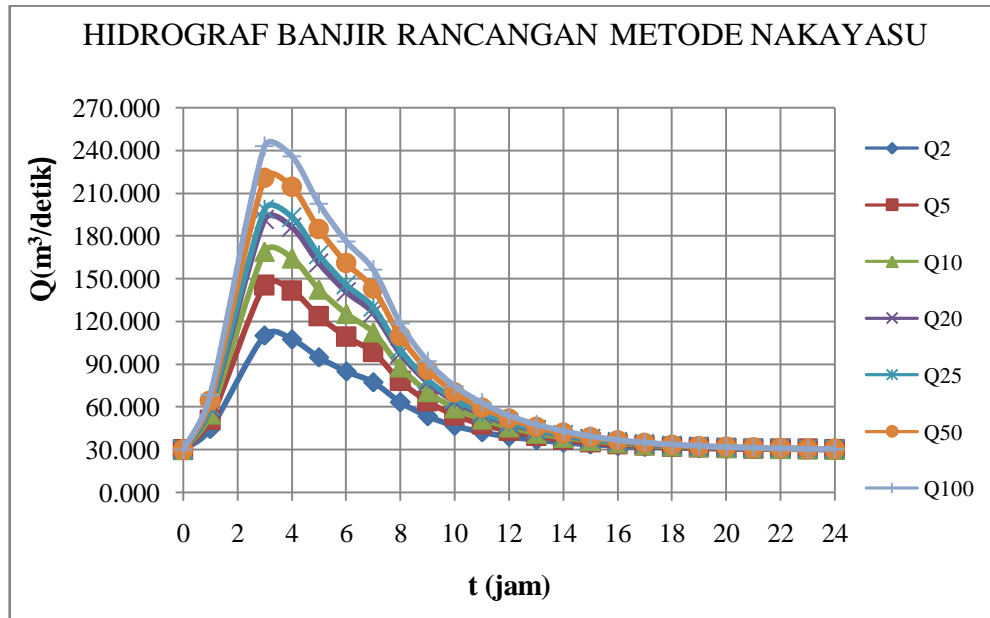
Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100

Tahun

Waktu (jam)	Kala Ulang						
	2	5	10	20	25	50	100
0	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
1	44.469	50.826	55.063	59.143	60.439	64.440	68.419
3	110.129	145.331	168.797	191.390	198.570	220.727	242.765
4	107.470	141.505	164.192	186.035	192.978	214.399	235.706
5	94.933	123.460	142.476	160.784	166.603	184.558	202.417
6	84.971	109.122	125.220	140.720	145.646	160.846	175.965
7	77.498	98.365	112.275	125.668	129.924	143.058	156.122
8	63.437	78.127	87.919	97.346	100.343	109.588	118.785
9	53.403	63.685	70.539	77.137	79.234	85.706	92.142
10	46.844	54.243	59.176	63.925	65.434	70.092	74.724
11	42.373	47.809	51.432	54.921	56.030	59.451	62.854
12	39.089	43.082	45.744	48.307	49.121	51.635	54.135
13	36.677	39.610	41.566	43.448	44.046	45.893	47.729
14	34.905	37.060	38.496	39.879	40.318	41.675	43.024
15	33.603	35.186	36.241	37.257	37.580	38.576	39.567
16	32.647	33.810	34.585	35.331	35.568	36.300	37.028
17	31.944	32.798	33.368	33.916	34.090	34.628	35.163
18	31.428	32.056	32.474	32.877	33.005	33.400	33.792
19	31.049	31.510	31.817	32.113	32.207	32.497	32.786
20	30.771	31.109	31.335	31.552	31.621	31.835	32.047
21	30.566	30.815	30.981	31.140	31.191	31.348	31.503
22	30.416	30.599	30.720	30.838	30.875	30.990	31.104
23	30.306	30.440	30.529	30.615	30.643	30.727	30.811
24	30.224	30.323	30.389	30.452	30.472	30.534	30.596
24	30.100	30.143	30.173	30.201	30.210	30.237	30.265

Sumber : Hasil Perhitungan





*Gambar 4.8. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan 2,5,10,20,25,50,100,1000 Tahun*

## 4.2 Analisa Kebutuhan Air

### 4.2.1 Evapotranspirasi (Eto)

Evaporasi adalah proses penguapan dari permukaan tanah bebas, sedangkan transpirasi adalah proses penguapan yang berasal dari tanaman. Jika kedua proses tersebut terjadi secara bersamaan disebut evapotranspirasi.

Untuk menghitung kebutuhan air, data yang diperlukan adalah data klimatologi seperti pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.24. Data Klimatologi Stasiun Malikussaleh

No	Bulan	Temperartur (C)	Kelembaban Rata-rata (%)	Kec. Angin ( m/detik )	Penyinaran Matahari (%)
1	JANUARI	25.66	83.50	5.10	68.00
2	FEBRUARI	25.83	82.90	4.70	63.56
3	MARET	26.43	81.60	4.60	71.90
4	APRIL	26.94	81.40	4.80	71.40
5	MEI	27.19	80.56	4.67	68.78
6	JUNI	26.94	80.11	5.00	66.22
7	JULI	26.90	79.11	4.78	65.44
8	AGUSTUS	26.77	80.33	5.22	58.88
9	SEPTEMBER	26.30	83.00	4.67	56.56
10	OKTOBER	26.13	84.44	5.00	55.89
11	NOPEMBER	25.86	85.00	5.00	55.44
12	DESEMBER	25.96	84.56	5.44	50.89

Sumber : Stasiun Meteorologi Malikussaleh

Dalam pekerjaan ini untuk menghitung evapotranspirasi digunakan Metode Penman. Berikut ini adalah contoh perhitungan untuk bulan januari, berdasarkan data Klimatologi yang diperoleh dari Stasiun Meteorologi Malikussaleh dengan data sebagai berikut :

1. Temperatur Udara (C) = 25,66° C (dari data)
2. Kelembaban (Rh) = 83,50 % (dari data)
3. Kecepatan Angin (U) = 5,10 m/dtk (dari data)
4. Lama Penyinaran (n/N) = 68 % (dari data)

Perhitungan :

1.  $e_a$  = 32.83 mbar (dari tabel penman)
2.  $e_d$  =  $e_a \times 0.8350 = 27,41$  mbar
3.  $e_a - e_d$  =  $32,83 - 27,41 = 5,42$  mbar
4.  $W$  = 0,751 m/dtk (dari tabel penman)

- 
5.  $1 - W = 1 - 0,751 = 0,249$  m/dtk
6.  $f(u) = 0,27 ( 1 + 0,864 \times U ) = 0,27 ( 1 + 0,864 \times 5,10 ) = 1,46$
7.  $f(n/N) = 0,1 + 0,9 \times (n/N) = 0,1 + 0,9 \times ( 68/100 ) = 0,712$
8.  $f(ed) = 0,34 - 0,044 (ed)^{1/2} = 0,34 - 0,044 \times (27,41)^{1/2} = 0,110$
9.  $f(t) = 15.80$  (dari tabel penman)
10.  $Rn1 = f(t) \times f(ed) \times f(n/N)$   
 $= 15,80 \times 0,110 \times 0,712 = 1,233$  mm/hari
11.  $Ra = 13,00$  (dari Tabel )
12.  $Rs = (0,25 + (0,54 \times n/N)) \times Ra$   
 $= (0,25 + ( 0,54 \times 0,68 )) \times 13 = 0,024$  mm/hari
13.  $Eto^* = W [( 0,75 Rs - Rn1 ) + ( 1 - W ) \times f(U) \times ( ea - ed )]$   
 $= 0,751 \times (( 0,75 \times 0,024 - 1,233 ) + ( 0,249 \times 1,46 \times 5,42))$   
 $= 5,072$  mm/hari
14.  $C = 1.10$  (dari Tabel )
15.  $Eto = Eto^* \times C = 5,072 \times 1,10 = 5,579$  mm/hari

Analisa Evapotranspirasi selanjutnya dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel. 4.25. Perhitungan Evapotranspirasi

Deskripsi	Satuan	Bulan											
		Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agustus	September	Oktober	Nopember	Desember
<b>Data</b>													
<b>T</b>	C	25.66	25.83	26.43	26.94	27.19	26.94	26.90	26.77	26.30	26.13	25.86	25.96
<b>Rh</b>	%	83.50	82.90	81.60	81.40	80.56	80.11	79.11	80.33	83.00	84.44	85.00	84.56
<b>U</b>	m/det	5.10	4.70	4.60	4.80	4.67	5.00	4.78	5.22	4.67	5.00	5.00	5.44
<b>n/N</b>	%	68.00	63.56	71.90	71.40	68.78	66.22	65.44	58.88	56.56	55.89	55.44	50.89
<b>Perhitungan</b>													
<b>ea</b>	mbar	32.83	33.22	34.42	35.66	35.66	35.66	35.66	35.66	32.62	33.62	33.22	33.62
<b>ed</b>	mbar	27.41	27.54	28.09	29.03	28.73	28.57	28.21	28.65	27.07	28.39	28.24	28.43
<b>ea-ed</b>	mbar	5.42	5.68	6.33	6.63	6.93	7.09	7.45	7.01	5.55	5.23	4.98	5.19
<b>W</b>	m/det	0.751	0.753	0.759	0.765	0.765	0.765	0.765	0.765	0.755	0.755	0.753	0.755
<b>1-W</b>	m/det	0.249	0.247	0.241	0.235	0.235	0.235	0.235	0.235	0.245	0.245	0.247	0.245
<b>f(u)</b>	-	1.460	1.366	1.343	1.390	1.359	1.436	1.385	1.488	1.359	1.436	1.436	1.540
<b>f(n/N)</b>	-	0.712	0.672	0.747	0.742	0.719	0.696	0.689	0.629	0.609	0.603	0.599	0.558
<b>f(ed)</b>	-	0.110	0.109	0.107	0.103	0.104	0.105	0.106	0.104	0.111	0.106	0.106	0.105
<b>f(t)</b>	-	15.80	15.85	15.98	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	15.90	15.90	15.85	15.90
<b>Rn 1</b>	mm/hr	1.233	1.162	1.275	1.231	1.206	1.175	1.179	1.060	1.075	1.012	1.008	0.935
<b>Ra</b>	-	13.00	14.00	15.00	15.10	15.30	15.00	15.10	15.30	15.10	15.70	14.80	14.60
<b>Rs</b>	mm/hr	8.024	8.305	9.574	9.597	9.507	9.114	9.111	8.689	8.387	8.663	8.131	7.662
<b>Eto*</b>	mm/hr	5.072	5.259	6.038	6.222	6.226	6.162	6.180	6.051	5.331	5.531	5.164	5.112
<b>C</b>	-	1.10	1.10	1.00	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.10	1.10	1.10	1.10
<b>Eto</b>	mm/hr	5.579	5.785	6.038	5.600	5.603	5.546	5.562	6.051	5.864	6.084	5.681	5.623

Sumber : Hasil Perhitungan

#### **4.2.2 Debit Andalan**

Debit andalan merupakan debit minimum sungai dengan peluang terpenuhi dan keandalan tertentu yang dapat dipakai untuk keperluan irigasi.

Metode F. J. Mock mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran permukaan yang terjadi di sungai, yaitu neraca air di atas permukaan tanah dan neraca air di bawah permukaan tanah yang semuanya berdasarkan hujan, iklim dan kondisi tanah. Untuk perhitungan debit andalan dapat dilihat pada tabel berikut ini :

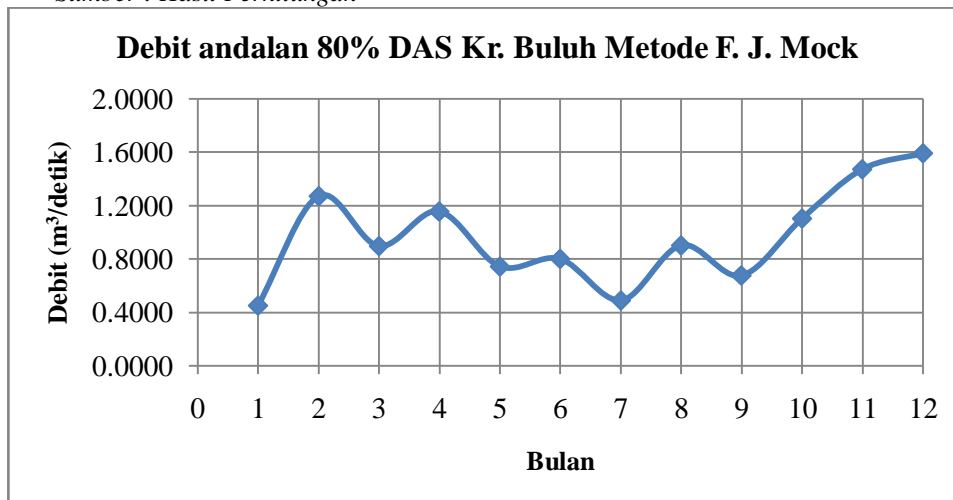
Parameter yang digunakan :

1.  $m = 10\% - 40\%$  untuk lahan yang tererosi (diambil 20%)
2. Kapasitas Kelembaban Tanah = 141,8 mm
3. Luas Das Kr. Buluh = 20,389 km<sup>2</sup>
4. Koefisien Infiltrasi = 0,5
5. Faktor Resesi Air Tanah (k) = 0,7
6. Tampunguan Air Tanah Awal = 65 mm

**Tabel 4.28.** Analisa Debit Andalan Berdasarkan Data Hujan Pada DAS Kr. Buluh tahun 1984 – 2005

No	Tahun	Debit Perhitungan	Tahun Urut	Debit Urut	P (%)
1	1984	0.5796	2002	0.5042	4.3478
2	1985	0.8084	1984	0.5796	8.6956
3	1986	0.8222	2004	0.6917	13.0435
4	1987	0.9035	1998	0.7440	17.3913
5	1988	0.8510	1991	0.7509	21.7391
6	1989	1.1026	1997	0.7951	26.0869
7	1990	1.0729	1995	0.7952	30.4348
8	1991	0.7509	2003	0.8021	34.7826
9	1992	1.0526	2005	0.8078	39.1304
10	1993	0.9019	1985	0.8084	43.4783
11	1994	0.9620	1986	0.8222	47.826
12	1995	0.7952	1988	0.8510	52.174
13	1996	0.8891	1996	0.8891	56.5217
14	1997	0.7951	1993	0.9019	60.8695
15	1998	0.7440	1987	0.9035	65.2174
16	1999	0.9493	2001	0.9329	69.5652
17	2000	1.1122	1999	0.9493	73.913
18	2001	0.9329	1994	0.9620	78.2608
19	2002	0.5042	1992	1.0526	82.6087
20	2003	0.8021	1990	1.0729	86.9565
21	2004	0.6917	1989	1.1026	91.3043
22	2005	0.8078	2000	1.1122	95.6522

Sumber : Hasil Perhitungan



**Gambar 4.9.** Grafik Debit Andalan 80% DAS Kr. Buluh Metode F. J. Mock

### 4.2.3 Kebutuhan Air Irigasi

Penentuan jumlah air irigasi diperkirakan sebagai berikut :

a. Penggunaan Konsumtif (ETc)

Perhitungan penggunaan konsumtif air menggunakan persamaan di bawah ini dimana koefisien tanaman padi dan palawija diambil dari tabel 2.8 berikut contoh perhitungannya :

$$\begin{aligned} \text{ETc} &= K_c * E_{to} \\ &= 1.18 * 5,579 \\ &= 6,583 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

b. Penentuan kebutuhan air untuk pengolahan tanah dan persemaian.

Berdasarkan pengalaman maka dikemukakan beberapa asumsi – asumsi sebagai berikut (*Poedjiraharjo*) :

- Padi musim hujan                      200 mm
- Padi musim kemarau                    150 mm
- Palawija (bila diperlukan)        75 mm

c. Perkolasi lahan

Perkolasi lahan adalah perjalanan air ke bawah dari daerah tidak jenuh (*Soemarto, 1987*). Melihat tekstur tanah yang ada di lokasi adalah tanah sedang maka angka perkolasi diambil dari tabel 2.9 dengan angka perkolasi untuk padi 2 mm/hari dan palawija 4 mm/hari.

d. Curah hujan efektif

Untuk perencanaan kebutuhan air irigasi, curah hujan yang dipakai adalah hujan efektif, yaitu bagian hujan yang secara efektif tersedia untuk

memenuhi kebutuhan air tanaman. Perhitungan menggunakan persamaan dibawah ini, adapun contoh perhitungannya sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Re_{\text{padi}} &= \frac{0,70 * 23,8}{15} \\ &= 1,11 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

e. Penentuan Efisiensi Irigasi

Efisiensi irigasi secara keseluruhan adalah 64% diambil dari tabel 2.10 tabel efisiensi irigasi.

f. Penentuan kebutuhan air disawah, dihitung dengan menggunakan persamaan di bawah ini :

- o Untuk tanaman padi

$$\begin{aligned} NWR &= ET_c + NR + LR + PR \\ &= 6,583 + 200 + 2 + 1,11 \\ &= 209,693 \text{ mm/hari} \\ &= 2,427 \text{ lt/det/hari} \end{aligned}$$

g. Perhitungan kebutuhan irigasi

Kebutuhan irigasi dihitung dengan persamaan berikut ini :

$$\begin{aligned} Dr &= \frac{NWR}{Eff} \\ &= \frac{209,693}{0,64} \\ &= 327,647 \text{ mm/hari} \\ &= 0,379 \text{ lt/det/hari} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini :



Tabel 4.29. Analisa Curah Hujan Efektif

Tahun	Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember
1984	50.40	0.00	95.10	28.60	50.40	40.30	80.00	0.00	0.00	0.00	107.00	197.00
1985	85.90	78.90	30.40	5.40	111.10	77.40	112.10	13.70	26.80	89.90	42.10	130.30
1986	0.70	13.00	108.90	29.60	62.10	8.00	2.70	31.30	0.20	32.20	127.80	70.00
1987	185.30	40.10	53.90	2.00	72.00	51.10	30.40	0.10	40.30	152.60	139.60	106.30
1988	23.80	1.00	93.00	46.60	63.50	89.20	0.00	46.00	46.70	130.60	145.80	305.00
1989	153.80	58.30	44.20	20.30	238.40	10.00	18.90	76.80	39.90	4.70	244.40	130.90
1990	83.70	0.00	22.90	64.50	147.70	7.40	36.70	106.10	197.10	13.20	194.00	158.60
1991	54.00	43.00	21.50	0.00	81.00	29.40	98.20	7.80	15.30	88.60	87.30	79.20
1992	9.20	56.20	0.00	171.40	220.60	25.70	158.60	114.30	83.50	27.20	63.30	57.70
1993	28.00	3.60	9.20	68.60	0.20	71.70	197.40	46.10	43.60	70.40	93.40	225.00
1994	37.20	221.00	4.50	54.50	47.60	79.90	25.80	63.20	27.10	33.60	116.60	14.20
1995	39.80	21.50	3.00	52.90	21.40	30.00	51.60	63.20	27.10	33.60	116.60	14.20
1996	25.60	17.50	0.00	53.40	18.90	212.20	155.10	9.10	41.00	187.00	132.20	56.00
1997	71.20	60.10	79.00	90.00	155.60	71.40	17.10	29.50	45.30	128.90	212.10	59.00
1998	99.60	2.80	1.90	0.00	12.80	57.20	53.60	117.00	25.40	22.30	210.30	68.80
1999	32.40	138.40	17.00	39.90	44.80	21.20	14.90	0.00	21.50	88.40	9.00	217.60
2000	128.30	38.90	114.10	28.10	82.70	21.90	8.90	59.50	67.00	24.60	181.40	0.00
2001	48.90	38.40	71.40	9.90	46.60	17.30	49.50	48.20	252.20	32.90	177.40	36.30
2002	81.90	0.20	0.00	12.50	28.40	55.30	12.30	10.70	6.50	65.10	41.60	6.50
2003	9.50	30.80	4.50	67.80	104.30	19.10	16.00	62.60	53.00	49.50	5.40	150.20
2004	12.10	31.70	45.90	100.70	130.10	0.00	73.20	0.00	110.50	13.70	75.80	157.50
2005	29.30	12.50	52.20	37.20	24.90	43.50	16.70	1.10	59.60	43.80	140.20	305.70
Rata-rata	58.66	41.27	39.66	44.72	80.23	47.24	55.90	41.20	55.89	60.58	121.06	115.73
R 80%	23.80	2.80	3.00	9.90	24.90	17.30	14.90	1.10	21.50	22.30	63.30	36.30
R <sub>e</sub> Padi	1.11	0.13	0.14	0.46	1.16	0.81	0.70	0.05	1.00	1.04	2.95	1.69

Sumber : Hasil Perhitungan

### 4.3 Lengkung Kapasitas Tampungan Efektif Embung

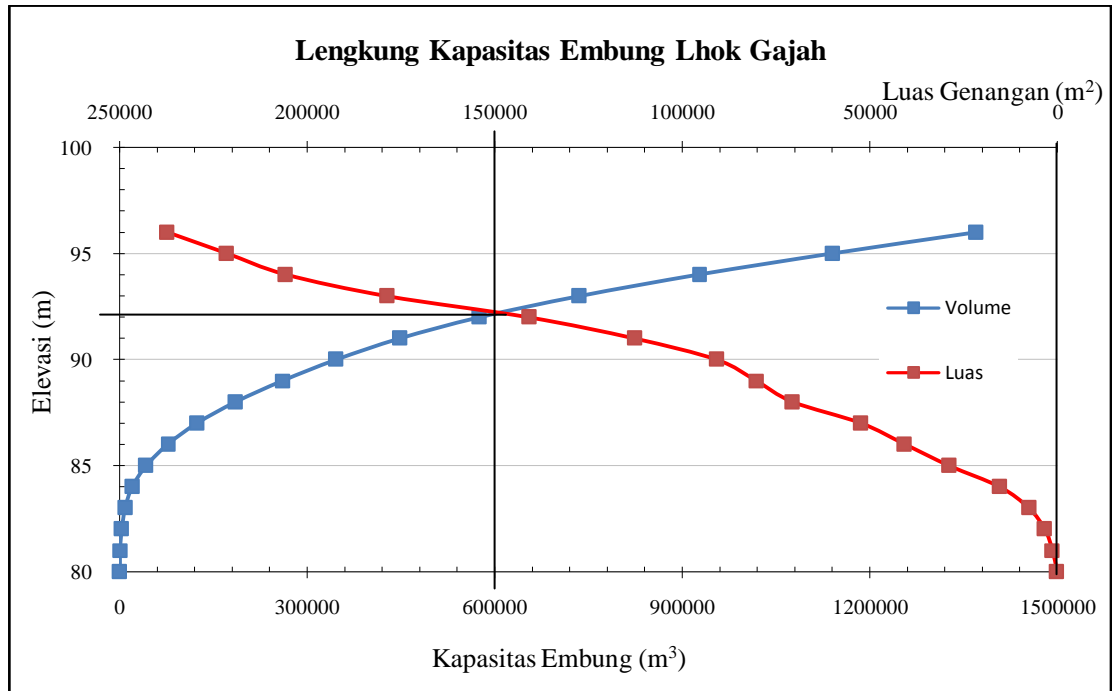
Dalam kapasitas tampungan tidak harus terpaku pada suatu desa atau lokasi embung, namun juga harus memperhatikan debit/volume air yang datang serta kemampuan topografi untuk menampung air apabila air yang tersedia atau kemampuan topografi kecil maka embung harus didesain dengan kapasitas yang lebih kecil dari keperluan maksimum. Berdasarkan pengukuran pada peta topografi, luas permukaan genangan dan volume tampungan Embung Lhok Gajah dapat dilihat di bawah ini :

**Tabel 4.31.** Hubungan Elevasi, Luas Genangan, dan Volume Genangan Embung

*Lhok Gajah*

Elevasi m	Luas Genangan m <sup>2</sup>	Volume m <sup>3</sup>	Vol, Komulatif m <sup>3</sup>
1	2	3	4
80	163.34	-	-
81	1,372.94	768.14	768.14
82	3,390.08	2,381.51	3149.66
83	7,578.28	5,484.18	8633.83
84	15,371.91	11,475.09	20108.93
85	28,873.08	22,122.50	42231.42
86	40,815.26	34,844.17	77075.59
87	52,486.24	46,650.75	123726.34
88	70,664.21	61,575.23	185301.57
89	80,253.00	75,458.60	260760.17
90	90,866.41	85,559.70	346319.88
91	112,687.00	101,776.71	448096.58
92	140,875.01	126,781.00	574877.59
93	178,666.98	159,771.00	734648.58
94	205,791.40	192,229.19	926877.77
95	221,523.29	213,657.35	1140535.12
96	237,347.22	229,435.25	1369970.37

Sumber : Hasil Perhitungan



**Gambar 4.10.** Grafik Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume Genangan

Dari gambar 4.13 hubungan elevasi, luas genangan, dan volume tampungan, didapatkan elevasi muka air normal adalah  $\pm 91,15$  m dengan volume tampungan  $620,968.35$  m<sup>3</sup> dan luas genangan  $146,817.42$  m<sup>2</sup>.

Dalam menentukan dimensi bangunan embung didasarkan pada topografi, debit yang tersedia dan debit kebutuhan dan pertimbangan debit andalan yang cukup tinggi untuk menampung air pada musim hujan. Namun dalam perencanaan ini dipertimbangkan berdasarkan kelayakan ekonomis bangunan, yaitu antara biaya dan manfaat yang diperoleh sesuai kebutuhan.

#### 4.4 Analisa Tampungan Efektif

Tampungan air secara optimal pada musim hujan dan kemudian dioperasikan selama musim kemarau untuk melayani kebutuhan air irigasi. Daya tampung topografi untuk menampung air yaitu volume maksimum kolam tampungan yang terbentuk karena dibangun suatu Embung.

Tabel 4.32. Analisa Tampunguan Ewektif Embung Lhok Gajah

Bulan	Debit Andalan	Vol. inflow m3/det	Kum. inflow m3/det	keb. Air Irigasi	Vol. inflow m3/det	Kum. inflow m3/det	Δ Volume m3/det
Januari	0.449	12028.69	12028.69	0.379	10151.14	10151.14	1877.56
Febuari	1.270	30728.68	42757.37	0.380	9192.96	19344.10	23413.28
Maret	0.897	24025.25	66782.62	0.378	10124.35	29468.45	37314.17
April	1.156	29950.56	96733.18	0.381	9875.52	39343.97	57389.21
Mei	0.744	19929.97	116663.16	0.380	10177.92	49521.89	67141.27
Juni	0.799	20697.12	137360.28	0.376	9745.92	59267.81	78092.47
Juli	0.489	13092.02	150452.29	0.378	10124.35	69392.16	81060.13
Agustus	0.902	24153.81	174606.11	0.381	10204.70	79596.86	95009.24
September	0.674	17480.45	192086.55	0.380	9849.60	89446.46	102640.09
Oktober	1.102	29505.25	221591.81	0.377	10097.57	99544.03	122047.78
Nopember	1.470	38107.58	259699.39	0.383	9927.36	109471.39	150228.00
Desember	1.593	42658.88	302358.27	0.383	10258.27	119729.66	182628.60
Minimum							1877.56
Maksimum							182628.60
Total Tampunguan Ewektif							180751.05

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

- Debit Inflow (Debit Andalan)
- Vol. Inflow = inflow \* detik \* menit \* jam \* jumlah hari (bulan)
- Kum. Vol. Inflow = Kum. Vo. Inflow + Vol. Inflow
- Debit outflow (kebutuhan irigasi)
- Vol. Inflow = inflow \* detik \* menit \* jam \* jumlah hari (bulan)
- Kum. Vol. Inflow = Kum. Vo. Inflow + Vol. Inflow

Tabel 4.33. Analisa Tampung Mati dan Elevasi Mercu Spilway

Elevasi	Luas Genangan	Luas Genangan Rata-rata	Interval Vol. Tampung	Total Vol. Tampung	Elevasi Dead Storage	Elevasi Mercu spillway
80	163.34				<b>88.50</b>	<b>91.40</b>
81	1,372.94	768.14	768.14	768.14		
82	3,390.08	2,381.51	2,381.51	3,149.66		
83	7,578.28	5,484.18	5,484.18	8,633.83		
84	15,371.91	11,475.09	11,475.09	20,108.93		
85	28,873.08	22,122.50	22,122.50	42,231.42		
86	40,815.26	34,844.17	34,844.17	77,075.59		
87	52,486.24	46,650.75	46,650.75	123,726.34		
88	70,664.21	61,575.23	61,575.23	185,301.57		
89	80,253.00	75,458.60	75,458.60	260,760.17		
90	90,866.41	85,559.70	85,559.70	346,319.88		
91	112,687.00	101,776.71	101,776.71	448,096.58		
92	140,875.01	126,781.00	126,781.00	574,877.59		
93	178,666.98	159,771.00	159,771.00	734,648.58		
94	205,791.40	192,229.19	192,229.19	926,877.77		
95	221,523.29	213,657.35	213,657.35	1,140,535.12		
96	237,347.22	229,435.25	229,435.25	1,369,970.37		

Sumber : Hasil Perhitungan

Elevasi Dasar Sungai	= ± 80.00 m
Debit Sedimentasi Rerata/tahun	= 4,460.62 m <sup>3</sup> /tahun
Rencana Umur Efektif Embung	= 50 tahun
Volume Dead Storage	= 223,030.87 m <sup>3</sup>
Elevasi Dead Storage	= ± 88.50 m
Elevasi Mercur Spillway	= ± 91.40 m

#### **4.5 Penelusuran Banjir (Flood Routing)**

Pelimpah yang direncanakan adalah pelimpah terbuka dengan ambang tetap agar dapat mengarahkan dan mengatur aliran serta debit air yang akan melintasi pelimpah, memudahkan pelaksanaan dan juga untuk kestabilan bangunan.

Besarnya kapasitas pengaliran melalui pelimpah dapat diestimasi dengan persamaan (Suyono, 1989) di bawah ini :

$$Q = C * L * H^{3/2}$$

Dimana :

$$C = 2.1 \text{ (Koefisien Limpasan, Suyono, 1989:181)}$$

$$L = 12 \text{ m (Lebar Pelimpah)}$$

$$P = 11,4 \text{ m (Tinggi Pelimpah)}$$

$$Q_{50 \text{ th}} = 220,727 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Dimana elevasi puncak pelimpah ± 91,40 m belum ada air yang melalui pelimpah maka diambil  $H = 0$ , selanjutnya interval dipakai 20 cm.

$$\begin{aligned}Hd &= (Q/C*L)^{2/3} \\ &= (220,727/2,1*12)^{2/3} \\ &= 4,29\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{[(1/1,6) * (2,2 - 0,0416 * (Hd / P)^{0,99} - 1)]}{[2 - (1/1,6) * \{2,2 - 0,0416 * (Hd / P)^{0,99}\}]} \\ &= \frac{[(1/1,6) * (2,2 - 0,0416 * (4,29/11,40)^{0,99} - 1)]}{[2 - (1/1,6) * \{2,2 - 0,0416 * (4,29/11,40)^{0,99}\}]} \\ &= 0,57\end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel di bawah ini :



**Tabel 4.34.** Elevasi Muka Air dan Kapasitas Spillway

Elev M.A	H	C	Leff	Q
91.40	0.00	1.600	12.00	0.00
91.60	0.20	1.642	11.95	1.76
91.80	0.40	1.682	11.90	5.07
92.00	0.60	1.720	11.86	9.48
92.20	0.80	1.756	11.81	14.84
92.40	1.00	1.791	11.76	21.06
92.60	1.20	1.824	11.71	28.08
92.80	1.40	1.855	11.66	35.84
93.00	1.60	1.885	11.62	44.31
93.20	1.80	1.914	11.57	53.46
93.40	2.00	1.941	11.52	63.24
93.60	2.20	1.967	11.47	73.64
93.80	2.40	1.992	11.42	84.63
94.00	2.60	2.017	11.38	96.18
94.20	2.80	2.040	11.33	108.26
94.40	3.00	2.062	11.28	120.87
94.60	3.20	2.084	11.23	133.97
94.80	3.40	2.104	11.18	147.55
95.00	3.60	2.124	11.14	161.58
95.20	3.80	2.144	11.09	176.06
95.40	4.00	2.162	11.04	190.96
95.60	4.20	2.180	10.99	206.26
95.80	4.40	2.197	10.94	221.95
96.00	4.60	2.214	10.90	238.01

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

H = 0 dengan interval 20cm

C =  $1,6 * (1+2*a*(H/Hd))/(1+a*(H/Hd))$

Leff =  $L - (0,24*H)$

Q =  $H*C*Leff$

Tabel 4.35. Parameter Debit dan Tampungan Embung

Elev M.A	Q	S	S/ $\delta t$	Q/2	$\psi = S/\delta t -$ Q/2	$\phi = S/\delta t + Q/2$
1	2	3	4	5	6	7
91.40	0.00	0	0	0	0	0
91.60	1.76	223,991	62.22	0.88	61.34	63.10
91.80	5.07	419,287	116.47	2.53	113.94	119.00
92.00	9.48	431,602	119.89	4.74	115.15	124.63
92.20	14.84	443,918	123.31	7.42	115.89	130.73
92.40	21.06	456,233	126.73	10.53	116.20	137.26
92.60	28.08	468,548	130.15	14.04	116.11	144.19
92.80	35.84	480,863	133.57	17.92	115.65	151.49
93.00	44.31	493,178	136.99	22.16	114.84	159.15
93.20	53.46	505,493	140.41	26.73	113.69	167.14
93.40	63.24	517,808	143.84	31.62	112.21	175.46
93.60	73.64	530,123	147.26	36.82	110.44	184.08
93.80	84.63	542,438	150.68	42.31	108.36	192.99
94.00	96.18	554,753	154.10	48.09	106.01	202.19
94.20	108.26	567,068	157.52	54.13	103.39	211.65
94.40	120.87	579,383	160.94	60.43	100.51	221.37
94.60	133.97	591,698	164.36	66.99	97.38	231.35
94.80	147.55	604,013	167.78	73.77	94.01	241.56
95.00	161.58	616,328	171.20	80.79	90.41	251.99
95.20	176.06	628,643	174.62	88.03	86.59	262.65
95.40	190.96	640,958	178.04	95.48	82.57	273.52
95.60	206.26	653,273	181.46	103.13	78.34	284.59
95.80	221.95	665,588	184.89	110.97	73.91	295.86
96.00	238.01	677,903	188.31	119.00	69.30	307.31

Sumber : Hasil Perhitungan

- 1 = Elevasi mercu pelimpah
- 2 = Debit yang melalui pelimpah
- 3 = Interpolasi berdasarkan lengkung kapasitas tampungan efektif
- 4 =  $3/3600$  ( $\Delta t = 3600$  detik)
- 5 =  $2 / 2$
- 6 =  $4 - 5$
- 7 =  $4 + 5$

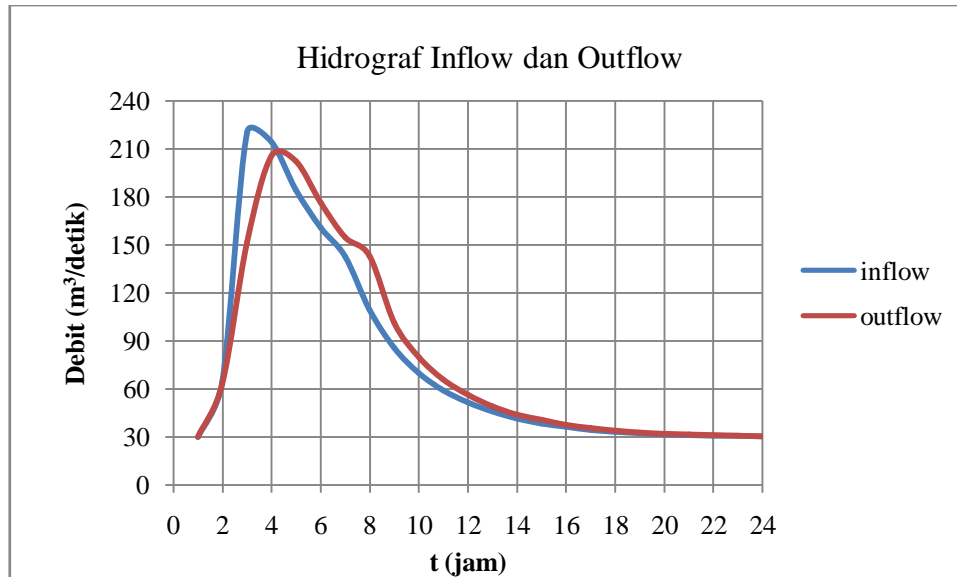
Tabel 4.36. Penelusuran Banjir Melalui Embung

t (jam)	Inflow (m <sup>3</sup> /dt)	$(I_1+I_2)/2$ (m <sup>3</sup> /dt)	$\Psi$ (m <sup>3</sup> /dt)	$\Phi = \Psi + (I_1+I_2)/2$ (m <sup>3</sup> /dt)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	Elev M.A
1	2	3	4	5	6	7
0	30				30.00	91.40
1	64.44	47.22	1,057.23	1,104.45	63.42	91.55
2	220.727	142.58	144.32	286.90	152.06	91.58
3	214.399	217.56	113.79	331.36	205.92	91.65
4	184.558	199.48	91.46	290.94	202.56	91.61
5	160.846	172.70	90.95	263.66	176.42	91.54
6	143.058	151.95	95.12	247.07	154.89	91.50
7	109.588	126.32	112.17	238.50	143.48	91.43
8	85.706	97.65	108.91	206.55	101.40	91.35
9	70.092	77.90	112.11	190.01	80.21	91.23
10	59.451	64.77	113.49	178.27	66.13	91.08
11	51.635	55.54	114.59	170.13	56.45	90.78
12	45.893	48.76	115.18	163.95	49.36	90.67
13	41.675	43.78	115.46	159.24	44.16	90.56
14	38.576	40.13	115.92	156.05	40.77	90.45
15	36.3	37.44	115.61	153.05	37.56	90.37
16	34.628	35.46	115.77	151.23	35.55	90.22
17	33.4	34.01	115.80	149.81	34.05	90.11
18	32.497	32.95	116.06	149.01	32.95	90.05
19	31.835	32.17	116.07	148.23	32.17	89.88
20	31.348	31.59	116.07	147.66	31.59	89.70
21	30.99	31.17	116.70	147.87	31.16	89.65
22	30.727	30.86	116.68	147.54	30.85	89.55
23	30.534	30.63	116.67	147.31	30.63	89.53
24	30.237	30.39	118.02	148.40	30.37	89.48

Sumber : Hasil Perhitungan

- 1 = Waktu penelusuran banjir
- 2 = Debit inflow
- 3 = Debit inflow rata-rata
- 4 = Interpolasi antara kolom 2 dan kolom 6 pada tabel 4.35 berdasarkan kolom 2 pada tabel 4.36
- 5 = 3 + 4

- 6 = Interpolasi antara kolom 2 dan kolom 7 pada tabel 4.35 berdasarkan kolom 5 pada tabel 4.36
- 7 = Interpolasi antara kolom 1 dan kolom 2 pada tabel 4.35 berdasarkan kolom 6 pada tabel 4.36



*Gambar 4.11. Grafik Inflow dan Outflow*

#### 4.6 Tipe Tubuh Embung

Kondisi lapisan tanah dan jenis bebatuan di alur sungai, serta di daerah sekitar lokasi embung terdapat bahan urugan tanah yang berkualitas dan kemiringan sungai yang tidak terlalu lebar maka embung tipe urugan homogen merupakan alternatif yang memungkinkan untuk pembangunan di lokasi tersebut (*lihat tabel 2.10*).

#### 4.7 Tinggi Jagaan Embung

Tinggi jagaan embung ditentukan berdasarkan tabel 2.13 diambil sesuai dengan tipe tubuh embung yaitu urugan majemuk, sebesar = 0,50 m.

#### **4.8 Tinggi Tubuh Embung**

Tinggi tubuh Embung Lhok Gajah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Hd = Hk + Hb + Hf$$

Berdasarkan penelusuran banjir melalui embung diketahui bahwa :

$Hd$  = tinggi tubuh embung desain (m)

$Hk$  = 11,15 m pada elevasi  $\pm$  91,15 m (tinggi muka air pada kolam kondisi penuh)

$Hb$  = 0,25 m pada elevasi  $\pm$  91,40 m (tinggi tampungan banjir)

$Hf$  = 0,50 (tinggi jagaan)

$$Hd = 11,15 + 0,25 + 0,50 = 11,9 \text{ m}$$

Untuk tipe urugan diperlukan cadangan untuk penurunan yang diperkirakan 0,25 m, sehingga dapat dihitung sebagai berikut :

$$Hd = 11,15 + 0,25 + 0,50 + 0,25 = 12,15 \text{ m}$$

#### **4.9 Lebar Puncak Embung**

Lebar puncak Embung Lhok Gajah ditentukan berdasarkan rumus sebagai berikut (*Suyono 1981:174*):

$$\begin{aligned} B &= 3,6 * H^{1/3} - 3,0 \\ &= 3,6 * 12,15^{1/3} - 3,0 \end{aligned}$$

$$B = 5,3 \text{ m}$$

#### **4.10 Kemiringan Lereng Embung**

Berdasarkan pedoman kriteria desain embung kecil untuk daerah semi kering di Indonesia (*Kasiro Ibnu, dkk 1997*) didapat kemiringan lereng Embung

Lhok Gajah untuk tipe urugan homogen yaitu bagian hulu 1 : 3 dan bagian hilir 1 : 2,25 dengan ketinggian 12,15 m.

#### **4.11 Analisa Stabilitas Embung Terhadap Filtrasi**

##### **4.11.1 Formasi Garis Depresi Tubuh Embung Kondisi Sesuia Dengan Garis**

###### **Parabola**

Analisa stabilitas terhadap aliran filtrasi dengan melakukan control terhadap adanya rembesan air yang melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk tubuh embung tersebut.

Dalam suatu bangunan embung, tubuh embung maupun pondasinya diharuskan mampu mempertahankan diri terhadap gaya-gaya yang ditimbulkan oleh air filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk tubuh embung dan pondasi tersebut.

Untuk menentukan formasi garis aliran pada tubuh Embung Lhok Gajah digunakan data-data sebagai berikut :

- Elevasi Dasar Embung = + 80.00 m
- Elevasi Muka Air Banjir = + 91,65 m
- Elevasi Mercu Pelimpah = + 91.40 m
- Kemiringan Lereng Tubuh Embung Bagian Hulu = 1 : 3
- $\alpha$  = 24°

Penentuan garis aliran sebagai berikut :

$$\begin{aligned} L_1 &= (91.65 - 80.00) \times 3 \\ &= 34.95 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_2 &= ((11.65 \times 3) - 34.95) + ((11.65 \times 2,25) + 5.3) \\ &= 31.51 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}0.3 \times L_1 &= 0.3 \times 34.95 \\ &= 10.48 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= L_2 + 0.3 \times L_1 \\ &= 31.51 + 10.48 \\ &= 41.99 \text{ m}\end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}y_0 &= \sqrt{h^2 + d^2} - d \\ &= \sqrt{11.65^2 + 41.99^2} - 41.99 \\ &= 1.58 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a_0 &= \frac{y_0}{2} \\ &= \frac{1.58}{2} \\ &= 0.79 \text{ m}\end{aligned}$$

Parabola bentuk dasar dapat diperoleh dengan persamaan berikut :

$$y = \sqrt{2 \times y_0 \times X + y_0^2} = \sqrt{2 \times 1.58 \times X + 1.58^2}$$

Tabel 4.37. Koordinat Parabola Garis Depresi

x (m)	y (m)
-0.79	0
0.00	1.58
3.00	3.46
6.00	4.63
9.00	5.58
12.00	6.35
15.00	7.06
18.00	7.70
21.00	8.29
24.00	8.85
27.00	9.37
30.00	9.86
33.00	10.33
36.00	10.78
39.00	11.21
41.99	11.65

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk  $\alpha$  kurang dari  $30^\circ$ , maka harga :

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

Berdasarkan persamaan berikut maka dapat di tentukan nilai :

$$\alpha + \Delta\alpha = \frac{y_0}{(1 - \cos \alpha)} = \frac{1.58}{0.086} = 18.37\text{m}$$

$$a = \frac{41.99}{0.913} - \sqrt{\left(\frac{41.99}{0.913}\right)^2 - \left(\frac{11.65}{0.406}\right)^2} = 10.048 \text{ m}$$

Sehingga didapat nilai :

$$a = 10.048 \text{ m}$$

$$\Delta a = 18.37 - 10.048 = 8.32 \text{ m}$$



Dari hasil perhitungan didapat garis depresi aliran yang keluar melalui lereng hilir embung sehingga tidak aman terhadap bangunan untuk itu perlu digunakan drainase kaki maupun drainase alas.

#### 4.11.2 Formasi Garis Depresi Tubuh Embung Kondisi dengan Drainase Kaki

Diketahui :

$$h = 11.65 \text{ m}$$

$$L_1 = 34.95 \text{ m}$$

$$L_2 = 31.51 - 5 = 26.51 \text{ m}$$

$$\alpha = 135^\circ$$

$$d = L_2 + 0.3 \times L_1 = 26.51 + 0.3 \times 34.95 = 36.99 \text{ m}$$

maka :

$$\begin{aligned} y_0 &= \sqrt{h^2 + d^2} - d \\ &= \sqrt{11.65^2 + 36.99^2} - 36.99 \\ &= 1.79 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{y_0}{2} \\ &= \frac{1.79}{2} \\ &= 0.89 \text{ m} \end{aligned}$$

Parabola bentuk dasar dapat diperoleh dengan persamaan berikut :

$$y = \sqrt{2 \times y_0 \times X + y_0^2} = \sqrt{2 \times 1.79 \times X + 1.79^2}$$

Dari persamaan tersebut akan diperoleh koordinat parabola dasar sebagai berikut :

**Tabel 4.38.** Koordinat Parabola Garis Depresi Dengan Drainase Kaki

x (m)	y (m)
-0.89	0
0.00	1.79
4.00	4.18
8.00	5.64
12.00	6.79
16.00	7.77
20.00	8.65
24.00	9.44
28.00	10.17
32.00	10.86
36.99	11.65

Sumber : Hasil Perhitungan

Permukaan air yang keluar dapat dihitung sebagai berikut :

Untuk  $\alpha = 135^\circ$  maka berdasarkan grafik didapat nilai  $C = \frac{\alpha}{\alpha + \Delta\alpha} = 0.15$

Maka dapat ditentukan nilai :

$$\alpha + \Delta\alpha = \frac{y_0}{(1 - \cos \alpha)} = \frac{1.79}{(1 - \cos 135)} = 1.04$$

$$0.15 = \frac{\Delta\alpha}{1.04}$$

Sehingga di dapat nilai :

$$\Delta\alpha = 0.15 \times 1.04 = 0.156$$

$$\alpha = 1.04 - 0.156 = 0.884$$

#### 4.11.3 Jaringan Trayektori Aliran Filtrasi

Besarnya kapasitas filtrasi yang mengalir melalui tubuh embung dan pondasi pada Embung Lhok Gajah dapat ditentukan berdasarkan persamaan garis aliran Embung Lhok Gajah diperoleh data sebagai berikut :

$$N_f = 3$$

$$N_p = 7$$

$$K = 3.0 \times 10^{-9} \text{ m/det}$$

$$H = 11.65 \text{ m (tinggi muka air banjir)}$$

$$L = 66.46 \text{ m}$$

Sehingga kapasitas aliran filtrasi dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_f &= \left(\frac{N_f}{N_p}\right) \times K \times H \times L \\ &= \left(\frac{3}{7}\right) \times 3.0 \times 10^{-9} \times 11.65 \times 66.46 \\ &= (9.955 \times 10^{-7}) \times (24 \times 60 \times 60) \end{aligned}$$

$$Q_f = 0.0860 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Kapasitas aliran filtrasi yang diijinkan adalah 2% - 5% dari volume tampungan waduk (Soedibyo, 1993) :

$$\begin{aligned} Q_{f_{ijin}} &= 5\% \times \text{volume tampungan efektif} \\ &= 0.05 \times 241105.97 \\ &= 12055.29 \text{ m}^3 \\ &= \frac{12055.29}{(24 \times 60 \times 60)} \\ &= 0.1395 \text{ m}^3/\text{hari} \end{aligned}$$

Dari aliran filtrasi yang terjadi  $Q_f = 0.0860 \text{ m}^3/\text{hari} < Q_{f_{ijin}} = 0.1395 \text{ m}^3/\text{hari}$  sehingga stabilitas embung terhadap aliran filtrasi dalam kondisi aman.

## BAB V

### PENUTUP

#### 5.1 Kesimpulan

- a. Tipe Tubuh Embung menggunakan Embung Tipe Urugan Homogen
- b. Dari analisa dapat diketahui dimensi rencana Embung Lhok Gajah ialah :
  - El. Dasar sungai = ± 80.00 m
  - Lebar puncak embung = 5,3 m
  - Kemiringan lereng embung
    - Bagian hulu = 1 : 3
    - Bagian hilir = 1 : 2,25
  - Tinggi jagaan = 0,5 m
  - Tinggi tubuh embung = 12,15 m
- c. Dari perhitungan stabilitas embung terhadap aliran filtrasi sesuai dengan faktor keamanan rencana Embung Lhok Gajah adalah :
  - $Q_f = 0.0860 \text{ m}^3/\text{hari} < Q_{f_{ijm}} = 0.1395 \text{ m}^3/\text{hari}$  sehingga stabilitas embung terhadap aliran filtrasi dalam kondisi aman.

#### 5.2 Saran

Untuk merencanakan dimensi tubuh embung sebaiknya perlu diperhitungkan dari berbagai aspek yang dapat mempengaruhi proses pembangunan maupun manfaat dari bangunan tersebut setelah di bangun. Aspek – aspek yang perlu diperhatikan antara lain aspek teknis dan aspek non teknis atau aspek sosial ekonomi. Pada kajian ini hanya dibahas dari segi teknisnya saja

sedangkan aspek sosial ekonominya perlu juga diperhatikan demi kelancaran pembangunan dan memaksimalkan fungsi embung tersebut.

## **DAFTAR PUSTAKA**

Kasiro Ibnu, Dkk. (1997). *Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering Di Indonesia*. Jakarta: Departemen PU.

Poedjaraharjo D. (2004). *Kebutuhan Air Untuk Tanaman (Corp Water Requirment)*. Malang: Institut Teknik Nasional Malang

Soemarto.C.D. (1986). *Hidrologi Teknik*. Edisi 1. Surabaya: Usaha Nasional.

Sosrodarsono Suyono, Ir. (1981). *Bendungan Type Urugan*. Cetakan 3. Jakarta: PT Pradnya Paramita.

Soedibjo, Ir. (1993). *Teknik Bendungan*. Jakarta. PT Pradnya Paramita.

---