



TUGAS AKHIR TERAPAN – RC 145501

**ANALISA KAPASITAS TAMPUNGAN WADUK
PROMENADE DI CITRALAND SURABAYA PROVINSI
JAWA TIMUR**

**JULIAN KOIDIR MUJIBADI
NRP. 3113.030.149**

Dosen Pembimbing I :

**Ir. FX. DIDIK HARIJANTO, CES.
NIP. 19590328 198811 1 001**

Dosen Pembimbing II :

**Ir. ISMAIL SA’UD, MMT.
NIP. 19600517 198903 1 002**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2016**



FINAL PROJECT APPLIED – RC 145501

**ANALYSIS OF RESERVOIR STORAGE CAPACITY
CITRALAND PROMENADE IN SURABAYA EAST JAVA
PROVINCE**

**JULIAN KOIDIR MUJIBADI
NRP. 3113.030.149**

Counsellor Lecturer I :

**Ir. FX. DIDIK HARIJANTO, CES.
NIP. 19590328 198811 1 001**

Counsellor Lecturer II :

**Ir. ISMAIL SA'UD, MMT.
NIP. 19600517 198903 1 002**

**DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING STUDY PROGRAM
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND PLANNING
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2016**

**ANALISA KAPASITAS TAMPUNGAN WADUK
PROMENADE DI CITRALAND SURABAYA
PROVINSI JAWA TIMUR**

TUGAS AKHIR TERAPAN

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar
Ahli Madya
Pada

Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Disusun oleh:
Mahasiswa



JULIAN KHOIDIR MUJIBADI

NRP. 3113.030.149

28 JUN 2016

Disetujui Oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing I



Dosen Pembimbing II

r. FX. DIDIK HARIJANTO, CES.

NIP. 19590328 198811 1 001

Ir. ISMAIL SA'UD, MMT.

NIP. 19600517 198903 1 002

**LEMBAR PERNYATAAN
PERSETUJUAN PUBLIKASI KARYA ILMIAH
UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai mahasiswa Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya, yang bertanda tangan di bawah ini saya :

Nama : Julian Khoidir Mujibadi
Nrp. : 3113 030 149
Jurusan / Fak. : D3 TEKNIK SIPIL / FTSP
Alamat kontak :
a. Email : JulianKhoidir@yahoo.co.id
b. Telp/HP : 085232706135

Menyatakan bahwa semua data yang saya upload di Digital Library ITS merupakan hasil final (revisi terakhir) dari karya ilmiah saya yang sudah disahkan oleh dosen pengujii. Apabila dikemudian hari ditemukan ada ketidaksesuaian dengan kenyataan, maka saya bersedia menerima sanksi.

Demi perkembangan ilmu pengetahuan, saya menyetujui untuk memberikan Hak Bebas Royalti Non-Ekslusif (*Non-Exclusive Royalty-Free Right*) kepada Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya atas karya ilmiah saya yang berjudul :

ANALISA KAPASITAS TAMPUNGAN WADUK PROMENADE DI CITRA LAND SURABAYA PROVINSI JAWA TIMUR

Dengan Hak Bebas Royalti Non-Ekslusif ini, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya berhak menyimpan, mengalih-media/format-kan, mengelolanya dalam bentuk pangkalan data (*database*), mendistribusikannya, dan menampilkan/mempublikasikannya di internet atau media lain untuk kepentingan akademis tanpa meminta ijin dari saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta. Saya bersedia menanggung secara pribadi, segala bentuk tuntutan hukum yang timbul atas pelanggaran Hak Cipta dalam karya Ilmiah saya ini tanpa melibatkan pihak Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.



Dibuat di : Surabaya

Pada tanggal :

Yang menyatakan,

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Julian Khoidir M.". Below the signature is the number "3113 030 149".

Nrp. 3113 030 149

KETERANGAN :

Tanda tangan pembimbing wajib dibubuh stempel jurusan.

Form dicetak dan diserahkan di bagian Pengadaan saat mengumpulkan hard copy TA/Tesis/Disertasi.

ANALISA KAPASITAS TAMPUNGAN WADUK PROMENADE DI CITRALAND SURABAYA PROVINSI JAWA TIMUR

Nama Mahasiswa : JULIAN KHODIR MUJIBADI
NRP : 3113030149
Jurusan : Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS
**Dosen Pembimbing : Ir. FX. Didik Harijanto, CES.
Ir. Ismail Sa'ud, MMT.**

ABSTRAK

Waduk promenade berfungsi sebagai pengendali banjir untuk kawasan sekitar waduk. Permasalahan utama yang dihadapi Waduk Promenade adalah banjir yang terjadi di daerah sekitar waduk ini. Waduk promenade mempunyai luas DAS kurang lebih seluas 0.550 Km^2 dan memiliki 3 saluran yang masuk ke waduk ini. Kondisi existing waduk pada saat ini memiliki 18.024 m^2 . Namun, lahan waduk promenade ini akan diperkecil luas area tampungannya menjadi 7.000 m^2 dikarenakan lahan tersebut digunakan untuk area perumahan.

Untuk mengetahui kapasitas tampungan waduk promenade perlu dilakukan analisa data hujan, perhitungan debit rencana, perhitungan inflow dan outflow, analisa kapasitas tampungan waduk eksisting serta flood routing pada waduk.

Dari hasil analisa diperoleh debit banjir rencana untuk periode ulang 2 tahun sebesar $5.58 \text{ m}^3/\text{det}$, periode ulang 5 tahun sebesar $6,49 \text{ m}^3/\text{det}$, dan periode ulang 10 tahun $7,28 \text{ m}^3/\text{det}$. Pada analisa penelusuran banjir untuk waduk dengan luas 18.024 m^2 didapat hasil bahwa kapasitas tampungan waduk masih belum memenuhi. Sehingga saluran lidah kulon harus dinormalisasi. Jika, luasan waduk diperkecil menjadi 7000 m^2 maka akan terjadi banjir di saluran Lidah Kulon dengan ketinggian 1 m, sehingga luasan waduk tidak direkomendasikan untuk diperkecil menjadi 7000 m^2 .

Kata kunci : Kapasitas Tampungan, Banjir, Waduk.

ANALYSIS OF RESERVOIR STORAGE CAPACITY CITRALAND PROMENADE IN SURABAYA EAST JAVA PROVINCE

Name	: JULIAN KHOIDIR MUJIBADI
Reg. Number	: 3113030149
Department	: Diploma III Civil Engineering FTSP ITS
Conseelor Lecturer	: Ir. FX. Didik Harijanto, CES. Ir. Ismail Sa'ud, MMT.

ABSTRACT

Reservoir promenade serves as flood control for the area around the reservoir. The main problem facing the Promenade Reservoir is a flood that occurred in the area around this reservoir. Promenade reservoir basin area has an area of approximately 0.550 km² and has 3 channels that go into this reservoir. Existing condition reservoir currently has 18 024 m². However, this promenade reservoir land area will be reduced to 7,000 m² because the land is used for residential area.

To find the reservoir storage capacity promenade necessary rainfall data analysis, calculation of discharge plans, calculation of inflow and outflow, reservoir analysis of existing storage capacity and flood routing in reservoirs.

From the results of the analysis of flood discharge plan for a return period of 2 years at 5.58 m³ / sec, the 5-year period amounted to 6.49 m³ / sec, and a 10-year return period of 7.28 m³ / sec. In the analysis of flood search for reservoirs with an area of 18.024 m² got the result that the storage capacity of the dam is still not meet. Lidah Kulon so that the channel should be normalized. If, reservoir area reduced to 7000 m², there will be a flood channel Lidah Kulon with a height of 1 m, so the extent of the reservoir is not recommended to be reduced to 7000 m².

Keywords : Storage Capacity , Flood , Reservoir .

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kepada kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat serta hidayahnya kepada kami sehingga dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir Terapan dengan judul “**Analisa Kapasitas Tampungan Waduk Promenade di Kawasan Citraland Surabaya Provinsi Jawa Timur**”. Proyek akhir ini merupakan salah satu syarat kelulusan bagi seluruh mahasiswa dalam menempuh pendidikan pada program studi D3 Teknik Sipil FTSP ITS.

Kami ucapkan terimakasih atas bimbingan, arahan, serta bantuan dari :

1. Bapak Dr. Machsus S.T., M.T. selaku Ketua Program Studi Diploma Teknik Sipil FTS ITS,
2. Bapak Ir. FX. Didik Harijanto, CES selaku dosen pembimbing I Tugas Akhir Terapan,
3. Ir. Ismail Sa'ud, MMT selaku dosen pembimbing II Tugas Akhir Terapan,
4. Kedua orang tua kami yang selalu memberikan motivasi dan doa,
5. Rekan – rekan D3 Teknik Sipil FTSP ITS serta semua pihak yang membantu dalam meyelesaikan Proposal Tugas Akhir Terapan ini yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu.

Kami menyadari bahwa dalam penulisan Proposal Tugas Akhir Terapan ini masih terdapat kekurangan. Oleh karena itu, kami mengharapkan adanya kritik dan

saran yang membangun demi terciptanya hasil yang lebih baik.

Surabaya,

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR.....	ii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Batasan Masalah.....	2
1.4 Tujuan Evaluasi.....	2
1.5 Lokasi Studi.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Menghitung Data Hujan yang Hilang.....	5
2.2 Menentukan Curah Hujan Areal.....	6
2.2.1 Cara Tinggi Rata-Rata.....	7
2.2.2 Cara <i>Polygon Thiessen</i>	7
2.2.3 Cara <i>Isohyet</i>	9
2.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana	10
2.3.1 Metode Distribusi Normal.....	10
2.3.2 Metode Distribusi Gumbel	12
2.3.3 Metode Distribusi Log Pearson Tipe III.....	17
2.4 Uji Distribusi Data.....	22
2.4.1 Uji Chi-Kuadrat.....	22

2.4.2 Uji Smirnov - Kolmogorov.....	25
2.5 Distribusi Curah hujan Efektif.....	28
2.5.1 Distribusi Curah Hujan Efektif Jam-Jaman	29
2.6 Perhitungan Debit Banjir Rencana	30
2.6.1 Metode Satuan Hidrograf Nakayasu.....	30
2.7 Koefisien Pengaliran	33
2.8 Analisa Volume Waduk.....	35
2.8.1 Analisa Penyedia Air	36
2.9 Penelusuran banjir Lewat Waduk (Flood Routing)	37
BAB III METODOLOGI	41
3.1 Survey Pendahuluan	41
3.2 Studi Literatur.....	41
3.3 Pengumpulan Data.....	41
3.4 Analisa dan Perhitungan.....	43
3.5 Diagram Alur Kegiatan Penyusunan Tugas Akhir Terapan	44
BAB IV ANALISA DAN PERHITUNGAN	45
4.1 Analisa Data Hujan.....	45
4.2 Distribusi Probabilitas Kontinyu.	45
4.2.1 Distribusi Gumbel.....	45
4.2.2 Distribusi Log Person Tipe III.....	51
4.3 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi	57
4.3.1 Uji Chi-Kuadrat (<i>Chi-Square</i>)	58

4.3.2 Uji Smirnov Kolmogorov.....	65
4.4 Distribusi Hujan Jam-Jaman	73
4.4.1 Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke-t	73
4.4.2 Perhitungan tinggi hujan pada jam ke-t.....	74
4.4.3 Perhitungan tinggi hujan pada jam ke-t.....	75
4.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana	77
4.5.1 Perhitungan unit hidografi satuan Nakayasu Untuk Saluran ke-1.....	77
4.5.2 Perhitungan unit hidografi satuan Nakayasu Untuk Saluran ke-2.....	90
4.5.3 Perhitungan unit hidografi satuan Nakayasu Untuk Saluran ke-3.....	103
4.6 Perhitungan Hidografi Superposisi.....	116
4.6.1 Hasil Hidografi Superposisi Untuk Q2 Tahun.....	116
4.6.2 Hasil Hidografi Superposisi Untuk Q5 Tahun.....	118
4.6.3 Hasil Hidografi Superposisi Untuk Q10 Tahun.....	120
4.7 Lengkung Kapasitas Waduk.....	122
BAB V FLOOD ROUTING.....	125
5.1 Flood Routing Melalui Waduk.....	125
5.1.1 Umum.....	125
5.1.2 Perhitungan Flood Melalui Waduk dengan luas 18.024 m ²	125
5.1.3 Perhitungan Flood Melalui Waduk dengan luas 7.000 m ²	132

BAB VI KESIMPULAN	139
6.1 Kesimpulan.....	139
6.2 Saran.....	141
DAFTAR PUSTAKA.....	142

halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Table 2.1 Hubungan periode ulang (T) dengan reduksi variat dari variabel (Y)	14
Table 2.2 Hubungan reduksi variat rata-rata (Sn) dengan jumlah data (n).....	15
Table 2.3 Deviasi standar dari reduksi variat (Yn) dengan jumlah data (n).....	16
Table 2.4 Nilai k distribusi log-pearson tipe III	20
Table 2.5 Nilai Kritis Do Untuk uji Chi-Kuadrat.....	24
Table 2.6 Wilayah luas dibawah kurva normal	27
Table 2.7 Nilai kritis Do untuk uji smirnov-kolmogorov.....	28
Table 2.8 Koefisien nilai C dibawah ini :	35
Tabel 4 1. Curah Hujan rata-rata Aritmatika Mean.....	45
Tabel 4 2. Nilai variable reduksi GUMBEL.....	47
Tabel 4 3. Perhitungan parameter statistik Distribusi Gumbel....	48
Tabel 4 4. Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana.....	51
Tabel 4 5. Perhitungan parameter Statistik cara Logaritma.	53
Tabel 4 6. Mencari nilai k dengan cara interpolasi dengan melihat nilai Cs.....	55
Tabel 4 7. Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana....	56
Tabel 4 8. Rekapitulasi Perhitungan Hujan Rencana	57
Tabel 4 9. Perhitungan Distribusi Gumbel.	61
Tabel 4 10. Perhitungan Distribusi Gumbel dengan uji Chi-Kuadrat	62
Tabel 4 11. Perhitungan Metode Log Pearson III Uji Chi-Kuadrat.	63
Tabel 4 12. Distribusi Log Pearson Tipe III dengan Uji Chi-Kuadrat.	64
Tabel 4 13. Nilai X urut dan Peluang.	66
Tabel 4 14. Perhitungan Peluang Teoritis.	67

Tabel 4 15. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Debit Minimum.....	68
Tabel 4 16. Nilai x urut dan Peluang.....	69
Tabel 4 17. Perhitungan Peluang Teoritis	70
Tabel 4 18. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Debit Minimum.....	71
Tabel 4 19. Hasil Pengujian Metode Chi-Kuadrat	72
Tabel 4 20. Hasil Pengujian Metode Chi-Kuadrat	72
Tabel 4 21. Curah Hujan Rencana Terpilih.....	73
Tabel 4 22. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 1.1 Tahun.....	81
Tabel 4 23. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 2 Tahun.....	82
Tabel 4 24. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 5 Tahun.....	83
Tabel 4 25. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 10 Tahun.....	84
Tabel 4 26. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 20 Tahun.....	85
Tabel 4 27. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 50 Tahun.....	86
Tabel 4 28. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 100 Tahun.....	87
Tabel 4 29. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 1.1 Tahun.....	94
Tabel 4 30. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 2 Tahun.....	95
Tabel 4 31. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 5 Tahun.....	96
<i>Tabel 4 32. Ordinat Hidografi Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 10 Tahun.....</i>	<i>97</i>

Tabel 4 33. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 20 Tahun.	98
Tabel 4 34. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 50 Tahun.	99
Tabel 4 35. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 100 Tahun.	100
Tabel 4 36. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 1.1 Tahun.	107
Tabel 4 37. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 2 Tahun.	108
Tabel 4 38. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 5 Tahun.	109
Tabel 4 39. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 10 Tahun.	110
Tabel 4 40. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 20 Tahun.	111
Tabel 4 41. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 50 Tahun.	112
Tabel 4 42. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala	
Ulang 100 Tahun.	113
Tabel 4 43. Lengkung Kapistas waduk promenade	
luas 18.024 M ²	123
Tabel 4 44. Lengkung Kapistas waduk promenade	
luas 7000 M ²	124

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Waduk Promenade di Citraland, Surabaya.	3
Gambar 2.1 Stasiun hujan untuk koreksi data	5
Gambar 2.2 Mengukur tinggi curah hujan dengan cara polygon thiessen	8
Gambar 2.3 Mengukur tinggi curah hujan dengan cara <i>isohyet</i>	9
Gambar 2.4 Hidrograf Satuan Nakayasu.....	33
Gambar 2.5 Grafik hubungan antara elevasi,luas dan volume.	37
Gambar 4 1. Hidograf Banjir Rencana Saluran 1	89
Gambar 4 2. Hidograf Banjir Rencana Saluran 2	102
Gambar 4 3. Hidograf Banjir Rencana Saluran 3	115
Gambar 4 4. . Hidograf Superposisi Q2 tahun	117
Gambar 4 5. Hidograf Superposisi Q5 tahun	119
Gambar 4 6. Hidograf Superposisi Q10 tahun	121
Gambar 4 7. Lengkung Kapasitas Waduk 18.024 m ²	123
Gambar 4 8. Lengkung Kapasitas Waduk 7.000 m ²	124

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Banjir adalah peristiwa tergenang dan terbenamnya daratan (yang biasanya kering) karena volume air yang meningkat. Hampir seluruh negara di dunia mengalami masalah banjir, tidak terkecuali di negara-negara yang telah maju sekalipun.

Penyebab banjir biasanya dikarenakan adanya curah hujan yang tinggi, permukaan tanah yang lebih rendah dibandingkan permukaan laut, pemukiman yang membangun pada dataran sepanjang sungai atau kali, adanya sampah sehingga aliran sungai tidak lancar.

Waduk promenade, adalah area pengembangan yang merupakan waduk air hujan yang terperangkap, yang riwayatnya berfungsi sebagai pengendali banjir untuk kawasan sekitar waduk. Kawasan ini termasuk dalam batas daerah pengaliran kali kedurus yang airnya mengalir melalui anak sungai Kali Lidah Kulon ke Kali Makmur. Waduk promenade mempunyai luas DAS kurang lebih seluas 0.550 Km² dan memiliki 3 saluran yang masuk ke waduk ini. Kondisi existing Waduk Promenade saat ini adalah semua lahan pada kawasan ini berupa rawa dan lahan kering dengan luas waduk 18.024 M². Namun, lahan waduk promenade ini akan diperkecil luas tampungannya menjadi 7.000 M² dikarenakan lahan tersebut digunakan untuk area perumahan.

1.2 Perumusan Masalah

Masalah yang akan dibahas pada hal-hal sebagai berikut:

1. Berapa debit yang masuk ke waduk ?
2. Apa akibat yang ditimbulkan jika luas area waduk diperkecil tampungannya menjadi 7.000 m^2 ?
3. Solusi yang dapat dilakukan untuk mengatasi permasalahan banjir di daerah waduk dan sekitar waduk ?

1.3 Batasan Masalah

Dalam penyusunan tugas akhir ini permasalahan akan dibatasi sampai dengan batasan - batasan antara lain:

1. Studi ini mencakup perhitungan kapasitas volume waduk yang dibutuhkan agar tidak terjadi banjir.
2. Analisa hidrologi.
3. Analisa hidroliko.
4. Solusi yang bisa dilakukan untuk menanggulangi banjir di Waduk dan sekitar Waduk Promenade.

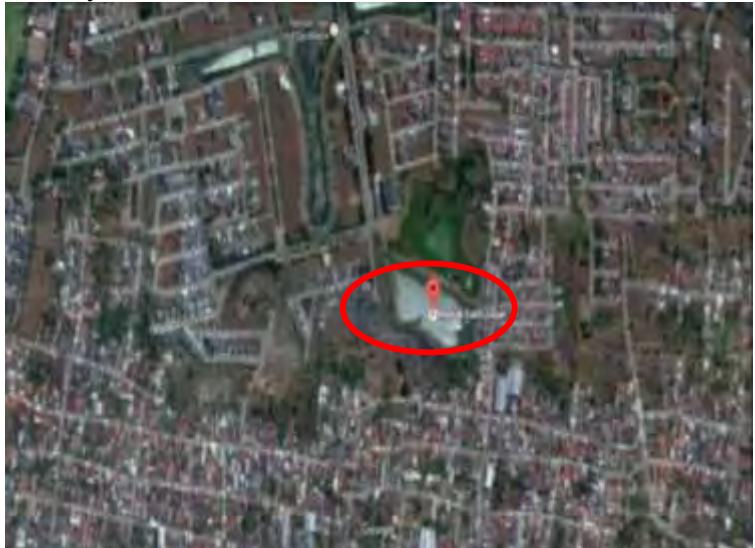
1.4 Tujuan Evaluasi

Tujuan yang ingin dicapai dari penulisan tugas akhir ini ialah :

1. Menghitung debit yang masuk ke dalam waduk.
2. Mengetahui pengaruh yang ditimbulkan jika kapasitas tampungan waduk diperkecil menjadi 7.000 m^2 .
3. Mencari solusi yang tepat untuk pengendalian banjir di Waduk dan daerah sekitar Waduk Promenade.

1.5 Lokasi Studi

Lokasi Studi Waduk Promenade di Kawasan Citraland, Surabaya.



Gambar 1.1 Lokasi Waduk Promenade di Citraland,
Surabaya.

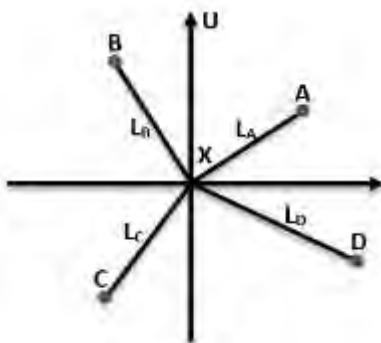
halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Menghitung Data Hujan yang Hilang

Data hujan yang hilang di suatu stasiun dapat diisi dengan nilai perkiraan berdasar data dari tiga atau lebih stasiun terdekat di sekitarnya. Gambar (2.1) adalah stasiun x dan beberapa stasiun di sekelilingnya. Berikut ini diberikan dua cara untuk melakukan koreksi data.



Gambar 2.1 Stasiun hujan untuk koreksi data

- Metode perbandingan normal (normal ratio method)*

Data yang hilang diperkirakan dengan rumus sebagai berikut :

$$\frac{P_x}{N_x} = \frac{1}{n} \left[\frac{P_1}{N_1} + \frac{P_2}{N_2} + \frac{P_3}{N_2} + \dots + \frac{P_n}{N_n} \right]$$

Dengan :

- P_x : hujan yang hilang di stasiun x
- P_1, P_2, P_n : data hujan di stasiun sekitarnya pada periode yang sama
- N_x : hujan tahunan di stasiun x
- N_1, N_2, N_n : hujan tahunan di stasiun sekitar x
- n : jumlah stasiun hujan di sekitar x

b. *Reciprocal method*

Cara ini lebih baik karena memperhitungkan jarak antar stasiun (L_i), seperti diberikan oleh bentuk berikut :

$$P_x = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{P_i}{L_i^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{L_i^2}}$$

(Sumber : Bambang Triatmodjo : 2010:39-41)44

2.2 Menentukan Curah Hujan Areal

Jika di dalam suatu areal terdapat beberapa alat penakar atau pencatat curah hujan, maka dapat diambil nilai rata-rata untuk mendapatkan nilai curah hujan areal.

Ada 3 macam cara yang berbeda dalam menentukan tinggi curah hujan rata-rata pada areal tertentu dari angka curah hujan di beberapa titik pos penakar atau pencatat.

2.2.1 Cara Tinggi Rata-Rata

Tinggi rata-rata curah hujan didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (arithmatic mean) pengukur hujan di pos penakar-penakar hujan di dalam areal tersebut.

Jadi

$$d = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + \dots + d_n}{n} = \sum_{1}^n \frac{d_1}{3}$$

Dengan :

d = Tinggi curah hujan rata-rata (mm)

d_1, d_2, \dots, d_n = Tinggi curah hujan pada pos penakar 1,2,...,n (mm)

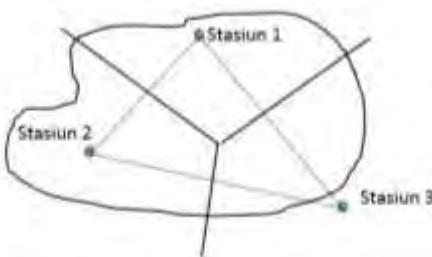
n = Banyaknya pos penakar

Cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika pos-pos penakarnya ditempatkan secara merata di areal tersebut, dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh pos diseluruh areal.

(Sumber : Soemarto, 1999:10)

2.2.2 Cara Polygon Thiessen

Cara ini berdasarkan rata-rata timbang. Masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung di antara dua buah penakar, (lihat gambar 2.2).



Gambar 2.2 Mengukur tinggi curah hujan dengan cara polygon thiessen
(Sumber : Soemarto, 1990:10)

Misal A_1 adalah luas daerah pengaruh pos penakar 1, A_2 luas daerah pengaruh pos penakar 2 dan seterusnya. Jumlah $A_1 + A_2 + \dots + A_n = A$ adalah jumlah luas seluruh areal yang dicari tinggi curah hujan rata-ratanya.

Jika pos penakar 1, menakar tinggi hujan d_1 , pos penakar 2 menakar d_2 , dan pos penakar n menakar d_n maka

$$d = \frac{A_1 d_1 + A_2 d_2 + A_3 d_3 + \dots + A_n d_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i d_i}{A_i}$$

$$= \sum_{i=1}^n \frac{A_i d_i}{A}$$

Jika $\frac{A_i}{A} = p_i$ merupakan persentase luas pada pos I yang jumlahnya untuk seluruh luas adalah 100%, maka ;

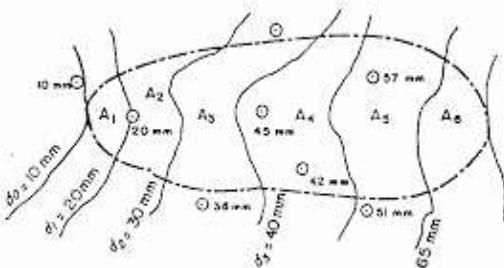
$$d = \sum_{i=1}^n p_i d_i$$

A	= luas areah (km^2)
d	= tinggi curah hujan rata-rata areal (mm)
$d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$	= tinggi curah hujan di pos 1,2,3,...n (mm)
$A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$	= luas daerah pengaruh pos 1,2,3,...n (km^2)

$$\sum_{i=1}^n P_i = jumlah persentase luas = 100\%$$

2.2.3 Cara Isohyet

Dengan cara ini kita harus menggambar dulu kontur tinggi hujan yang sama, seperti terlihat gambar pada gambar 2.2



Gambar 2.3 Mengukur tinggi curah hujan dengan cara *isohyet*.

(Sumber : Soemarto, 1999:11)

Kemudian luas bagian diantara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur dan nilai rata-ratanya dihitung sebagai nilai rata-rata timbang nilai kontur, sebagai berikut

$$\begin{aligned} d &= \frac{\frac{d_0 + d_1}{2} A_1 + \frac{d_1 + d_2}{2} A_2 + \cdots + \frac{d_{n-1} + d_n}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \cdots + A_n} \\ &= \frac{\sum_{i=1}^n \frac{di - 1 + di}{2} Ai}{\sum_{i=1}^n Ai} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{di - 1 + di}{2} Ai}{A} \end{aligned}$$

Ini adalah cara yang paling teliti untuk mendapatkan hujan areal rata-rata, tetapi memerlukan jaringan pos penakar yang relative lebih padat yang memungkinkan untuk membuat isohyet. Pada waktu menggambar garis-garis isohyet sebaiknya juga memperhatikan pengaruh bukit atau gunung terhadap distribusi hujan.

2.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan yang terjadi pada periode ulang tertentu yang dipakai sebagai perhitungan perencanaan debit banjir. Untuk perhitungan besarnya curah hujan maksimum rencana menggunakan beberapa metode antara lain :

2.3.1 Metode Distribusi Normal

1. Nilai rata-rata

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

Dimana :

X = nilai rata-rata (mm)

X_i = nilai pengukuran dari suatu variante (mm)

n = jumlah data

2. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n \times \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2).Sd^3}$$

Dimana :

Cs = koefisien kemencengan

Sd = standar deviasi dari sampel

\bar{X} = rata-rata hitung dari sampel

Xi = data ke-i

N = jumlah data

3. Koefisien Kurtosis

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

Dimana :

Ck = koefisien kurtosis

Sd = standar deviasi dari sampel

\bar{X} = rata-rata hitung dari sampel

X_i = data ke-i

N = jumlah data

2.3.2 Metode Distribusi Gumbel

Dalam perhitungan rumus yang dipakai untuk metode distribusi gumbel adalah

$$X = \bar{X} + \frac{S}{Sn}(Y - Yn)$$

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

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

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{T-1}{T} \right]$$

Keterangan :

- X = nilai variat yang diharapkan (mm)
- \bar{X} = nilai rata-rata hitung variat (mm)
- S = standar deviasi
- S_n = deviasi standar dari reduksi variat, nilainya tergantung dari jumlah data dan dapat dilihat pada tabel 2.3
- Y = nilai reduksi variat yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu (hubungan antara periode ulang T dengan Y dapat dilihat pada),untuk $T \geq 20$, maka $Y = \ln T$
- Y_n = nilai rata-rata dari reduksi variat nilainya tergantung dari jumlah data dan dapat dilihat pada tabel 2.2

Table 2.1 Hubungan periode ulang (T) dengan reduksi variat dari variabel (Y)

Peluang	Periode Ulang (th)	Y
0,10	1,11	-0,838
0,20	1,25	-0,476
0,25	1,33	-0,332
0,30	1,43	-0,184
0,40	1,67	0,091
0,50	2,00	0,369
0,60	2,50	0,672
0,70	3,33	1,030
0,75	4,00	1,246
0,80	5,00	1,500
0,90	10,00	2,250
0,95	20,00	2,970
0,98	50,00	3,902
0,99	100,00	4,600

Sumber : Soewarno, 1995:127)

Table 2.2 Hubungan reduksi variat rata-rata (S_n) dengan jumlah data (n)

<i>n</i>	<i>S_n</i>	<i>n</i>	<i>S_n</i>	<i>n</i>	<i>S_n</i>	<i>n</i>	<i>S_n</i>
10	0,9496	33	1,1226	56	1,1696	79	1,1930
11	0,9676	34	1,1255	57	1,1708	80	1,1938
12	0,9933	35	1,1285	58	1,1721	81	1,1945
13	0,9971	36	1,1313	59	1,1734	82	1,1953
14	1,0095	37	1,1339	60	1,1747	83	1,1959
15	1,0206	38	1,1363	61	1,1759	84	1,1967
16	1,0316	39	1,1388	62	1,1770	85	1,1973
17	1,0411	40	1,1413	63	1,1782	86	1,1980
18	1,0493	41	1,1436	64	1,1793	87	1,1987
19	1,0565	42	1,1458	65	1,1803	88	1,1994
20	1,0628	43	1,1480	66	1,1814	89	1,2001
21	1,0696	44	1,1499	67	1,1824	90	1,1007
22	1,0754	45	1,1519	68	1,1834	91	1,2013
23	1,0811	46	1,1538	69	1,1844	92	1,2020
24	1,0864	47	1,1557	70	1,1854	93	1,2026
25	1,0915	48	1,1574	71	1,1863	94	1,2032
26	1,1961	49	1,1590	72	1,1873	95	1,2038
27	1,1004	50	1,1607	73	1,1881	96	1,2044
28	1,1047	51	1,1623	74	1,1890	97	1,2049
29	1,1086	52	1,1638	75	1,1898	98	1,2055
30	1,1124	53	1,1658	76	1,1906	99	1,2060
31	1,1159	54	1,1667	77	1,1915	100	1,2065
32	1,1193	55	1,1681	78	1,1923		

(Sumber : Soewarno, 1995:129)

Table 2.3 Deviasi standar dari reduksi variat (Y_n) dengan jumlah data (n)

n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
10	0,4592	33	0,5388	56	0,5508	79	0,5567
11	0,4996	34	0,5396	57	0,5511	80	0,5569
12	0,5053	35	0,5402	58	0,5518	81	0,5570
13	0,5070	36	0,5410	59	0,5519	82	0,5572
14	0,5100	37	0,5418	60	0,5521	83	0,5574
15	0,5128	38	0,5424	61	0,5524	84	0,5576
16	0,5157	39	0,5430	62	0,5527	85	0,5578
17	0,5181	40	0,5436	63	0,5530	86	0,5580
18	0,5202	41	0,5442	64	0,5533	87	0,5581
19	0,5220	42	0,5448	65	0,5535	88	0,5583
20	0,5236	43	0,5453	66	0,5538	89	0,5585
21	0,5252	44	0,5458	67	0,5540	90	0,5586
22	0,5268	45	0,5463	68	0,5543	91	0,5587
23	0,5283	46	0,5468	69	0,5545	92	0,5589
24	0,5296	47	0,5473	70	0,5548	93	0,5591
25	0,5309	48	0,5477	71	0,5550	94	0,5592
26	0,5320	49	0,5481	72	0,5552	95	0,5593
27	0,5332	50	0,5485	73	0,5555	96	0,5595
28	0,5343	51	0,5489	74	0,5557	97	0,5596
29	0,5353	52	0,5493	75	0,5559	98	0,5598
30	0,5362	53	0,5497	76	0,5561	99	0,5599
31	0,5371	54	0,5501	77	0,5563	100	0,5600
32	0,5380	55	0,5504	78	0,5565		

(Sumber : Soewarno, 1995:130)

2.3.3 Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Distribusi log pearson tipe III banyak digunakan dalam analisa hidrologi terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk distribusi log pearson tipe III merupakan hasil transformasi dari distribusi pearson tipe III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik. Persamaan fungsi kerapatan peluangnya adalah :

$$P(X) = \frac{1}{(a)\tau(b)} \left| \frac{X - C}{a} \right|^{b-1} e^{-\left| \frac{X - C}{a} \right|}$$

Keterangan :

$P(X)$ = fungsi kerapatan peluang pearson tipe III

X = variabel acak kontinyu

a,b,c = parameter

τ = fungsi gamma

Bentuk kumulatif dari distribusi log pearson tipe III dengan nilai variatnya X apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan model matematik persamaan garis lurus. Persamaan garis lurusnya adalah

$$Xtr = \bar{X} - k S$$

Keterangan :

Y = nilai logaritmik dari X

\bar{X} = nilai rata-rata dari X

S = deviasi standar dari X

k = karakteristik dari distribusi log pearson tipe III

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi log pearson tipe III adalah :

1. Tentukan logaritma dari semua nilai X
2. Hitung nilai rata-ratanya

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

$n = jumlah\ data$

3. Hitung nilai deviasi standarnya dari $\log X$:

$$\overline{S \log X} = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}}$$

4. Hitung nilai koefisien kemencengan

$$S = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S \log X})^3}$$

Sehingga persamaan diatas dapat ditulis :

$$\log X = \overline{\log X} + k \overline{(S \log X)}$$

5. Tentukan anti log dari log X, untuk mendapatkan nilai yang diharapkan tejadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai Cs nya. Nilai Cs dapat dilihat pada tabel 2.4

Apabila nilai Cs=0, maka distribusi log pearson tipe III identik dengan distribusi log normal, sehingga distribusi kumulatifnya akan tergambar sebagai garis lurus pada kertas grafik log normal.

(*Sumber : Soewarno, 1995:141-43*)

Table 2.4 Nilai k distribusi log-pearson tipe III

Tabel Lanjutan

		Interval kejadian, tahun (periode ulang)							
Koef. G	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100	
	Persentase peluang terlampaui								
	99	80	50	20	10	4	2	1	
-0.2	-2.472	-0.83	0.033	0.85	1.258	1.68	1.945	2.178	
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	
-0.6	-2.755	-0.8	0.099	0.857	1.2	1.528	1.72	1.88	
-0.8	-2.891	-0.78	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	
-1	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	
-1.2	-2.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	
-1.4	-2.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318	
-1.6	-2.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	
-2	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	
-2.2	-3.705	-0.574	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	
-2.4	-3.8	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832	
-2.6	-3.889	-0.49	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	
-2.8	-3.973	-0.469	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	
-3	-7.051	-0.42	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667	

(Sumber : Suripin, 2004, : 43)

2.4 Uji Distribusi Data

Untuk menentukan kecokohan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter.

Pengujian parameter yang akan disajikan dalam masalah ini saya menggunakan:

1. Chi-Kuadrat
2. Smirnov – Kolmogorov

2.4.1 Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data analisis.

Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut Chi-Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus

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

Keterangan :

- X_h^2 = parameter uji chi kuadrat
- G = jumlah sub kelompok (minimal 4 data pengamatan)
- O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1
- E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

Parameter X_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai X_h^2 sama atau lebih besar dari pada nilai Chi-Kuadrat yang sebenarnya dapat dilihat pada tabel

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G subgroup, tiap-tiap subgroup minimal 4 data pengamatan
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap subgroup;
4. Tiap-tiap subgroup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$
5. Jumlah seluruh G subgroup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat
6. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai R=2), untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai R=1, untuk distribusi poisson

Interpretasi hasilnya adalah :

1. Apabila peluang lebih besar dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima,
2. Apabila peluang lebih kecil dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima,
3. Apabila peluang lebih kecil dari (1-5)% maka tidak dapat diambil kesimpulan, dengan kata lain perlu tambahan data.

(Sumber : Soewarno 1995:196)

Table 2.5 Nilai Kritis Do Untuk uji Chi-Kuadrat

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,388	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,448	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,625	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,114	32,852	36,191	38,582

Tabel Lanjutan

20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22		9,542						
23	8,643	10,196	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
24	9,260	10,856	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
25	9,886	11,524	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
	10,520		13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,733	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Soewarno 1995:196)

2.4.2 Uji Smirnov - Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan Non parametric, karena pengujianya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut :
 - X1 P(X1)
 - X2 P(X2)
 - Xm P(Xm)

X_n P(X_n)

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

X₁ P(X₁)

X₂ P(X₂)

X_m P(X_m)

X_n P(X_n)

3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

D maximum [P(X_m) – P'(X_m)]

4. Berdasarkan tabel nilai kritis tentukan harga Do lihat tabel

Apabila D lebih kecil dari Do maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari Do maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Table 2.6 Wilayah luas dibawah kurva normal

z	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.001	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.001	0.001
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.002	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.003	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.004	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.006	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.008	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.011
-2.1	0.0179	0.0174	0.017	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.015	0.0146	0.0143
-2	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.025	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.063	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559

(Sumber : Soewarno, 1995 : 199)

Table 2.7 Nilai kritis Do untuk uji smirnov-kolmogorov

N	A			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n > 50	1,07 / n ^{0,5}	1,22 / n ^{0,5}	1,36 / n ^{0,5}	1,63 / n ^{0,5}

(Sumber : Suripin, 2004, : 59)

2.5 Distribusi Curah hujan Efektif

Hujan efektif adalah besarnya hujan total yang menghasilkan limpasan langsung, yang terdiri dari limpasan permukaan dan limpasan bawah.

$$R_{\text{eff}} = C * R$$

Dimana :

R = curah hujan rencana (mm)

C = koefisien pengaliran

R_{eff} = hujan efektif (mm)

2.5.1 Distribusi Curah Hujan Efektif Jam-Jaman

Untuk memperkirakan besarnya aliran atau debit maksimum yang lebih mendekati kenyataan didasarkan pada curah hujan tiap jamnya didasarkan pada curah hujan terpusat selama 6 jam tiap harinya, karena hasil pengamatan di indonesia hujan terpusat tidak lebih dari 7 jam, maka dalam perhitungan ini diasumsikan hujan terpusat maksimum adalah 6 jam sehari. Dikarenakan tidak adanya pencatatan hujan jam-jaman di daerah studi, maka sebaran hujan jam-jaman dihitung dengan menggunakan rumus Mononobe :

$$\overline{Rt} = \frac{R^{24}}{T} * (T/t)^{\frac{2}{3}}$$

$$Rt = t * R_{\text{eff}} - (t - 1)\bar{R}_{(t-1)}$$

Dimana :

\bar{R}_t = rata-rata hujan sampai ke-t (mm)

R_{24} = curah hujan harian maksimum (mm/hari)

R_t = besarnya hujan pada jam ke-t (mm)

T = lamanya waktu hujan terpusat = 6 jam

t = waktu hujan (jam)

2.6 Perhitungan Debit Banjir Rencana

2.6.1 Metode Satuan Hidrograf Nakayasu

Nakayasu dari jepang telah menyelidiki satuan hidrograf pada beberapa sungai di Jepang. Ia membuat rumus hidrograf satuan sintetik dari hasil penyelidikannya. Rumus tersebut kemudian dikembangkan dan banyak dipakai para ahli hidrologi dalam perencanaan tugas, khususnya untuk memperkirakan besarnya debit banjir.

Rumus umum yang dipakai dalam metode Nakayasu adalah sebagai berikut :

1. Metodologi Perhitungan :

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

Dimana :

Q_p = debit puncak banjir ($m^3/detik$)

A = catchment area (km^2)

C = koefisien pengaliran

Ro = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari awal hujan sampai puncak banjir (jam)

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

2. Bagian lengkung naik (*rising limb*)

Bagian lengkung naik hidrograft satuan oleh Nakayasu diberi persamaan sebagai berikut :

$$Q_a = Q_p(t/T_p)^{2,4}$$

Q_a = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m³/detik)

3. Bagian lengkung turun (*decreasing limb*)

$$Q_d > 0,3 Q_p : Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p}{T_{0,3}}$$

$$0,3 Q_p > Q_d > 0,3^2 Q_p : Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \frac{\frac{t-T_p+0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} n}{}$$

$$0,3^2 Q_p > Q_d : Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p+1,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}}$$

4. Tenggang waktu (T_p)

$$T_p = t_g + 0,8 T_r$$

Dengan ketentuan :

- Untuk $L < 15$ km, maka $T_g = 0,21 L^{0,7}$
- Untuk $L > 15$ km, maka $T_g = 0,4 + 0,058 L$

Keterangan :

L = panjang alur sungai (km)

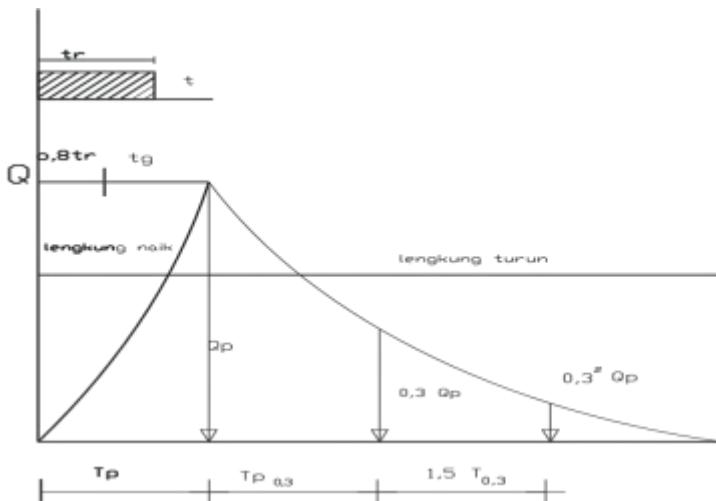
T_g = waktu konsentrasi (jam)

T_g = $0,5 \cdot t_g$ sampai t_g (jam)

$T_{0,3}$ = $\alpha \cdot t_g$

Dimana :

- Untuk daerah pengaliran biasa $\alpha = 2$
- Bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat $\alpha = 1,5$
- Bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $\alpha = 3$



Gambar 2.4 Hidrograf Satuan Nakayasu

(Sumber : Soemarto, 1999:100-101)

2.7 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) sebenarnya merupakan perbandingan antara jumlah hujan yang jatuh dengan jumlah hujan yang melimpas dan tertangkap di titik yang ditinjau.

Koefisien pengaliran suatu daerah dipengaruhi oleh kondisi topografi tiap daerah antara lain :

- Kondisi hujan
- Luas dan bentuk daerah pengaliran
- Kemiringan daerah pengaliran dan kemiringan dasar sungai
- Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
- Kebersihan tanah

- Suhu udara, angin dan evaporasi
- Tata guna lahan

Untuk daerah pengaliran yang terdiri atas beberapa jenis tata guna lahan, maka nilai C diambil harga rata-ratanya sesuai dengan bobot luasannya dengan rumus :

$$Cr = \frac{C1.A1 + C2.A2 + \dots + Cn.An}{A1 + A2 + \dots + An}$$

Dimana :

Cr = rata-rata koefisien pengaliran

An = luas daerah pengaruh pos penakar hujan (km^2)

Cn = koefisien aliran pada tata guna lahan yang berbeda

A = luasan total DAS

Pada kenyataannya koefisien pengalirannya (air larian) biasanya lebih besar dari 0 kurang dari 1

Adapun angka koefisien air larian untuk berbagai tata guna lahan pada tabel dibawah ini.

Table 2.8 Koefisien nilai C dibawah ini :

Kondisi Daerah Pengaliran	Koefisien Pengaliran
Daerah Pegunungan berlereng Terjal	0,75 - 0,90
Daerah Perbukitan	0,70 - 0,80
Tanah Bergelombang	0,50 - 0,75
Tanah daratan yang ditanami	0,45 - 0,65
Persawahan Irigasi	0,70 - 0,80
Kondisi Daerah Pengaliran	Koefisien Pengaliran
Sungai di daerah pegunungan	0,75 - 0,85
Sungai kecil di daratan	0,45 - 0,75
Sungai besar yang setengah dari daerah pengalirannya terdiri dari daratan	0,50 - 0,75

(Sumber : Sosrodarsono, S. Kensaku, T. 2006)

2.8 Analisa Volume Waduk

Fungsi utama waduk adalah untuk menampung air pada musim penghujan, sehingga dapat dimanfaatkan pada musim kemarau. Hal yang terpenting dari waduk adalah kapasitas waduk atau kapasitas tampungan yang meliputi :

1. Kapasitas efektif : volume tampungan dari embung yang dapat dimanfaatkan untuk melayani kebutuhan air yang ada
2. Kapasitas mati : volume tampungan untuk sedimen Kapasitas tampungan tersebut perlu diketahui sebab merupakan dasar untuk merencanakan bangunan-bangunan Spillway maupun intake pada bendungan.

2.8.1 Analisa Penyedia Air

- Lengkung Kapasitas Waduk

Merupakan grafik yang menghubungkan luas daerah genangan dengan volume tampungan terhadap elevasinya. Berhubung fungsi utama waduk adalah untuk menyediakan tampungan, maka ciri fisik utama yang terpenting adalah kapasitas tampungan.

Secara sistematis volume tampungan waduk dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Li = (h_{(i+1)} - hi) \times 0,5 \times (Fi + Fi_{(i+1)})$$

$$Lt = \sum_{i=1}^n Li$$

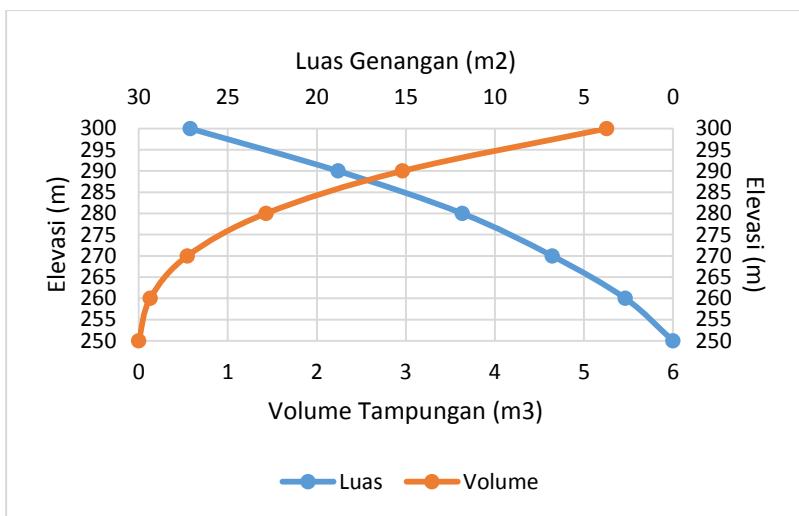
Dimana :

Li = volume pada setiap elevasi ketinggian mulai hi sampai $h_{(i+1)}$ (m^3)

Fi = luas genangan pada elevasi tinggi hi (m^2)

$F_{(i+1)}$ = luas genangan pada elevasi tinggi $h_{(i+1)}$ (m^3)

Lt = volume total (m^3)



Gambar 2.5 Grafik hubungan antara elevasi,luas dan volume.

2.9 Penelusuran banjir Lewat Waduk (Flood Routing)

Tujuan adanya penelusuran banjir adalah untuk mengetahui daya tampung waduk terhadap banjir rencana yang terjadi.

Dasar perhitungannya adalah :

$$I - O = \frac{ds}{dt}$$

Dimana :

I = debit yang masuk (m³/detik)

O = debit yang keluar (m³/detik)

ds/dt = perubahan tampungan (m³/detik)

jika periode penelusurannya diubah dari dt menjadi Δt
maka :

$$ds = S_2 - S_1$$

$$I = (I_1 - I_2)/2$$

$$O = (O_1 - O_2)/2$$

Dimana :

S_2 = storage pada akhir t (m^3)

S_1 = storage pada permulaan t (m^3)

I_1 = inflow pada permulaan t (m^3)

I_2 = inflow pada akhir t (m^3)

O_1 = outflow pada permulaan t ($m^3/detik$)

O_2 = outflow pada akhir t ($m^3/detik$)

Sehingga dihasilkan rumus baru sebagai berikut :

$$S_2 - S_1 = \frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{O_1 + O_2}{2}$$

Persamaan diatas dapat ditulis sedemikian rupa, sehingga faktor-faktor yang diketahui ditempatkan di ruas kiri seperti berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} x \Delta t + \left[S_1 - \frac{Q_1}{2} x \Delta t \right] = \left[S_2 + \frac{Q_2}{2} x \Delta t \right] \text{ atau}$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left[\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right] = \left[\frac{S_2}{\Delta t} - \frac{Q_2}{2} \right]$$

Jika :

$$\left[\frac{S1}{\Delta t} - \frac{Q1}{2} \right] = \psi 1$$

$$\left[\frac{S2}{\Delta t} - \frac{Q2}{2} \right] = \varphi 2$$

Maka dapat ditulis lagi persamaan baru menjadi sebagai berikut :

$$\frac{I1 + I2}{2} + \psi 1 = \varphi 2$$

I1 dan I2 diketahui dari hidrograf debit masuk ke waduk jika periode penelusuran Δt telah ditentukan. S1 merupakan tampungan waduk pada permulaan periode penelusuran yang diukur dari datum fasilitas pengeluaran (puncak bangunan pelimpah)

BAB III **METODOLOGI**

Pekerjaan Tugas Akhir dengan judul “**Analisa Kapasitas Tampungan Waduk Promenade di Kawasan Citraland, Surabaya**” sebagai salah satu alternatif untuk memenuhi kebutuhan sesuai fungsi yang optimal dari waduk tersebut. Dikerjakan dengan melalui beberapa tahap, yaitu:

3.1 Survey Pendahuluan

Penyusunan Tugas Akhir ini kami awali dengan survey pendahuluan di sekitar lokasi Waduk Promenade. Tujuan survey ini adalah untuk melihat secara langsung kondisi dan mengetahui masalah yang terjadi pada daerah studi.

3.2 Studi Literatur

Studi literatur adalah mempelajari berbagai literatur yang berkaitan dengan permasalahan-permasalahan yang ada. Studi literatur dilakukan untuk mendapatkan dasar teori yang tepat dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini memerlukan buku-buku referensi yang mendukung yang berkaitan tentang : Analisa hujan Rata-Rata, Analisa Hujan Rencana, Analisa Distribusi Hujan, Debit Rencana dan Analisa Hidrolika Bangunan Air.

3.3 Pengumpulan Data

Data-data berikut ini diperoleh dari hasil Studi Lapangan, Studi Literatur, Dinas Pekerjaan Umum Pengairan Provinsi Jawa timur. Data-data berikut ini diperoleh dari hasil Studi Lapangan, Studi Literatur, Dinas Pekerjaan Umum Pengairan Provinsi Jawa timur. Data-

data yang menunjang dapat digunakan dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah :

1. Peta Topografi

Digunakan untuk mengetahui serta menganalisa antara lain : Keadaan Tanah, Kontur Tanah, Mengetahui luas DAS.

2. Peta Lokasi

Meliputi daerah stasiun hujan (catchment area), lokasi tugas.

3. Data daerah genangan waduk

Daerah tempat terjadinya genangan setelah hujan, yang mengakibatkan terganggunya aktifitas masyarakat sehingga menimbulkan kerugian material.

4. Data Curah Hujan

Data Curah hujan harian maksimum pada stasiun.

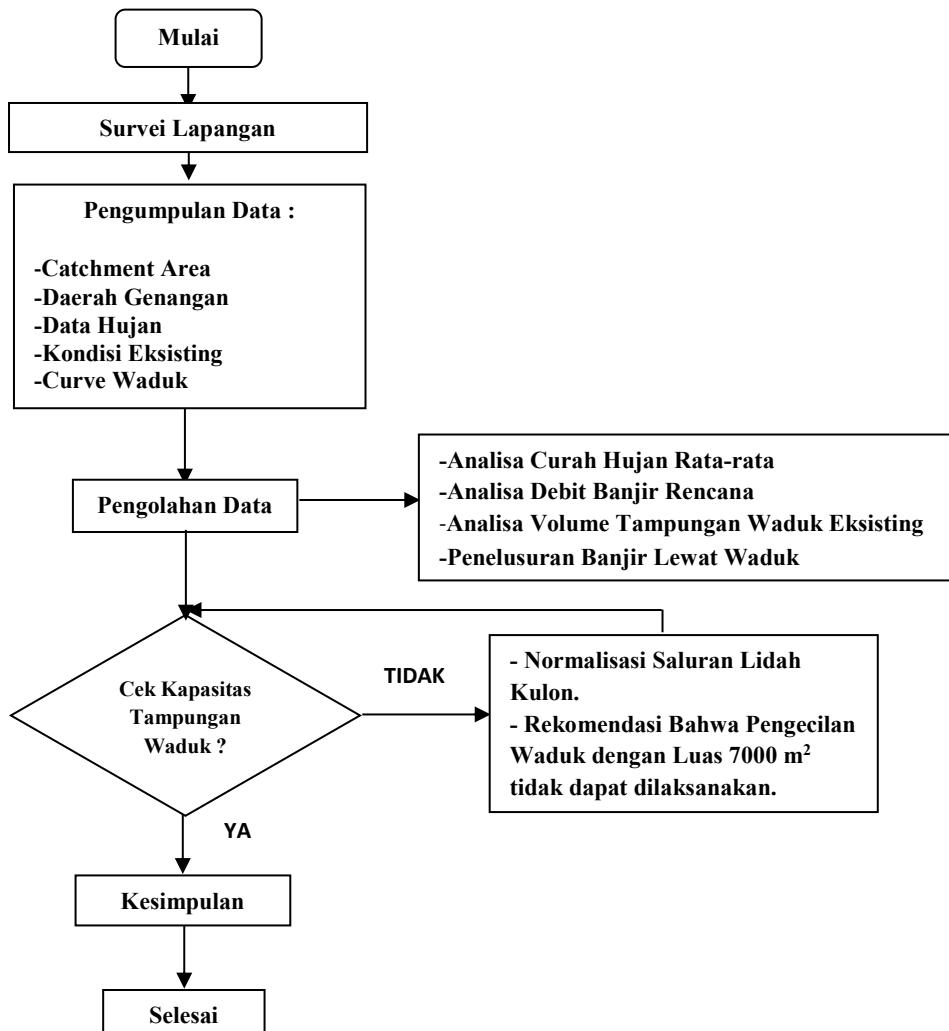
5. Data kondisi waduk eksisting

Meliputi potongan memanjang dan melintang kondisi eksisiting.

3.4 Analisa dan Perhitungan

- **Perhitungan Analisa Hidrologi**
 1. Analisa data curah hujan
 2. Perhitungan curah hujan rata-rata
 3. Perhitungan debit rencana
 4. Perhitungan flood routing
- **Analisa Hidroliko**
 1. Analisa kapasitas waduk eksisting
 2. Perhitungan inflow/outflow
- **Solusi pemecahan atas permasalahan-permasalahan yang ada.**

3.5 Diagram Alur Kegiatan Penyusunan Tugas Akhir Terapan



BAB IV

ANALISA DAN PERHITUNGAN

4.1 Analisa Data Hujan

Tabel 4.1. Curah Hujan rata-rata Aritmatika Mean.

Tahun	Stasiun				Curah Hujan Wilayah (mm)	
	Kebon Agung		Kandangan			
	Tanggal	CH	Tanggal	CH		
2005	07-Mei	105	10-Feb	90	97.50	
2006	19-Feb	98	14-Jan	130	114.00	
2007	22-Feb	100	08-Mar	97	98.50	
2008	28-Des	81	13-Des	120	100.50	
2009	11-Jan	78	17-Des	78	78.00	
2010	03-Des	109	03-Des	127	118.00	
2011	09-Nov	97	09-Nov	79	88.00	
2012	07-Feb	114	30-Jan	82	98.00	
2013	25-Apr	95	15-Des	75	85.00	
2014	19-Des	89	07-Mar	81	85.00	

(sumber : hasil perhitungan)

4.2 Distribusi Probabilitas Kontinyu.

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

4.2.1 Distribusi Gumbel

Distribusi gumbel banyak digunakan pada perhitungan hujan harian maksimum untuk menentukan kejadian yang ekstrem. Selanjutnya dengan penjabaran lebih lanjut, pada sebaran gumbel mempunyai nilai koefisien skewness $Cv = 1.13$ dan koefisien

kurtosis $C_k = 5.4002$, sedangkan nilai Y, faktor reduksi gumbel merupakan fungsi dari besarnya peluang atau periode seperti ditunjukkan pada tabel. Persamaan garis lurus sebaran juga dapat didekati dengan persamaan :

$$X = \bar{X} + k \cdot S$$

Dengan :

X = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu.

\bar{X} = nilai rata-rata kejadian.

S = standar deviasi kejadian.

k = faktor frekuensi.

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

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

Dengan :

Y_t = Reduced variate

Y_n = Reduced mean yang tergantung dari besarnya sample n.

S_n = Reduced standard deviation yang tergantung dari besarnya sampel n.

Tabel 4.2. Nilai variable reduksi GUMBEL.

Peluang (%)	Periode Ulang (th)	Yt
0.10	1.11	-0.838
0.20	1.25	-0.476
0.25	1.33	-0.332
0.30	1.43	-0.184
0.40	1.67	0.091
0.50	2.00	0.367
0.60	2.50	0.672
0.70	3.33	1.030
0.75	4.00	1.240
0.80	5.00	1.500
0.90	10.00	2.500
0.95	20.00	2.97
0.98	50.00	3.900
0.99	100.00	4.600

(sumber: Dr. Ir. Drs. Nugroho Hadisusanto, 2011:46)

Tabel 4.3. Perhitungan parameter statistik Distribusi Gumbel.

TAHUN	CH (mm)	(Xi - X)	(Xi - X) ²	(Xi - X) ³	(Xi - X) ⁴
2005	97.50	1.25	1.56	1.953	2.441
2006	114.00	17.75	315.06	5592.359	99264.379
2007	98.50	2.25	5.06	11.391	25.629
2008	100.50	4.25	18.06	76.766	326.254
2009	78.00	-18.25	333.06	-6078.391	110930.629
2010	118.00	21.75	473.06	10289.109	223788.129
2011	88.00	-8.25	68.06	-561.516	4632.504
2012	98.00	1.75	3.06	5.359	9.379
2013	85.00	-11.25	126.56	-1423.828	16018.066
2014	85.00	-11.25	126.56	-1423.828	16018.066
Jumlah	962.50	0	1470.13		
Rata-rata (X) =	96.25				

(sumber : hasil perhitungan)

4.2.1.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik.

- Hujan Harian maksimum rata-rata

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{962.50}{10} = 96,25 \text{ mm}$$

- Deviasi Standart (S)

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

$$= 12,78 \text{ mm}$$

- Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{S}{x} = \frac{12,78}{96,25} = 0,133$$

- Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n x \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2).Sd^3}$$

$$= 0,432$$

- Koefisien Ketajaman/Kurtosisn(Ck)

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

$$= 3,503$$

4.2.1.2 Perhitungan Parameter Dasar Statistik.

Contoh perhitungan :

Untuk 2 tahun

Tr = 2 tahun

$$Y = -\ln \left| -\ln \frac{T-1}{T} \right|$$

$$Y = -\ln \left| -\ln \frac{2-1}{2} \right| = 0,367$$

n = 10

$$Y_n = 0,4952$$

$$S_n = 0,9496$$

$$k = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} = \frac{0,367 - 0,495}{0,949} = -0,136$$

Aplikasi perhitungan hujan rencana ditribusui Gumbel sebagai berikut :

$$X_{tr} = \bar{X} + k \cdot S$$

Hujan haarian maksimum periode ulang 1,11 tahunan

$$\begin{aligned} X_{1,11} &= \bar{X} + k \cdot S \\ &= 96,25 + (-1,404 \times 12,78) \\ &= 78,30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dalam tabel 4.4

Tabel 4.4. Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana.

Peluang (%)	Periode Ulang (th)	Yt	yn	σ_n	yT-yn	k	Xtr
0.10	1.11	-0.838			-1.333	-1.405	78.30
0.20	1.25	-0.476			-0.971	-1.023	83.17
0.25	1.33	-0.332			-0.827	-0.871	85.11
0.30	1.43	-0.184			-0.679	-0.715	87.11
0.40	1.67	0.091			-0.404	-0.426	90.81
0.50	2	0.367			-0.128	-0.135	94.53
0.60	2.5	0.672	0.495	0.949	0.177	0.187	98.63
0.70	3.33	1.030			0.535	0.564	103.46
0.75	4	1.240			0.745	0.785	106.28
0.80	5	1.500			1.005	1.059	109.78
0.90	10	2.500			2.005	2.113	123.25
0.95	20	2.97			2.475	2.608	129.58
0.98	50	3.900			3.405	3.588	142.11
0.99	100	4.600			4.105	4.326	151.53

(sumber : hasil perhitungan)

4.2.2 Distribusi Log Person Tipe III

Setelah didapat data hujan harian maksimum maka hujan rencana dengan periode ulang tertentu dapat diestimasi dengan Metode Log Person Tipe III. Dalam Analisa hujan rencana yang diambil adalah hujan rencan dengan periode ulang 1.1, ulang 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, dan 50 tahun.

Estimasi hujan rencan dengan metode Log person Tipe III dengan kala ulang yang dikehendaki mengikuti persamaan

- $\log X = \overline{\log X} + k . (\overline{S \log X})$

- $\overline{\log X} = \frac{\sum \log X}{n}$

- $\overline{S \log X} = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}}$

- $C_s = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S \log X})^3}$

Dimana :

$\overline{\log X}$ = nilai rata-rata dari $\log X$

n = jumlah data

$\overline{S \log X}$ = Standart Deviasi dari $\log X$

C_s = Koefisien Kmencengen

k = Karakteristik dari distribusi Log Person Tipe III

Nilai k dapat diketahui dari tabel distribusi log person tipe III berdasarkan nilai kemencengen C_s dan periode ulang yang direncakan, Untuk menghitung nilai C_s dihitung melalui tabel 2.4 ada lampira dan selanjutnya dihitung standart devisiasi an seterusnya nilai C_s Sebagai berikut :

Tabel 4.5. Perhitungan parameter Statistik cara Logaritma.

TAHUN	CH (mm)	Log Xi	(LogXi- LogX)	(LogXi- LogX) ²	(LogXi- LogX) ³	(LogXi- LogX) ⁴
2005	97.50	1.989	-0.0545	0.0030	-0.000162	0.00000880
2006	114.00	2.057	0.0462	0.0021	0.000099	0.00000457
2007	98.50	1.993	0.0458	0.0021	0.000096	0.00000441
2008	100.50	2.002	0.0354	0.0013	0.000045	0.00000158
2009	78.00	1.892	-0.0427	0.0018	-0.000078	0.00000331
2010	118.00	2.072	0.0218	0.0005	0.000010	0.00000023
2011	88.00	1.944	0.0796	0.0063	0.000505	0.00004023
2012	98.00	1.991	-0.0052	0.0000	0.000000	0.00000000
2013	85.00	1.929	-0.0966	0.0093	-0.000901	0.00008700
2014	85.00	1.929	-0.0300	0.0009	-0.000027	0.00000081
Jumlah	962.50	19.800	0.0000	0.0274	-0.000412	0.00015094
Rata-rata (X)	96.250	1.9800	0.0000	0.0027	- 0.0000412	0.00001509

(sumber : hasil perhitungan)

4.3.1.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik.

- Perhitungan Standart Deviasi (S)

$$\overline{SlogX} = \sqrt{\frac{\sum(logX - \overline{logX})^2}{n - 1}}$$

$$= \sqrt{\frac{0,0274}{10-1}} = 0,055$$

Perhitungan Koefisien Skewness (Cs)

$$\begin{aligned}
 Cs &= \frac{n \sum (\log X - \bar{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(S \log X)^3} \\
 &= \frac{10x - 0.000412}{(10-1)(10-2)(0,055)^3} \\
 &= 0,196
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Koefisian Kurtosis (Ck)

$$\begin{aligned}
 Ck &= \frac{n^2 x \sum_{i=1}^n (\log X - \bar{\log X})^4}{(n-1)x(n-2)x(n-3)x(S \log X)^4} \\
 &= \frac{10^2 x 0.00015094}{(10-1)x(10-2)x(10-3)x(0,055)^4} \\
 &= 3,378
 \end{aligned}$$

4.3.1.2 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana Log Person Tipe III.

$$Xtr = \bar{X} - k S$$

(nilai k ditetapkan berdasarkan nilai Cs = 0,196)

Keterangan :

Y = nilai logaritmik dari X

\bar{X} = nilai rata-rata dari X

S = deviasi standar dari X

k = karakteristik dari distribusi log pearson tipe III, yang nilai tergantung dari nilai Cs

Aplikasi perhitungan hujan rencana distribusi Log Pearson Tipe III sebagai berikut :

Diketahui nilai Cs = 0,196

Nilai k dengan cara interpolasi :

Tabel 4.6. Mencari nilai k dengan cara interpolasi dengan melihat nilai Cs.

Cs	Periode Ulang									
	1.01	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
0.1	-2,25	-0.84	-0.017	0.836	1,292	1,785	2,107	2,400	2.67	3.235
0.2	-2,17	-0.85	-0.033	0.830	1,301	1,181	2,159	2,472	2.763	3.38
0.196	-2,10	-0.84	-0.034	0.8302	1,299	1,808	2,148	2,467	2.759	3.377

(sumber : hasil perhitungan)

Contoh Perhitungan :

Untuk Periode ulang 1.01

$$k = (-2,252) + \left[\frac{0.196 - 0,2}{0,1 - 0,2} \right] \times ((-2,178) - (-2,252)) = -2,101$$

Tabel 4 7. Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan Rencana.

Peluang (%)	Periode ulang (Tahun)	k	Log Xtr	Xtr
0.99	1.0101	-2.181	1.860045	72.4511
0.9	1.11	-0.849	1.933305	85.76399
0.5	2	-0.0324	1.978218	95.10821
0.2	5	0.8302	2.025661	106.0867
0.1	10	1.299	2.051445	112.5758
0.04	25	1.808	2.07944	120.0715
0.02	50	2.148	2.09814	125.3545
0.01	100	2.467	2.115685	130.5224

(sumber : hasil perhitungan)

Contoh Perhitungan :

Hujan harian maksimum periode ulang 1.0101 tahunan.

$$X_{1.10101} = 1,980 + (-2,181 \times 0,055) = 1.860045 \text{ mm}$$

$$\text{anti log } 1.860045 \text{ mm} = 72.4511 \text{ mm}$$

Tabel 4.8. Rekapitulasi Perhitungan Hujan Rencana

No	Periode Ulang (tahun)	Peluang (%)	Distribusi	
			D. Gumbel (mm)	D. Log Person III (mm)
1	2	3	4	5
1	1.001	99		72.451
2	1.11	80	78.30	85.76
3	2	50	94.53	95.11
4	5	20	109.78	106.09
5	10	10	123.25	112.58
6	50	2	142.11	125.35
7	100	1	151.53	130.52

(sumber : hasil perhitungan)

4.3 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Untuk menentukan kesesuaian distribusi (*the goodness fit test*) distribusi frekuensi empiris dari sampel data terhadap fungsi distribusi frekuensi teoritis yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi empiris, diperlukan pengujian secara statistik.

Pemeriksaan uji kesesuaian bertujuan untuk mengetahui kebenaran dari suatu hipotesa sehingga diketahui :

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang didapatkan secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa (hasil distribusi diterima atau ditolak).

Pengujian parameter yang dilakukan adalah :

- a. Smirnov Kolmogorof.
- b. Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)

4.3.1 Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)

Untuk mengetahui apakah data hujan yang tersedia betul-betul sesuai dengan jenis sebaran distribusi yang dipilih dan apakah hujan rencana dapat diterima, maka perlu dilakukan pengujian kecocokan dengan uji chi-kuadrat.

Uji Chi-Kuadrat digunakan untuk menghitung besarnya simpangan vertical antara data perhitungan dan data teoritis. Uji ini berdasarkan pada perbedaan nilai ordinat teoritis dan empiris pada sumbu vertikal yang merupakan data curah hujan rancangan. Uji chi kuadrat dikatakan berhasil jika X^2 hitung < X^2 (tabel 2.5).

Mengitung jumlah kelas dengan rumus :

$$G = 1 + 3.3 \log n$$

Menghitung X_h^2 dengan rumus :

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

$$DK = K - (P+1)$$

$$G = 1 + 3.3 \log n$$

Keterangan :

X_h^2 = Parameter uji chi-kuadrat

G = Jumlah sub kelompok (minimal 4 data pengamatan)

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

$$\begin{aligned}
 n (\text{banyaknya data}) &= 10 \\
 \alpha \text{ taraf signifikan } 5\% &= 0.05 \\
 G (\text{Kelas Interval}) &= 1 + 3.3 \log n \\
 &= 1 + 3.3 \cdot \log 10 \\
 &= 4,32 \approx 4
 \end{aligned}$$

Derajat kebebasan

$$\begin{aligned}
 dk &= G - R - 1 \\
 &= 4 - 2 - 1 = 1 ; \alpha = 0.05; \text{ maka } X^2 3,841
 \end{aligned}$$

(lihat tabel 2.5 nilai kritis distribusi chi-kuadrat)

Pembagian data pengamatan menjadi 4 sub-bagian, dengan interval peluang ;

$$P = \frac{1}{Kelas} = \frac{1}{4} = 0,25 (25\%)$$

Sub grup 1 $P \leq 0,25$

Sub grup 1 $P \leq 0,50$

Sub grup 1 $P \leq 0,75$

Sub grup 1 $P > 1$

4.3.1.1 Perhitungan Dengan Metode Gumbel.

Contoh Perhitungan :

$$\begin{aligned}
 \text{Untuk } P(\%) &= 50 \\
 Tr &= 2 \text{ tahun}
 \end{aligned}$$

$$Yt = -\ln \left[-\ln \frac{Tr - 1}{Tr} \right]$$

$$Yt = -\ln \left[-\ln \frac{\frac{2-1}{2}}{2} \right] = 0,367$$

$$\begin{aligned}
 n &= 10 & Y_n &= 0,4952 \\
 && S_n &= 0,9496 \\
 k &= \frac{Y_t - Y_n}{S_n} = \frac{0,367 - 0,4952}{0,9496} = -0,136
 \end{aligned}$$

Hubungan jumlah data kejadian (n) dengan reduksi rata-rata variat (Yn) dan standar devisiasi (Sn), dapat dilihat pada tabel 2.2 dan tabel 2.3

Analisis frekuensi dengan menggunakan metode Gumbel juga sering dilakukan dengan persamaan berikut :

$$X = \bar{X} + k \cdot S$$

Dengan :

- X = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu.
- X = nilai rata-rata kejadian.
- S = standar devisiasi kejadian.
- k = faktor frekuensi.

$$k = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} = \frac{0,367 - 0,4952}{0,9496} = -0,136$$

Contoh Perhitungan Distribusi Normal.

$$\begin{aligned}
 X_2 &= \bar{X} + k \cdot S \\
 &= 96,25 + (-0,136 \times 12,78) \\
 &= 78,30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.9. Perhitungan Distribusi Gumbel.

Peluang (%)	Periode Ulang (tahun)	Yt	k	Xtr	X	X urut
0.10	1.11	-0.838	-1.405	78.30	97.50	118.00
0.20	1.25	-0.476	-1.023	83.17	114.00	114.00
0.25	1.33	-0.332	-0.871	85.11	98.50	100.50
0.30	1.43	-0.184	-0.715	87.11	100.50	98.50
0.40	1.67	0.091	-0.426	90.81	78.00	98.00
0.50	2.00	0.367	-0.135	94.53	118.00	97.50
0.60	2.50	0.672	0.187	98.63	88.00	88.00
0.70	3.33	1.030	0.564	103.45	98.00	85.00
0.75	4.00	1.240	0.785	106.28	85.00	81.00
0.80	5.00	1.500	1.059	109.78	85.00	78.00
0.90	10.00	2.500	2.113	123.25		
0.95	20.00	2.97	2.608	129.58		
0.98	50.00	3.900	3.588	142.10		
0.99	100.00	4.600	4.326	151.53		

(sumber : hasil perhitungan)

Sehingga :

$$\text{Sub grup 1} = 73.500 \leq 82.500$$

$$\text{Sub grup 2} = 82.500 < X \leq 91.500$$

$$\text{Sub grup 3} = 91.500 < X \leq 105.500$$

$$\text{Sub grup 4} = 105.500 \leq X$$

Tabel 4 10. Perhitungan Distribusi Gumbel dengan uji Chi-Kuadrat

Nilai Sub Kelompok	Ei	Oi	(Oi - Ei)	(Oi - Ei) ² /Ei
$73.500 \leq 82.500$	2.5	2	-0.5	0.1
$82.500 < X \leq 91.500$	2.5	2	-0.5	0.1
$91.500 < X \leq 105.500$	2.5	4	1.5	0.9
$105.500 \leq X$	2.5	2	-0.5	0.1
Jumlah	10	10	0	1.2

(sumber : hasil perhitungan)

Keterangan :

Chi-Kuadrat Hitungan	= 1,2
Derajat Kebebasan (DK)	= K-(P+1) = 4 - (2+1) = 1
Derajat Signifikan Alpha	= 5%
Tingkat Kepercayaan	= 95%
Chi-Kuadrat Kritis	= 3,841
Chi-Kuadrat Hitungan	= 1,2 < Chi-Kuadrat Kritis 3,841 Maka hipotesa diterima.

4.3.1.2 Perhitungan Dengan Metode Log Person Type III.

Contoh Perhitungan untuk X_2 tahun

Diketahui $C_s = 0.149$

Tabel 4 11. Perhitungan Metode Log Pearson III Uji Chi-Kuadrat.

Peluang (%)	Periode Ulang (tahun)	C_s	k	$\log x$	$S \log x$	$\log X_{tr}$	$X_{tr} (\text{mm})$
25	4.5	0.196	0.686	1.980	0.055	2.017	104.193
50	2	0.196	- 0.032	1.980	0.055	1.978	95.107
75	1.44	0.196	- 0.713	1.980	0.055	1.940	87.236

(sumber : hasil perhitungan)

Sehingga :

Sub grup 1 =

$X \leq 87.2362$

Sub grup 2 =

$87.2362 < X \leq 95.104$

Sub grup 3 =

$95.104 < X \leq 104.193$

Sub grup 4 =

$104.193 \leq X$

Tabel 4 12. Distribusi Log Pearson Tipe III dengan Uji Chi-Kuadrat.

Kemungkinan	Ei	Oi	(Oi - Ei)	(Oi - Ei) ² /Ei
$X \leq 87.2362$	2.5	3	0.5	0.1
$87.2362 < X \leq 95.104$	2.5	1	-1.5	0.9
$95.104 < X \leq 104.193$	2.5	4	1.5	0.9
$104.193 \leq X$	2.5	2	-0.5	0.1
Jumlah	10	10	0	2

(sumber : hasil perhitungan)

Keterangan :

Chi-Kuadrat Hitungan	= 2
Derajat Kebebasan (DK)	= $K-(P+1) = 4 - (2+1) = 1$
Derajat Signifikan Alpha	= 5%
Tingkat Kepercayaan	= 95%
Chi-Kuadrat Kritis	= 3,841
Chi-Kuadrat Hitungan	= 2 < Chi-Kuadrat Kritis 3,8
	Maka hipotesa diterima.

4.3.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Pengujian ini digunakan untuk mengetahui simpangan horizontal terbesar antara data perhitungan dengan data teoritis. Uji smirnov kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan non-parametric, karena pengujianya tidak menggunakan uji distribusi tertentu. Uji simpangan ini dikatakan berhasil jika simpangan horizontal yang dinyatakan dengan D_{maks} (hitung) < D_0 (tabel (2.7)).

Langkah-langkah pengujian Smirnov-Kolmogorof adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995: 198) :

1. Mengurutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan juga besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
2. Menentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
3. Dari kedua nilai peluang ditentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov Test) dapat ditentukan harga D_{cr} .

Apabila D_0 lebih kecil dari D_{cr} maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D_0 lebih besar dari D_{cr} maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

4.3.2.1 Uji Smirnov-Kolmogorov untuk Distribusi Gumbel.

1. Urutkan data dari yang terbesar ke terkecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.

Tabel 4 13. Nilai X urut dan Peluang.

xi	m	P(xi)=m/(n+1)
1	2	3
118.00	1	0.091
114.00	2	0.182
100.50	3	0.273
98.50	4	0.364
98.00	5	0.455
97.50	6	0.545
88.00	7	0.636
85.00	8	0.727
85.00	9	0.818
78.00	10	0.909

(sumber : hasil perhitungan)

Contoh Perhitungan :

Untuk $X = 118$, nilai m (ranking 1) maka,

$$P_{(160)} = \frac{1}{(10+1)} = 0,0909 = 9,09\%$$

Dimana :

P = peluang

m = ranking

n = jumlah data

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

Tabel 4.14. Perhitungan Peluang Teoritis.

xi	f(t)=(xi-x)/s	P'(xi)
118.00	1.70	0.9525
114.00	1.39	0.9147
100.50	0.33	0.6368
98.50	0.18	0.5796
98.00	0.14	0.5636
97.50	0.10	0.5478
88.00	-0.65	0.2776
85.00	-0.88	0.2061
85.00	-0.88	0.2061
78.00	-1.43	0.0885

(sumber : hasil perhitungan)

Dimana :

- xi = debit minimum pengamatan (m³/det)
- x = debit minimum rata-rata (m³/det)
- t = variabel reduksi
- P'(x) = peluang dari k

Contoh perhitungan :

$$\begin{aligned}
 f(t) &= (xi-x)/s \\
 &= (118 - 96.25)/12.78 \\
 &= 1.70
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan $f(t)$, dapat di tentukan besarnya peluan teoritis $P'(x)$, dapat dilihat pada tabel wilayah luas kurva normal (terlampir).

Tabel 4 15. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Debit Minimum

xi	m	P(xi)=m/(n+1)	P(xi<)	f(t)=(xi-x)/s	P'(xi)	P'(xi<)	D
1	2	3	4 = (nilai 1) - 3	5	6	7 = (nilai 1) - 6	8 = 7 - 4
118.00	1	0.091	0.909	1.70	0.9525	0.05	0.043
114.00	2	0.182	0.818	1.39	0.9147	0.09	0.097
100.50	3	0.273	0.727	0.33	0.6368	0.36	-0.090
98.50	4	0.364	0.636	0.18	0.5796	0.42	-0.057
98.00	5	0.455	0.545	0.14	0.5636	0.44	0.018
97.50	6	0.545	0.455	0.10	0.5478	0.45	0.093
88.00	7	0.636	0.364	-0.65	0.2776	0.72	-0.086
85.00	8	0.727	0.273	-0.88	0.2061	0.79	-0.067
85.00	9	0.818	0.182	-0.88	0.2061	0.79	0.024
78.00	10	0.909	0.091	-1.43	0.0885	0.91	-0.002
						Dmaks	0.097
						Do	0.41

(sumber : hasil perhitungan)

Dari perhitungan nilai D, tabel 4.13, menunjukkan nilai Dmaks = 0.097, data dari peringkat ke $m = 10$. Dengan data tabel diatas, untuk derajat kepercayaan 5% ditolak dan $N = 10$, maka diperoleh $Do = 0.41$. Karena nilai Dmaks lebih kecil dari Do ($0,097 < 0,41$) maka persamaan distribusi gumbel yang diperoleh **dapat diterima** untuk menghitung distribusi peluang data debit minimum.

4.3.2.1 Uji Smirnov-Kolmogorov untuk Distribusi Log Pearson Tipe III.

1. Urutkan data dari yang terbesar ke terkecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.

Tabel 4 16. Nilai x urut dan Peluang

X urut	m	P(x)=m/(n+1)
1	2	3
118.00	1	0.091
114.00	2	0.182
100.50	3	0.273
98.50	4	0.364
98.00	5	0.455
97.50	6	0.545
88.00	7	0.636
85.00	8	0.727
85.00	9	0.818
78.00	10	0.909

(sumber : hasil perhitungan)

Contoh Perhitungan :

Untuk X = 118, nilai m (ranking 1) maka,

$$P_{(118)} = \frac{1}{(10+1)} = 0,0909 = 9,09\%$$

Dimana :

- P = peluang
- m = ranking
- n = jumlah data

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

Tabel 4 17. Perhitungan Peluang Teoritis.

xi	f(t)=(xi-x)/s	P'(xi)
118.00	1.76	0.9608
114.00	1.45	0.9265
100.50	0.39	0.6517
98.50	0.23	0.591
98.00	0.20	0.5796
97.50	0.16	0.5636
88.00	-0.59	0.2776
85.00	-0.82	0.2061
85.00	-0.82	0.1292
78.00	-1.37	0.0853

(sumber : hasil perhitungan)

Dimana :

- xi = debit minimum pengamatan (m^3/det)
- x = debit minimum rata-rata (m^3/det)
- t = variabel reduksi
- $P'(x)$ = peluang dari k

Contoh perhitungan :

Dari perhitungan curah hujan log didapat nilai log X rata-rata = 1,980

Maka X rata-rata untuk distribusi Log Normal ini = anti log 1.980 = 95.500

$$\begin{aligned} f(t) &= (x_i - \bar{x})/s \\ &= (118 - 95.500)/12.78 \\ &= 1.76 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan $f(t)$, dapat di tentukan besarnya peluan teoritis $P'(x)$, dapat dilihat pada tabel wilayah luas kurva normal (terlampir).

Tabel 4 18. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Debit Minimum.

X urut	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P(x <)$	$f(t) = (x_i - \bar{x})/s$	$P'(x)$	$P'(x <)$	D
1	2	3	4 = (nilai 1) - 3	5	6	7 = (nilai 1) - 6	8 = 7 - 4
118.00	1	0.091	0.9091	1.76	0.04	0.9608	0.052
114.00	2	0.182	0.8182	1.45	0.07	0.9265	0.108
100.50	3	0.273	0.7273	0.39	0.35	0.6517	-0.076
98.50	4	0.364	0.6364	0.23	0.41	0.591	-0.045
98.00	5	0.455	0.5455	0.20	0.42	0.5796	0.034
97.50	6	0.545	0.4545	0.16	0.44	0.5636	0.109
88.00	7	0.636	0.3636	-0.59	0.72	0.2776	-0.086
85.00	8	0.727	0.2727	-0.82	0.79	0.2061	-0.067
85.00	9	0.818	0.1818	-0.82	0.87	0.1292	-0.053
78.00	10	0.909	0.0909	-1.37	0.91	0.0853	-0.006
						Dmaks	0.109
						Do	0.41

(sumber : hasil perhitungan)

Dari perhitungan nilai D, tabel 4.16, menunjukkan nilai Dmaks = 0.109, data dari peringkat ke m = 10. Dengan data tabel diatas, untuk derajat kepercayaan 5% ditolak dan N = 10, maka diperoleh Do = 0.41. Karena nilai Dmaks lebih kecil dari Do (0,109 < 0,41) maka persamaan distribusi gumbel yang diperoleh **dapat diterima** untuk menghitung distribusi peluang data debit minimum.

4.3.2 Curah Hujan Terpilih

Tabel 4 19. Hasil Pengujian Metode Chi-Kuadrat

Analisa Distribusi	Chi-Kuadrat	Chi-Kuadrat Kritis (χ^2_{Cr})	Kesimpulan
Distribusi Gumbel	1.2	3.841	Perhitungan dapat diterima
Distribusi Log Person	2	3.841	Perhitungan dapat diterima

Tabel 4 20. Hasil Pengujian Metode Chi-Kuadrat

Analisa Distribusi	Dmaks	Dkritis	Kesimpulan
Distribusi Gumbel	0.097	0.41	Perhitungan dapat diterima
Distribusi Log Person	0.109	0.41	Perhitungan dapat diterima

Dari hasil pengujian menggunakan metode Chi-Kuadrat dan Uji Smirnov-Kolmogorov dapat ditetapkan jenis distribusi yang diterima yaitu :

1. Distribusi Log Person Type III

Tabel 4 21. Curah Hujan Rencana Terpilih

No	Periode ulang (Tahun)	Distribusi Log Person Type III
1	1.0101	73.14
2	1.25	85.76
3	2	95.11
4	5	106.09
5	10	112.58
6	25	120.07
7	50	125.35
8	100	130.52

(sumber : hasil perhitungan)

4.4 Distribusi Hujan Jam-Jaman

4.4.1 Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke-t

Berdasarkan pengamatan di sekitar stasiun hujan, lamanya hujan yang sering terjadi di surabaya diperkirakan selama 5 jam/hari. Dalam analisa ini data pengamatan sebaran hujan jam-jaman perhitungannya menggunakan rumus mononpbe, sebagai berikut :

$$\overline{Rt} = \frac{R24}{T} * (T/t)^{\frac{2}{3}}$$

Dimana :

I = Intensitas curah hujan rata-rata sampai jam ke-t (mm/jam)

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

T = Waktu hujan (jam)

T = Lamanya hujan terpusat (jam)

Perhitungan Distribusi Hujan :

$$\overline{R1} = \frac{R_{24}}{5} * (5/1)^{\frac{2}{3}} = 0.585$$

$$\overline{R2} = \frac{R_{24}}{5} * (5/2)^{\frac{2}{3}} = 0.368$$

$$\overline{R3} = \frac{R_{24}}{5} * (5/3)^{\frac{2}{3}} = 0.281$$

$$\overline{R4} = \frac{R_{24}}{5} * (5/4)^{\frac{2}{3}} = 0.232$$

$$\overline{R5} = \frac{R_{24}}{5} * (5/5)^{\frac{2}{3}} = 0.200$$

4.4.2 Perhitungan tinggi hujan pada jam ke-t

Rumus yang digunakan :

$$R't = t^*Rt - (t-1)*R*(t-1)$$

Dimana :

Rt = Rata-rata hujan sampai jam ke-t (mm)

$R't$ = Tinggi hujan rata-rata sampai jam ke-t (mm)

T = Waktu lamanya hujan (jam)

$R(t-1)$ = Rata-rata hujan sampai jam ke-t

Hasil distribusi curah hujan :

$$R_1 = 1R_1 = 0.585 R_{24}$$

$$R_2 = 2R_2 - 1R_1 = (0.736 - 0.368) = 0.152 R_{24}$$

$$R_3 = 3R_3 - 2R_2 = (0.843 - 0.736) = 0.107 R_{24}$$

$$R_4 = 4R_4 - 3R_3 = (0.928 - 0.843) = 0.085 R_{24}$$

$$R_5 = 5R_5 - 4R_4 = (1 - 0.928) = 0.072 R_{24}$$

4.4.3 Perhitungan tinggi hujan pada jam ke-t

Rumus yang digunakan :

$$Reff = C \times Xt$$

Dimana :

Reff = Curah hujan effektif (mm)

C = Koefisien Pengaliran

Xt = Curah Hujan Rencana

Perhitungan Curah Hujan Effektif :

No	CH Max (mm)	Periode Ulang (Tahun)	c	Reff (mm)
1	78.30	1.11	0.70	54.81
2	94.53	2	0.70	66.17
3	109.78	5	0.70	76.85
4	123.25	10	0.70	86.28
5	129.98	20	0.70	90.99
6	142.11	50	0.70	99.47
7	151.53	100	0.70	106.07

(sumber : hasil perhitungan)

Perhitungan Curah hujan effektif jam-jam :

No	Periode Ulang (Tahun)	Reff (mm)	0.585 x Reff	0.152x Reff	0.107x Reff	0.085x Reff	0.072x Reff
			R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)
1	1.11	54.81	32.063	8.331	5.864	4.659	3.946
2	2	66.17	38.708	10.058	7.080	5.624	4.764
3	5	76.85	44.957	11.681	8.223	6.532	5.533
4	10	86.28	50.472	13.114	9.232	7.334	6.212
5	20	90.99	53.227	13.830	9.736	7.734	6.551
6	50	99.47	58.193	15.120	10.644	8.455	7.162
7	100	106.07	62.053	16.123	11.350	9.016	7.637

(sumber : hasil perhitungan)

4.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana

4.5.1 Perhitungan unit hidograf satuan Nakayasu Untuk Saluran ke-1.

Perhitungan unit hidograf :

$$\text{Luas DAS (A)} = 0.275 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Saluran (L)} = 0.97 \text{ Km}$$

$$\text{Koefisien } (\alpha) = 2$$

$$\text{Tinggi Hujan Satuan (R}_0\text{)} = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien Pengaliran (C)} = 0.7$$

$$\text{Satuan Waktu Huajan (tr)} = 1 \text{ Jam}$$

Waktu Mencapai Puncak (Tg)

$$\begin{aligned} (\text{L}<15 \text{ km}) &= 0,21 \times L^{0,7} \\ &= 0,21 \times 0,97^{0,7} \\ &= 0,2055 \text{ Jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= Tg \times \alpha \\ &= 0,2055 \times 2 \\ &= 0,4111 \text{ Jam} \end{aligned}$$

$$\text{Waktu konsentrasi banjir (Tp)} = Tg + 0.8 \text{ tr}$$

$$\begin{aligned} &= 0,2055 + 0,8 \cdot 1 \\ &= 1,0055 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit Puncak (Qp)} &= \frac{C \cdot A \cdot R_0}{3,6 (0,3 Tp + T_{0,3})} \\ &= \frac{0,7 \cdot 0,275 \cdot 1}{3,6 (0,3 \cdot 1,0055 + 0,4111)} = 0,0381 \end{aligned}$$

a. Untuk Kurva Naik ($0 < t < T_p = 1.005$ Jam)

$$Q_t = Q_p \times (t/T_p)^{2.4} = 0.355 \times (t/1.005)^{2.4}$$

t (jam)	$(t/1.005)^{2.4}$	Q (m³/det)
0	0.00	0
0.25	0.04	0.001
0.5	0.19	0.007
0.75	0.50	0.019
1	0.99	0.038
1.005	1.00	0.038
Jumlah		0.10314732

(sumber : hasil perhitungan)

b. Untuk Kurva Turun I ($T_p = 1.005 < t < T_p + T_{0.3} = 1.416$)

$$Q_t = Q_p \times 0.3^{((t-T_p)/T_{0.3})}$$

t (jam)	$0.3^{((t-T_p)/T_{0.3})}$	Q (m³/det)
1.105	2.16	0.082
1.205	1.91	0.073
1.305	1.70	0.065
1.416	1.48	0.057
Jumlah		0.15516565

(sumber : hasil perhitungan)

c. Untuk Kurva Turun II ($T_p + T0.3 = 1.416 < t < T_p + T0.3 + .5T0.3 = 2.033$)

$$Q_t = Q_p \times 0.3^{\wedge}[(t-T_p)+(0.5 \times T0.3)] / (1.5 \times T0.3)$$

t (jam)	$0.3^{\wedge}[(t-T_p)+(0.5 \times T0.3)] / (1.5 \times T0.3)$	Q (m ³ /det)
1.416	0.772	0.029
1.516	0.685	0.026
1.616	0.607	0.023
1.716	0.538	0.021
1.816	0.477	0.018
1.916	0.423	0.016
2	0.382	0.015
2.033	0.367	0.014
Jumlah		0.133506

(sumber : hasil perhitungan)

d. Untuk Kurva Turun III ($t > T_p + T_0.3 + 1.5T_0.3 = 2.033$)

$$Q_t = Q_p \times 0.3^{[(t-T_p)+(1.5 \times T_0.3)]/(2 \times T_0.3)}$$

t (jam)	$0.3^{[(t-T_p)+(1.5 \times T_0.3)]/(2 \times T_0.3)}$	Q (m³/det)
3	0.052	0.002
4	0.016	0.001
5	0.005	0.000
6	0.001	0.000
7	0.000	0.000
8	0.000	0.000
9	0.000	0.000
10	0.000	0.000
11	0.000	0.000
12	0.000	0.000
13	0.000	0.000
14	0.000	0.000
15	0.000	0.000
16	0.000	0.000
17	0.000	0.000
18	0.000	0.000
19	0.000	0.000
20	0.000	0.000
21	0.000	0.000
22	0.000	0.000
23	0.000	0.000
24	0.000	0.000
25	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4.22. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 1.1 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q1.1 (m3/det)
		0-1 Jam 32.062	1-2 Jam 8.330	2-3 Jam 5.864	3-4 Jam 4.658	4-5 Jam 3.946	
0	0	0					0
1	0.038	1.208	0.314				1.521
2	0.015	0.467	0.121	0.085			0.674
3	0.002	0.064	0.017	0.012	0.009		0.102
4	0.001	0.019	0.005	0.004	0.003	0.002	0.033
5	0.000	0.006	0.001	0.001	0.001	0.001	0.010
6	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 23. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 2 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q2 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0	0.000					0
1	0.038	1.458	0.379				1.837
2	0.015	0.564	0.147	0.103			0.814
3	0.002	0.077	0.020	0.014	0.011		0.123
4	0.001	0.023	0.006	0.004	0.003	0.003	0.040
5	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.012
6	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4.24. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 5 Tahun.

T (jam)	U (t,l)	Akibat Hujan					Q5 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
		44.957	11.681	8.223	6.532	5.533	
0	0.000	0					0
1	0.038	1.693	0.440				2.133
2	0.015	0.655	0.170	0.120			0.945
3	0.002	0.090	0.023	0.016	0.013		0.143
4	0.001	0.027	0.007	0.005	0.004	0.003	0.046
5	0.000	0.008	0.002	0.001	0.001	0.001	0.014
6	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 25. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 10 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m ³ /det)	Akibat Hujan					Q10 (m ³ /det)	
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam		
0.000	0.000	0					0.000	
1.000	0.038	1.901	0.494				2.395	
2.000	0.015	0.736	0.191	0.135			1.061	
3.000	0.002	0.101	0.026	0.018	0.015		0.160	
4.000	0.001	0.030	0.008	0.006	0.004	0.004	0.052	
5.000	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.016	
6.000	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.005	
7.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	
8.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
9.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
11.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
12.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
13.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
15.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
16.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
17.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
18.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
19.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
20.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
21.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
22.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
23.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
24.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 26. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 20 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q20 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0.000	0.000					0
1	0.038	2.005	0.521				2.525
2	0.015	0.776	0.202	0.142			1.119
3	0.002	0.106	0.028	0.019	0.015		0.169
4	0.001	0.032	0.008	0.006	0.005	0.004	0.055
5	0.000	0.010	0.002	0.002	0.001	0.001	0.016
6	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 27. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 50 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m ³ /det)	Akibat Hujan					Q50 (m ³ /det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0.000	0					0
1	0.038	2.192	0.569				2.761
2	0.015	0.848	0.220	0.155			1.224
3	0.002	0.116	0.030	0.021	0.017		0.185
4	0.001	0.035	0.009	0.006	0.005	0.004	0.060
5	0.000	0.010	0.003	0.002	0.002	0.001	0.018
6	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

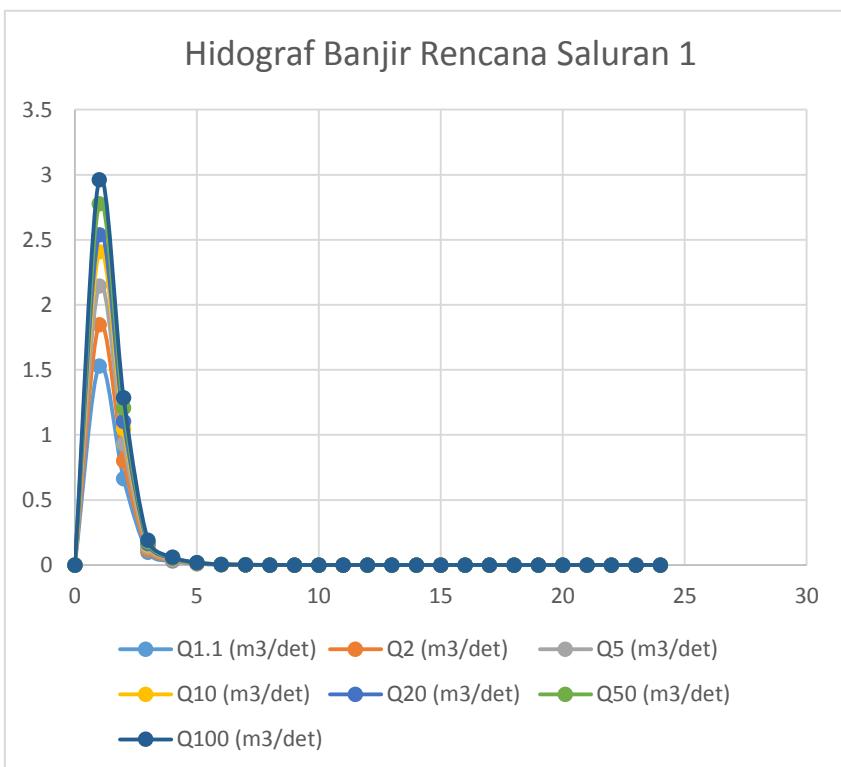
Tabel 4 28. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 100 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q100 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0.000	0.000					0
1	0.038	2.337	0.607				2.944
2	0.015	0.904	0.235	0.165			1.305
3	0.002	0.124	0.032	0.023	0.018		0.197
4	0.001	0.037	0.010	0.007	0.005	0.005	0.064
5	0.000	0.011	0.003	0.002	0.002	0.001	0.019
6	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.006
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

T	Q1.1	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50	Q100
(jam)	(m3/det)						
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	1.419	1.837	2.133	2.395	2.525	2.761	2.944
2	0.674	0.814	0.945	1.061	1.119	1.224	0.596
3	0.111	0.123	0.143	0.160	0.169	0.185	1.305
4	0.036	0.040	0.046	0.052	0.055	0.060	0.064
5	0.011	0.012	0.014	0.016	0.016	0.018	0.019
6	0.003	0.004	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
7	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)



Gambar 4 1. Hidograf Banjir Rencana Saluran 1

4.5.2 Perhitungan unit hidograf satuan Nakayasu Untuk Saluran ke-2.

Perhitungan unit hidograf :

$$\text{Luas DAS (A)} = 0.275 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Saluran (L)} = 1.02 \text{ Km}$$

$$\text{Koefisien } (\alpha) = 2$$

$$\text{Tinggi Hujan Satuan (R}_0\text{)} = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien Pengaliran (C)} = 0.7$$

$$\text{Satuan Waktu Huajan (tr)} = 1 \text{ Jam}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu Mencapai Puncak (Tg)} \\ (\text{L}<15 \text{ km}) &= 0,21 \times \text{L}^{0,7} \\ &= 0,21 \times 1.02^{0,7} \\ &= 0.214 \text{ Jam} \\ \text{T}_{0,3} &= \text{Tg} \times \alpha \\ &= 0.214 \times 2 \\ &= 0.428 \text{ Jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu konsentrasi banjir (Tp)} &= \text{Tg} + 0.8 \text{ tr} \\ &= 0.214 + 0.8 \cdot 1 \\ &= 1.014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit Puncak (Qp)} &= \frac{\text{C} \cdot \text{A} \cdot \text{Ro}}{3,6 (0,3 \text{ Tp} + \text{T}_{0,3})} \\ &= \frac{0,7 \cdot 0,275 \cdot 1}{3,6 (0,3 \cdot 1,014 + 0,428)} = 0,039 \end{aligned}$$

a. Untuk Kurva Naik ($0 < t < T_p = 1.014$ Jam)

$$Qt = Q_p \times (t/T_p)^{2.4} = 0.39 \times (t/1.014)^{2.4}$$

t (jam)	$(t/T_p)^{2.4}$	Q (m ³ /det)
0	0.00	0
0.25	0.03	0.001
0.5	0.18	0.007
0.75	0.48	0.019
1	0.97	0.038
1.014	1.00	0.039
Jumlah		0.10455798

(sumber : hasil perhitungan)

b. Untuk Kurva Turun I (Untuk Kurva Turun I ($T_p = 1.014 < t < T_p + T_{0.3} = 1.442$ Jam))

$$Qt = Q_p \times 0.3^{((t-T_p)/T_{0.3})}$$

t (jam)	$0.3^{((t-T_p)/T_{0.3})}$	Q (m ³ /det)
1.114	2.07	0.081
1.214	1.83	0.072
1.314	1.63	0.064
1.442	1.39	0.055
Jumlah		0.21673157

(sumber : hasil perhitungan)

- c. Untuk Kurva Turun II (Untuk Kurva Turun II ($T_p + T_{0.3} = 1.442 < t < T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3} = 2.085$)

$$Q_t = Q_p \times 0.3^{|(t-T_p)+(0.5 \times T_{0.3})|} / (1.5 \times T_{0.3})$$

t (jam)	$0.3^{ (t-T_p)+(0.5 \times T_{0.3}) } / (1.5 \times T_{0.3})$	Q (m³/det)
1.442	0.718	0.028
1.542	0.637	0.025
1.642	0.565	0.022
1.742	0.501	0.020
1.842	0.444	0.017
1.942	0.393	0.015
2	0.367	0.014
2.085	0.331	0.013
Jumlah		0.127629

(sumber : hasil perhitungan)

d. Untuk Kurva Turun III (Untuk Kurva Turun III ($t > T_p + T_0.3 + 1.5T_0.3 = 2.085$)

$$Q_t = Q_p \times 0.3^{[(t-T_p)+(1.5 \times T_0.3)]/(2 \times T_0.3)}$$

t (jam)	$0.3^{[(t-T_p)+(1.5 \times T_0.3)]/(2 \times T_0.3)}$	Q (m ³ /det)
3	0.052	0.002
4	0.016	0.001
5	0.005	0.000
6	0.001	0.000
7	0.000	0.000
8	0.000	0.000
9	0.000	0.000
10	0.000	0.000
11	0.000	0.000
12	0.000	0.000
13	0.000	0.000
14	0.000	0.000
15	0.000	0.000
16	0.000	0.000
17	0.000	0.000
18	0.000	0.000
19	0.000	0.000
20	0.000	0.000
21	0.000	0.000
22	0.000	0.000
23	0.000	0.000
24	0.000	0.000
25	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 29. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 1.1 Tahun.

T (ja m)	U (t,l) (m3/d et)	Akibat Hujan					Q1.1 (m3/d et)
		0-1 Jam 32.0629 129	1-2 Jam 8.3308 77	2-3 Jam 5.8644 99	3-4 Jam 4.6587 14	4-5 Jam 3.9462 05	
0	0	0					0
1	0.038	1.214	0.316				1.530
2	0.014	0.461	0.120	0.084			0.665
3	0.002	0.062	0.016	0.011	0.009		0.098
4	0.001	0.019	0.005	0.003	0.003	0.002	0.032
5	0.000	0.006	0.001	0.001	0.001	0.001	0.010
6	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4.30. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 2 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q2 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0	0.000					0
1	0.038	1.466	0.381				1.847
2	0.014	0.556	0.145	0.102			0.803
3	0.002	0.075	0.019	0.014	0.011		0.119
4	0.001	0.022	0.006	0.004	0.003	0.003	0.038
5	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.012
6	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.003
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 31. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 5 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q5 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0.000	0					0
1	0.038	1.703	0.442				2.145
2	0.014	0.646	0.168	0.118			0.932
3	0.002	0.087	0.023	0.016	0.013		0.138
4	0.001	0.026	0.007	0.005	0.004	0.003	0.045
5	0.000	0.008	0.002	0.001	0.001	0.001	0.013
6	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4.32. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 10 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q10 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0.000	0.000	0					0.000
1.000	0.038	1.912	0.497				2.408
2.000	0.014	0.726	0.189	0.133			1.047
3.000	0.002	0.097	0.025	0.018	0.014		0.155
4.000	0.001	0.029	0.008	0.005	0.004	0.004	0.050
5.000	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.015
6.000	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.005
7.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4.33. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 20 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m ³ /det)	Akibat Hujan					Q20 (m ³ /det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0.000	0.000					0
1	0.038	2.016	0.524				2.540
2	0.014	0.765	0.199	0.140			1.104
3	0.002	0.103	0.027	0.019	0.015		0.163
4	0.001	0.031	0.008	0.006	0.004	0.004	0.053
5	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.016
6	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 34. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 50 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q50 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0.000	0					0
1	0.038	2.204	0.573				2.777
2	0.014	0.837	0.217	0.153			1.207
3	0.002	0.112	0.029	0.021	0.016		0.178
4	0.001	0.034	0.009	0.006	0.005	0.004	0.058
5	0.000	0.010	0.003	0.002	0.001	0.001	0.017
6	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

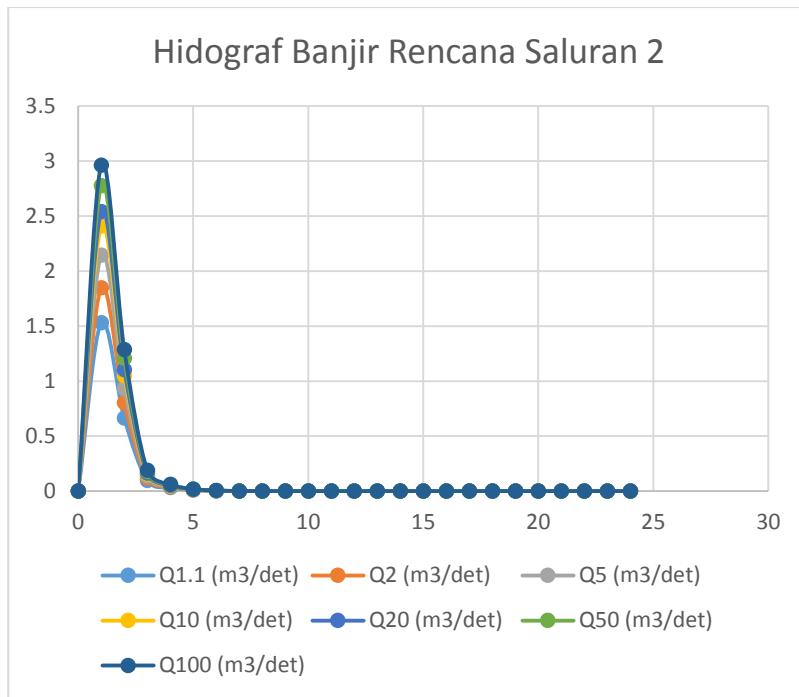
Tabel 4 35. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 100 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q100 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0.000	0.000					0
1	0.038	2.350	0.611				2.961
2	0.014	0.892	0.232	0.163			1.287
3	0.002	0.120	0.031	0.022	0.017		0.190
4	0.001	0.036	0.009	0.007	0.005	0.004	0.062
5	0.000	0.011	0.003	0.002	0.002	0.001	0.018
6	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.006
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

T	Q1.1	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50	Q100
(jam)	(m3/det)						
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	1.530	1.847	2.145	2.408	2.540	2.777	2.961
2	0.665	0.803	0.932	1.047	1.104	1.207	1.287
3	0.098	0.119	0.138	0.155	0.163	0.178	0.190
4	0.032	0.038	0.045	0.050	0.053	0.058	0.062
5	0.010	0.012	0.013	0.015	0.016	0.017	0.018
6	0.003	0.003	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
7	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)



Gambar 4 2. Hidograf Banjir Rencana Saluran 2

4.5.3 Perhitungan unit hidograf satuan Nakayasu Untuk Saluran ke-3.

Perhitungan unit hidograf :

$$\text{Luas DAS (A)} = 0.275 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Saluran (L)} = 1.05 \text{ Km}$$

$$\text{Koefisien } (\alpha) = 2$$

$$\text{Tinggi Hujan Satuan (R}_0\text{)} = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien Pengaliran (C)} = 0.7$$

$$\text{Satuan Waktu Huajan (tr)} = 1 \text{ Jam}$$

Waktu Mencapai Puncak (Tg)

$$\begin{aligned} (\text{L}<15 \text{ km}) &= 0,21 \times L^{0,7} \\ &= 0,21 \times 1.05^{0,7} \\ &= 0.217 \text{ Jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= Tg \times \alpha \\ &= 0,217 \times 2 \\ &= 0.434 \text{ Jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu konsentrasi banjir (Tp)} &= Tg + 0.8 \text{ tr} \\ &= 0.217 + 0.8 \cdot 1 \\ &= 1.107 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit Puncak (Qp)} &= \frac{C \cdot A \cdot R_0}{3,6 (0,3 Tp + T_{0,3})} \\ &= \frac{0,7 \cdot 0,275 \cdot 1}{3,6 (0,3 \cdot 1.107 + 0,434)} = 0,039 \end{aligned}$$

a. Untuk Kurva Naik ($0 < t < T_p = 1.017$ Jam)

$$Q_t = Q_p \times (t/T_p)^{2.4} = 0.039 \times (t/1.017)^{2.4}$$

t (jam)	$(t/1.005)^{2.4}$	Q (m³/det)
0	0.00	0
0.25	0.04	0.001
0.5	0.19	0.007
0.75	0.50	0.020
1	0.99	0.039
1.017	1.03	0.041
Jumlah		0.10819312

(sumber : hasil perhitungan)

b. Untuk Kurva Turun I ($T_p = 1.017 < t < T_p + T_0.3 = 1.451$)

$$Q_t = Q_p \times 0.3^{((t-T_p)/T_0.3)}$$

t (jam)	$0.3^{((t-T_p)/T_0.3)}$	Q (m³/det)
1.017	2.30	0.091
1.117	2.04	0.081
1.217	1.81	0.072
1.317	1.60	0.063
1.451	1.37	0.054
Jumlah		0.24335127

(sumber : hasil perhitungan)

- c. Untuk Kurva Turun II (Untuk Kurva Turun II ($T_p + T_{0.3} = 1.451 < t < T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3} = 2.103$)
 $Q_t = Q_p \times 0.3^{[(t-T_p)+(0.5 \times T_{0.3})]/(1.5 \times T_{0.3})}$

t (jam)	$0.3^{[(t-T_p)+(0.5 \times T_{0.3})]/(1.5 \times T_{0.3})}$	Q (m³/det)
1.451	0.701	0.028
1.551	0.621	0.025
1.651	0.551	0.022
1.751	0.488	0.019
1.851	0.433	0.017
1.951	0.384	0.015
2	0.362	0.014
2.103	0.320	0.013
Jumlah		0.125671

(sumber : hasil perhitungan)

Untuk Kurva Turun III ($t > T_p + T_0.3 + 1.5T_0.3 = 2.103$)

$$Q_t = Q_p \times 0.3^{[(t-T_p)+(1.5 \times T_0.3)]/(2 \times T_0.3)}$$

t (jam)	$0.3^{[(t-T_p)+(1.5 \times T_0.3)]/(2 \times T_0.3)}$	Q (m³/det)
3	0.048	0.002
4	0.014	0.001
5	0.004	0.000
6	0.001	0.000
7	0.000	0.000
8	0.000	0.000
9	0.000	0.000
10	0.000	0.000
11	0.000	0.000
12	0.000	0.000
13	0.000	0.000
14	0.000	0.000
15	0.000	0.000
16	0.000	0.000
17	0.000	0.000
18	0.000	0.000
19	0.000	0.000
20	0.000	0.000
21	0.000	0.000
22	0.000	0.000
23	0.000	0.000
24	0.000	0.000
25	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 36. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 1.1 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m ³ /det)	Akibat Hujan					Q1.1 (m ³ /det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0	0					0
1	0.039	1.253	0.326				1.579
2	0.014	0.459	0.119	0.084			0.662
3	0.002	0.061	0.016	0.011	0.009		0.097
4	0.001	0.018	0.005	0.003	0.003	0.002	0.031
5	0.000	0.006	0.001	0.001	0.001	0.001	0.009
6	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 37. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 2 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q2 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0	0.000					0
1	0.039	1.513	0.393				1.906
2	0.014	0.554	0.144	0.101			0.799
3	0.002	0.074	0.019	0.014	0.011		0.117
4	0.001	0.022	0.006	0.004	0.003	0.003	0.038
5	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.011
6	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.003
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 38. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 5 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q5 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0.000	0					0
1	0.039	1.757	0.457				2.214
2	0.014	0.643	0.167	0.118			0.928
3	0.002	0.086	0.022	0.016	0.012		0.136
4	0.001	0.026	0.007	0.005	0.004	0.003	0.044
5	0.000	0.008	0.002	0.001	0.001	0.001	0.013
6	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4.39. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 10 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q10 (m3/det)	
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam		
0.000	0.000	0					0.000	
1.000	0.039	1.973	0.513				2.485	
2.000	0.014	0.722	0.188	0.132			1.042	
3.000	0.002	0.096	0.025	0.018	0.014		0.153	
4.000	0.001	0.029	0.008	0.005	0.004	0.004	0.049	
5.000	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.015	
6.000	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004	
7.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	
8.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
9.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
11.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
12.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
13.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
14.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
15.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
16.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
17.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
18.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
19.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
20.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
21.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
22.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
23.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
24.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 40. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 20 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m ³ /det)	Akibat Hujan					Q ₂₀ (m ³ /det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
0	0.000	0.000					0
1	0.039	2.080	0.541				2.621
2	0.014	0.762	0.198	0.139			1.099
3	0.002	0.102	0.026	0.019	0.015		0.161
4	0.001	0.030	0.008	0.006	0.004	0.004	0.052
5	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.016
6	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 4 41. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 50 Tahun.

T	U (t,l)	Akibat Hujan					Q50
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
(jam)	(m ³ /det)	58.193	15.120	10.644	8.455	7.162	(m ³ /det)
0	0.000	0					0
1	0.039	2.275	0.591				2.866
2	0.014	0.833	0.216	0.152			1.201
3	0.002	0.111	0.029	0.020	0.016		0.176
4	0.001	0.033	0.009	0.006	0.005	0.004	0.057
5	0.000	0.010	0.003	0.002	0.001	0.001	0.017
6	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
7	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

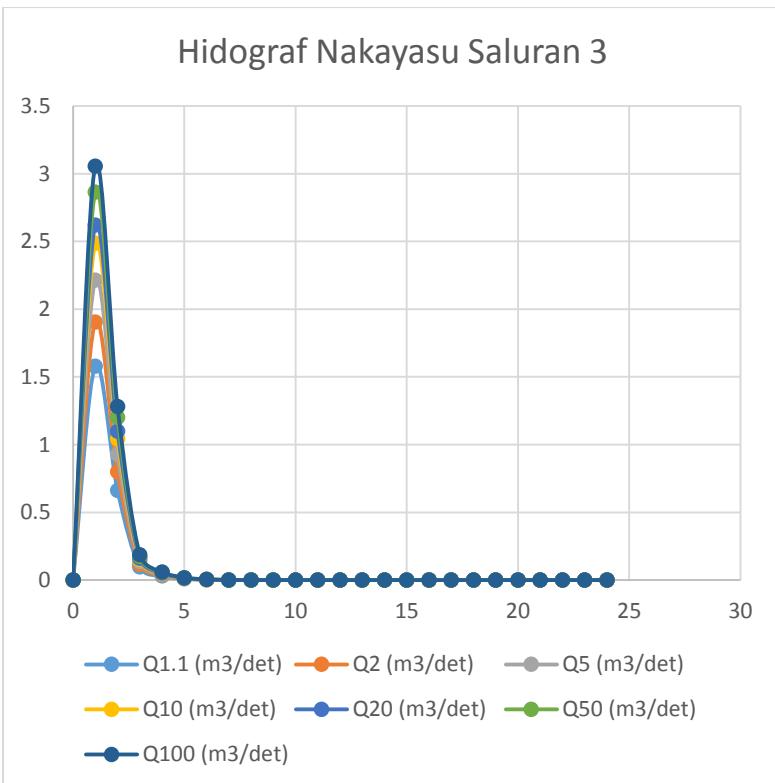
Tabel 4 42. Ordinat Hidograf Banjir Nakayasu dengan Kala Ulang 100 Tahun.

T (jam)	U (t,l) (m3/det)	Akibat Hujan					Q100 (m3/det)
		0-1 Jam	1-2 Jam	2-3 Jam	3-4 Jam	4-5 Jam	
	62.053	16.123	11.350	9.016	7.637		
0	0.000	0					0
1	0.039	2	0.630				3.056
2	0.014	1	0.231	0.162			1.281
3	0.002	0	0.031	0.022	0.017		0.188
4	0.001	0	0.009	0.006	0.005	0.004	0.061
5	0.000	0	0.003	0.002	0.002	0.001	0.018
6	0.000	0	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
7	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
8	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

T	Q1.1	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50	Q100
(jam)	(m3/det)						
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	1.579	1.906	2.214	2.485	2.621	2.866	3.056
2	0.662	0.799	0.928	1.042	1.099	1.201	1.281
3	0.097	0.117	0.136	0.153	0.161	0.176	0.188
4	0.031	0.038	0.044	0.049	0.052	0.057	0.061
5	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.017	0.018
6	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.005	0.005
7	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)



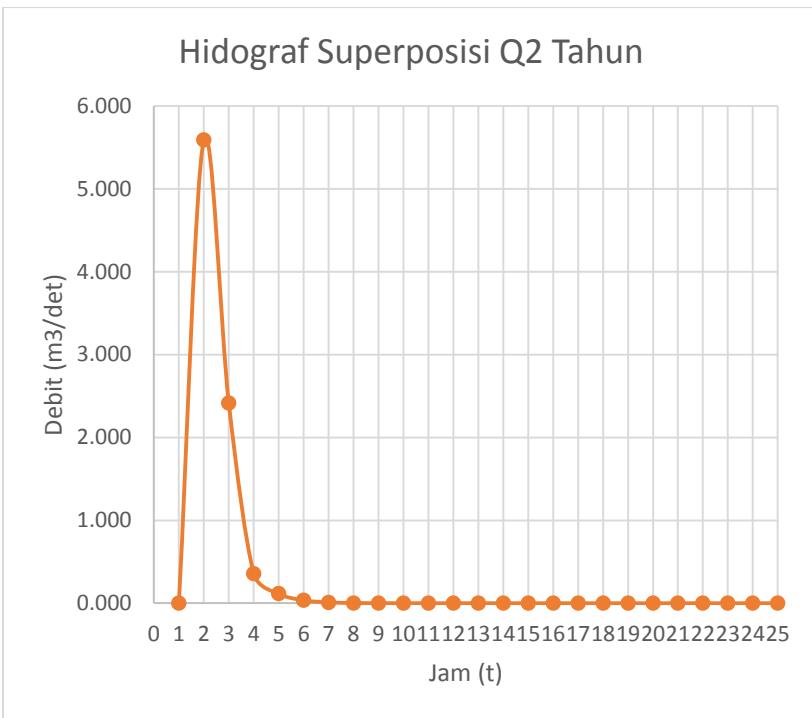
Gambar 4 3. Hidograf Banjir Rencana Saluran 3

4.6 Perhitungan Hidograf Superposisi

4.6.1 Hasil Hidograf Superposisi Untuk Q2 Tahun.

T (jam)	Saluran 1 m3/jam	Saluran 2 m3/jam	Saluar 3 m3/jam	Qtotal m3/jam
0	0	0.000	0.000	0.000
1	1.837	1.847	1.906	5.590
2	0.814	0.803	0.799	2.416
3	0.123	0.119	0.117	0.359
4	0.040	0.038	0.038	0.116
5	0.012	0.012	0.011	0.035
6	0.004	0.003	0.003	0.010
7	0.001	0.001	0.001	0.003
8	0.000	0.000	0.000	0.001
9	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

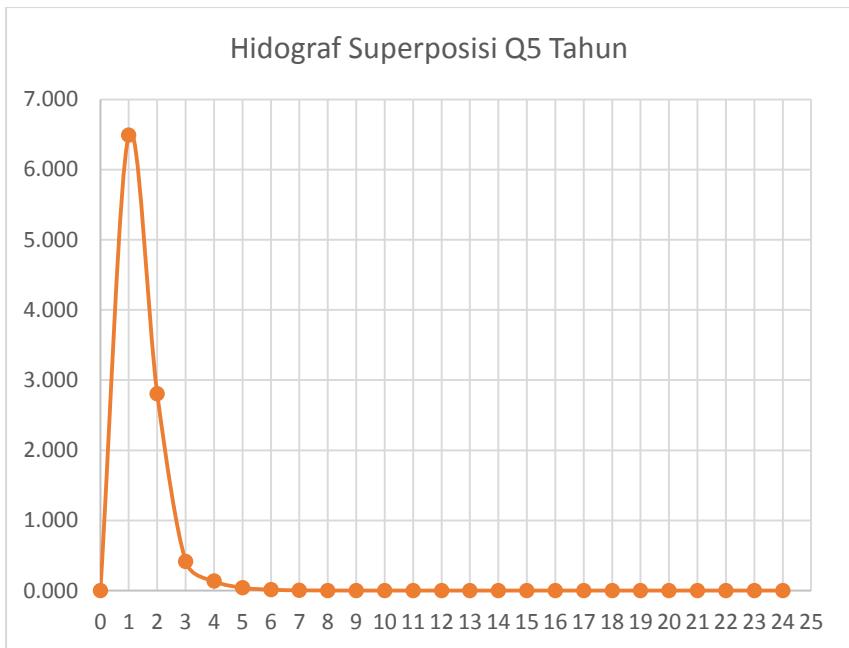


Gambar 4 4. . Hidograf Superposisi Q2 tahun

4.6.2 Hasil Hidograf Superposisi Untuk Q5 Tahun.

T (jam)	Saluran 1 m3/jam	Saluran 2 m3/jam	Saluar 3 m3/jam	Qtotal m3/jam
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	2.133	2.145	2.214	6.492
2	0.945	0.932	0.928	2.806
3	0.143	0.138	0.136	0.417
4	0.046	0.045	0.044	0.135
5	0.014	0.013	0.013	0.040
6	0.004	0.004	0.004	0.012
7	0.001	0.001	0.001	0.004
8	0.000	0.000	0.000	0.001
9	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

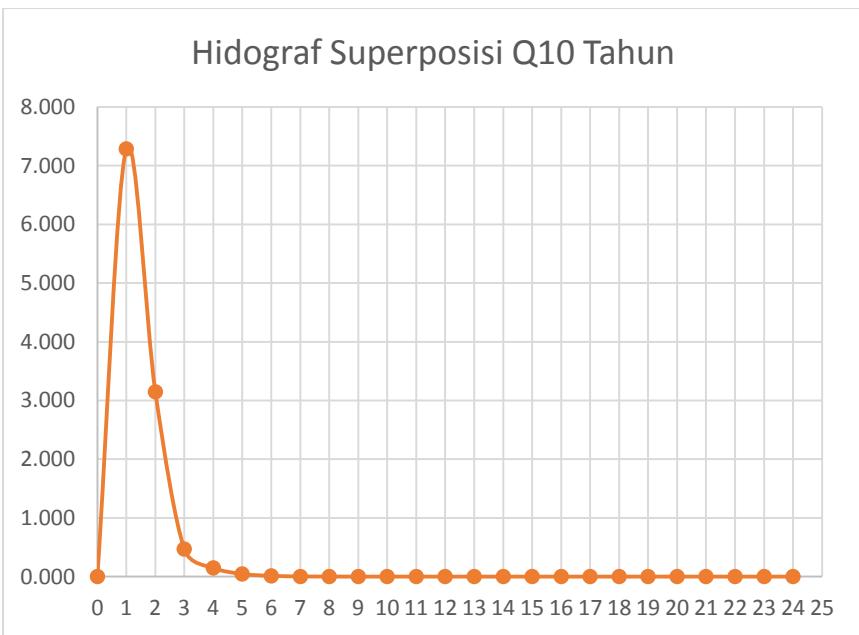


Gambar 4 5. Hidograf Superposisi Q5 tahun

4.6.3 Hasil Hidograf Superposisi Untuk Q10 Tahun.

T (jam)	Saluran 1 m3/jam	Saluran 2 m3/jam	Saluar 3 m3/jam	Qtotal m3/jam
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	2.395	2.408	2.485	7.288
2	1.061	1.047	1.042	3.150
3	0.160	0.155	0.153	0.468
4	0.052	0.050	0.049	0.151
5	0.016	0.015	0.015	0.045
6	0.005	0.005	0.004	0.014
7	0.001	0.001	0.001	0.004
8	0.000	0.000	0.000	0.001
9	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)



Gambar 4.6. Hidograf Superposisi Q10 tahun

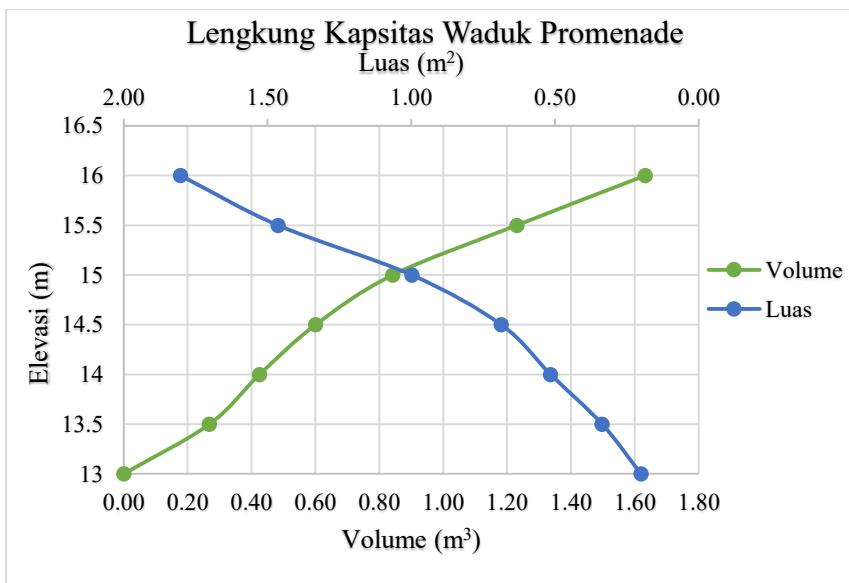
4.7 Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk merupakan sebuah grafik yang menghubungkan luas daerah genangan dengan volume tampungan terhadap elevasinya. Sesuai dengan fungsi utama waduk yang menyediakan tampungan air, maka ciri fisik utama adalah kapasitas tampungannya. Kapasitas waduk yang mempunya bentuk beraturan dan dapat dihitung dengan rumus perhitungan volume benda padat. Dalam kondisi alami di lapangan maka kapasitas waduk harus dihitung dengan pengukuran topografi. Lengkung kapasitas dibentuk dengan cara mengukur luas yang diapit oleh tiap-tiap garis kontur, alat yang digunakan adalah planimeter. Komulatif dari lengkung luas dan elevasi tersebut merupakan lengkung kapasitas waduk. Pertambahan tampungan antara dua elevasi dihitung dengan mengalikan luas rata-rata pada elevasi tersebut dengan perbedaan kedua elevasinya. Akumulasi seluruh pertambahan disuatu elevasi tertentu merupakan volume tampungan waduk pada elevasi tersebut.

Tabel 4 43. Lengkung Kapistas waduk promenade luas 18.024 m²

No	Elevasi	Luas	Beda Tinggi	Volume	Vol. Komulatif
	(m)	(m ²) x 10 ⁴	(m)	(m ³)x 10 ⁴	(m ³)
1	13	0.20	1.00	0.00	0.00
2	13.5	0.34	0.50	0.27	0.27
3	14	0.52	0.50	0.43	0.69
4	14.5	0.69	0.50	0.60	1.29
5	15*	1.00	0.50	0.84	2.14*
6	15.5*	1.46	0.50	1.23	3.37*
7	16	1.80	0.50	1.63	5.00
Total					

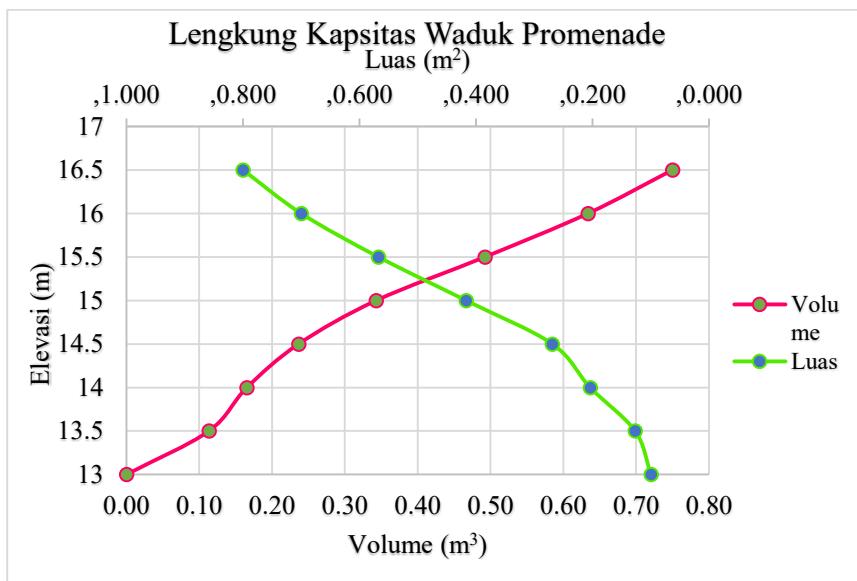
(sumber : hasil perhitungan)

Gambar 4 7. Lengkung Kapasitas Waduk 18.024 m²

Tabel 4 44. Lengkung Kapistas waduk promenade luas 7000 m^2

No	Elevasi (m)	Luas ($\text{m}^2 \times 10^4$)	Beda Tinggi (m)	Volume ($\text{m}^3 \times 10^4$)	Vol. Komulatif ($\text{m}^3 \times 10^4$)
1	13	0.100	0.50	0.00	0.00
2	13.5	0.13	0.50	0.11	0.11
3	14	0.20	0.50	0.17	0.28
4	14.5	0.27	0.50	0.24	0.52
5	15	0.42	0.50	0.34	0.86
6	15.5	0.57	0.50	0.49	1.35
7	16	0.70	0.50	0.63	1.98
8	16.5	0.80	0.50	0.75	2.73
Total					

(sumber : hasil perhitungan)

Gambar 4 8. Lengkung Kapasitas Waduk 7.000 m^2

BAB V

FLOOD ROUTING

5.1 Flood Routing Melalui Waduk

5.1.1 Umum

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

Penelusuran banjir dapat diterapkan atau dilakukan melalui / lewat dua bentuk kondisi hidrologi, yaitu lewat palung sungai dan waduk. Penelusuran banjir lewat waduk hasil yang diperoleh dapat lebih eksak (akurat) karena penampangannya adalah fungsi langsung dari aliran keluar (outflow). Dalam kajian ini penelusuran banjir dilakukan lewat palung sungai

5.1.2 Perhitungan Flood Melalui Waduk dengan luas 18.024 m²

Data yang tersedia :

Elevasi Reservoir	= +15.367
Δt	= 1 Jam
Lebar Spillway (B)	= 2 m

Contoh Perhitungan :

1. Kolom 2 baris 2 :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} = \frac{0,000 + 6,492}{2} = 3,246 \text{ m}^3/\text{detik}$$

2. Kolom 4 baris 2 :

$$3,246 \text{ m}^3/\text{detik} \times (3600/10000) = 1.17 \times 10^4 \text{ m}^3$$

3. Kolom 5 baris 2 :

Dengan cara interpolasi dari tabel 4.43 :

Storage : 3.63 m^3

Elevasi	Volume Komulatif
15.00	2.14
15.50	3.37

$$El..Resv = (15.00) + \left[\frac{3.63 - 2.14}{3.37 - 2.14} \right] \times (15.50 - 15.00) = 16.093$$

4. Kolom 6 baris 2 :

$$\begin{aligned} H &= 16.093 - 15.367 \\ &= 0.73 \text{ m} \end{aligned}$$

5. Kolom 7 baris 2 :

$$\begin{aligned} V &= \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \\ &= \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.73} \\ &= 3.773 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

6. Kolom 8 baris 2 :

$$\begin{aligned} A &= B \times H \\ &= 2.00 \text{ m} \times 0.73 \text{ m} \\ &= 1.451 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

7. Kolom 9 baris 2 :

$$\begin{aligned}\text{Outflow } (Q = A \times V) &= 1.451 \text{ m}^2 \times 3.773 \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 5.476 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

8. Kolom 10 baris 2 :

$$5.476 \text{ m}^3/\text{detik} \times (3600/10000) = 1.972 \times 10^4 \text{ m}^3$$

9. Kolom 11 baris 2 :**10. Kolom 12 baris 2 :**

$$\begin{aligned}\Psi &= (S_1/\Delta-O/2) \\ &= (3.63/1 - 5.476/2) \\ &= -2.737 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

11. Kolom 13 baris 2 :

$$\begin{aligned}\Phi &= (((I_1+I_2)/2)+\Psi) \\ &= 3.246 + (-2.737) \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 0.509 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

12. Kolom 14 baris 2 :

$$\frac{O_1+O_2}{2} = \frac{0,000 + 5.476}{2} = 2.738 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Hasil perhitungan selanjutnya pada tabel 5.1, tabel 5.2, tabel 5.3, tabel 5.4.

Tabel 5 1. Perhitungan Flood Routing untuk Periode ulang 5 tahun

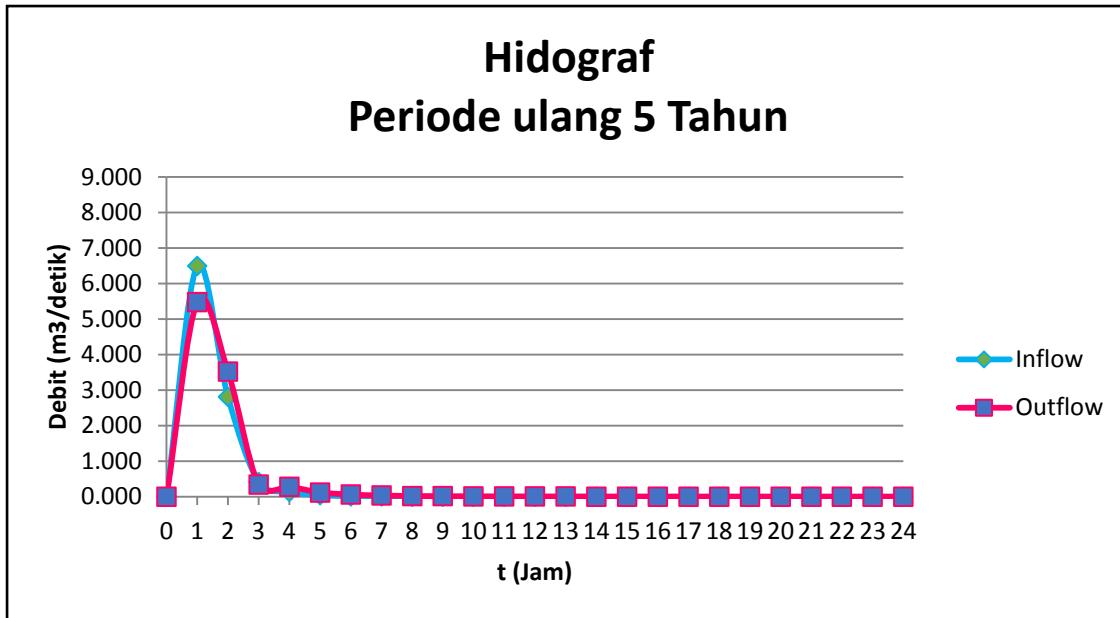
T	Inflow	(I1+I2)/2	Inflow	El..Resv	H	V	A	Outflow (Q= A x V)	Outflow	Storage	$\Psi=(S_1/\Delta-O/2)$	$\phi=((I_1+I_2)/2)+\Psi$	(O1+O2)/2
jam	m ³ /detik	m ³ /detik	x10 ⁴ (m ³)	m	m	m ³ /detik	m ²	m ³ /detik	x10 ⁴ (m ³)	x10 ⁴ (m ³)	m ³ /detik	m ³ /detik	m ³ /detik
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0	0.000	0	0.00	15.367	0	0	0	0.000	0.000	2.46	0.001	0.001	0.000
1	6.492	3.246	1.17	16.093	0.73	3.773	1.451	5.476	1.972	3.63	-2.737	0.509	2.738
2	2.806	4.649	1.67	15.908	0.54	3.257	1.081	3.522	1.268	3.33	-1.760	2.889	4.499
3	0.417	1.611	0.58	15.481	0.11	1.492	0.227	0.339	0.122	2.64	-0.169	1.443	1.930
4	0.135	0.276	0.10	15.466	0.10	1.397	0.199	0.278	0.100	2.62	-0.138	0.138	0.308
5	0.040	0.088	0.03	15.424	0.06	1.057	0.114	0.120	0.043	2.55	-0.059	0.028	0.199
6	0.012	0.026	0.01	15.403	0.04	0.839	0.072	0.060	0.022	2.52	-0.029	-0.003	0.090
7	0.004	0.008	0.00	15.391	0.02	0.689	0.048	0.033	0.012	2.50	-0.016	-0.008	0.047
8	0.001	0.002	0.00	15.384	0.02	0.582	0.035	0.020	0.007	2.49	-0.009	-0.007	0.027
9	0.000	0.001	0.00	15.380	0.01	0.504	0.026	0.013	0.005	2.48	-0.006	-0.005	0.017
10	0.000	0.000	0.00	15.377	0.01	0.444	0.020	0.009	0.003	2.48	-0.004	-0.004	0.011
11	0.000	0.000	0.00	15.375	0.01	0.398	0.016	0.006	0.002	2.47	-0.003	-0.002	0.008
12	0.000	0.000	0.00	15.374	0.01	0.361	0.013	0.005	0.002	2.47	-0.002	-0.002	0.006
13	0.000	0.000	0.00	15.373	0.01	0.331	0.011	0.004	0.001	2.47	-0.001	-0.001	0.004
14	0.000	0.000	0.00	15.372	0.00	0.305	0.010	0.003	0.001	2.47	-0.001	-0.001	0.003
15	0.000	0.000	0.00	15.371	0.00	0.284	0.008	0.002	0.001	2.47	0.000	0.000	0.003
16	0.000	0.000	0.00	15.371	0.00	0.265	0.007	0.002	0.001	2.47	0.000	0.000	0.002
17	0.000	0.000	0.00	15.370	0.00	0.249	0.006	0.002	0.001	2.46	0.000	0.000	0.002
18	0.000	0.000	0.00	15.370	0.00	0.235	0.006	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
19	0.000	0.000	0.00	15.370	0.00	0.222	0.005	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
20	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.211	0.005	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
21	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.201	0.004	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
22	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.191	0.004	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
23	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.183	0.003	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
24	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.175	0.003	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001

(sumber : hasil perhitungan)

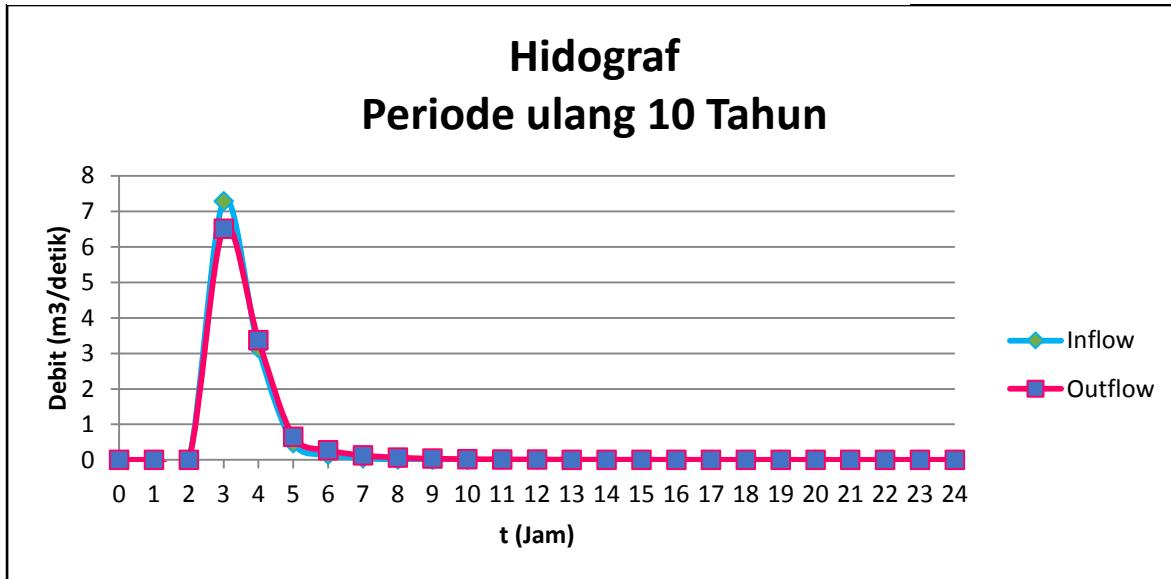
Tabel 5.2. Perhitungan Flood Routing untuk Periode ulang 10 tahun

T	Inflow	(I1+I2)/2	Inflow	El. Resv	H	V	A	Outflow (Q= A x V)	Outflow	Storage	$\Psi = (S_1 / \Delta - O) / 2$	$\varphi = (((I_1 + I_2) / 2) + \Psi)$	$(O_1 + O_2) / 2$
jam	m ³ /detik	m ³ /detik	x10 ⁴ (m ³)	m	m	m ³ /detik	m	m ³ /detik	x10 ⁴ (m ³)	m ³ /detik	m ³ /detik	m ³ /detik	m ³ /detik
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0	0.000	0	0.00	15.367	0	0	0	0.000	0.000	2.46	0.001	0.001	0.000
1	7.288	3.644	1.31	16.182	0.81	3.998	1.629	6.514	2.345	3.77	-3.256	0.388	3.257
2	3.150	5.219	1.88	15.892	0.53	3.210	1.050	3.371	1.214	3.31	-1.685	3.535	4.943
3	0.468	1.809	0.65	15.543	0.18	1.858	0.352	0.653	0.235	2.74	-0.326	1.483	2.012
4	0.151	0.310	0.11	15.466	0.10	1.394	0.198	0.276	0.099	2.62	-0.137	0.172	0.465
5	0.045	0.098	0.04	15.426	0.06	1.079	0.119	0.128	0.046	2.56	-0.063	0.035	0.202
6	0.014	0.029	0.01	15.404	0.04	0.855	0.075	0.064	0.023	2.52	-0.031	-0.002	0.096
7	0.004	0.009	0.00	15.392	0.03	0.700	0.050	0.035	0.013	2.50	-0.017	-0.008	0.049
8	0.001	0.003	0.00	15.385	0.02	0.590	0.036	0.021	0.008	2.49	-0.010	-0.007	0.028
9	0.000	0.001	0.00	15.380	0.01	0.510	0.027	0.014	0.005	2.48	-0.006	-0.005	0.017
10	0.000	0.000	0.00	15.377	0.01	0.449	0.021	0.009	0.003	2.48	-0.004	-0.004	0.011
11	0.000	0.000	0.00	15.375	0.01	0.402	0.016	0.007	0.002	2.47	-0.003	-0.003	0.008
12	0.000	0.000	0.00	15.374	0.01	0.364	0.014	0.005	0.002	2.47	-0.002	-0.002	0.006
13	0.000	0.000	0.00	15.373	0.01	0.333	0.011	0.004	0.001	2.47	-0.001	-0.001	0.004
14	0.000	0.000	0.00	15.372	0.00	0.307	0.010	0.003	0.001	2.47	-0.001	-0.001	0.003
15	0.000	0.000	0.00	15.371	0.00	0.286	0.008	0.002	0.001	2.47	-0.001	-0.001	0.003
16	0.000	0.000	0.00	15.371	0.00	0.267	0.007	0.002	0.001	2.47	0.000	0.000	0.002
17	0.000	0.000	0.00	15.370	0.00	0.250	0.006	0.002	0.001	2.46	0.000	0.000	0.002
18	0.000	0.000	0.00	15.370	0.00	0.236	0.006	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
19	0.000	0.000	0.00	15.370	0.00	0.223	0.005	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
20	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.212	0.005	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
21	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.201	0.004	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
22	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.192	0.004	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
23	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.184	0.003	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001
24	0.000	0.000	0.00	15.369	0.00	0.176	0.003	0.001	0.000	2.46	0.000	0.000	0.001

(sumber : hasil perhitungan)



Gambar 5.1. Hidrograf Periode ulang 5 Tahun



Gambar 5.2. *Hidrograf Periode ulang 10 Tahun*

5.1.3 Perhitungan Flood Melalui Waduk dengan luas 7000 m²

Data yang tersedia :

Elevasi Reservoir	= +16.020
Δt	= 1 Jam
Lebar Spillway (B)	= 2 m

halaman ini sengaja dikosongkan

Tabel 5.3. Perhitungan Flood Routing untuk Periode ulang 5 tahun

T	Inflow	(I1+I2)/2	Inflow	El. Resv	H	V	A	Outflow (Q= A x V)	Outflow	Storage	$\Psi=(S_1/\Delta-O/2)$	$\phi=((I_1+I_2)/2)+\Psi)$	(O1+O2)/2
jam	m ³ /detik	m ³ /detik	x10 ⁴ (m ³)	m	m			m ³ /detik	x10 ⁴ (m ³)	x10 ⁴ (m ³)	m ³ /detik	m ³ /detik	m ³ /detik
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0	0.000	0	0.00	16.020	0	0	0	0.00	0.000	2.01	0.001	0.001	0.000
1	6.492	3.246	1.17	16.799	0.78	3.910	1.558	6.09	2.193	3.18	-3.045	0.201	3.046
2	2.806	4.649	1.67	16.453	0.43	2.914	0.866	2.52	0.908	2.66	-1.261	3.388	4.307
3	0.417	1.611	0.58	16.234	0.21	2.050	0.428	0.88	0.316	2.34	-0.438	1.173	1.700
4	0.135	0.276	0.10	16.090	0.07	1.169	0.139	0.16	0.059	2.12	-0.081	0.195	0.520
5	0.040	0.088	0.03	16.072	0.05	1.006	0.103	0.10	0.037	2.09	-0.051	0.036	0.133
6	0.012	0.026	0.01	16.053	0.03	0.804	0.066	0.05	0.019	2.06	-0.026	0.000	0.078
7	0.004	0.008	0.00	16.042	0.02	0.659	0.044	0.03	0.011	2.05	-0.014	-0.006	0.041
8	0.001	0.002	0.00	16.036	0.02	0.555	0.031	0.02	0.006	2.04	-0.008	-0.006	0.023
9	0.000	0.001	0.00	16.032	0.01	0.479	0.023	0.01	0.004	2.03	-0.005	-0.004	0.014
10	0.000	0.000	0.00	16.029	0.01	0.421	0.018	0.01	0.003	2.03	-0.003	-0.003	0.009
11	0.000	0.000	0.00	16.027	0.01	0.377	0.014	0.01	0.002	2.03	-0.002	-0.002	0.007
12	0.000	0.000	0.00	16.026	0.01	0.341	0.012	0.00	0.001	2.02	-0.001	-0.001	0.005
13	0.000	0.000	0.00	16.025	0.00	0.312	0.010	0.00	0.001	2.02	-0.001	-0.001	0.004
14	0.000	0.000	0.00	16.024	0.00	0.288	0.008	0.00	0.001	2.02	-0.001	-0.001	0.003
15	0.000	0.000	0.00	16.024	0.00	0.267	0.007	0.00	0.001	2.02	0.000	0.000	0.002
16	0.000	0.000	0.00	16.023	0.00	0.249	0.006	0.00	0.001	2.02	0.000	0.000	0.002
17	0.000	0.000	0.00	16.023	0.00	0.234	0.006	0.00	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
18	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.220	0.005	0.00	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
19	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.208	0.004	0.00	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
20	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.198	0.004	0.00	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
21	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.188	0.004	0.00	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
22	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.179	0.003	0.00	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
23	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.172	0.003	0.00	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
24	0.000	0.000	0.00	16.021	0.00	0.164	0.003	0.00	0.000	2.02	0.000	0.000	0.000

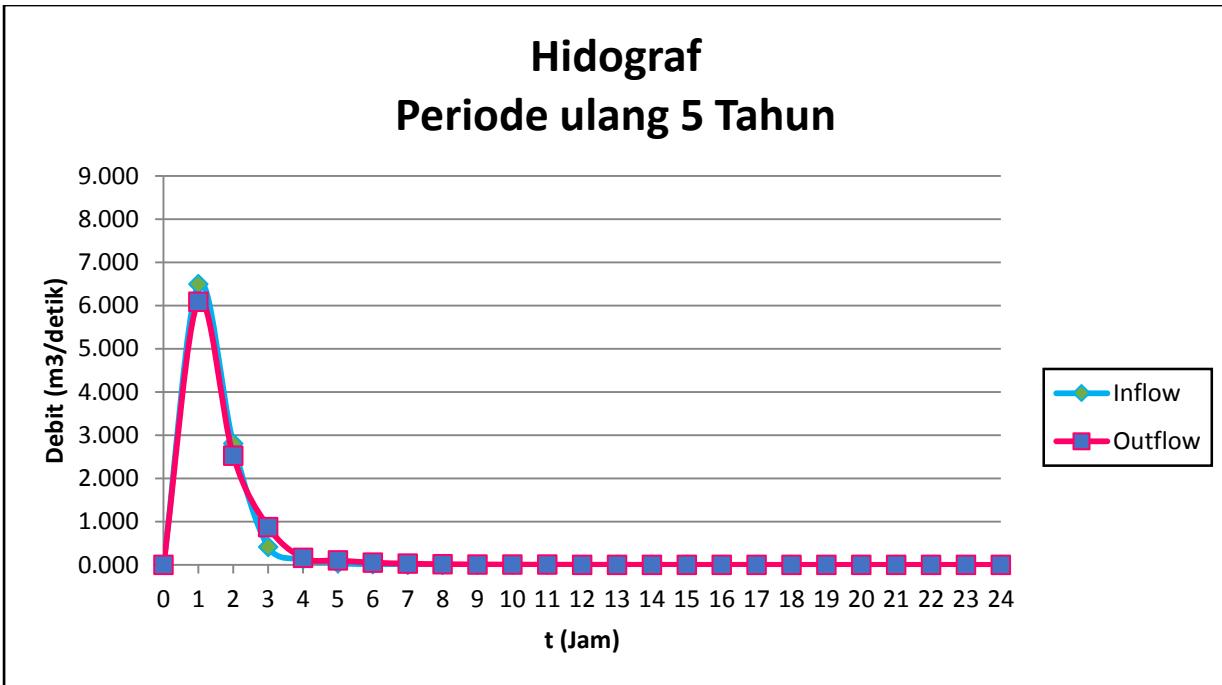
(sumber : hasil perhitungan)

Tabel 5.4. Perhitungan Flood Routing untuk Periode ulang 10 tahun

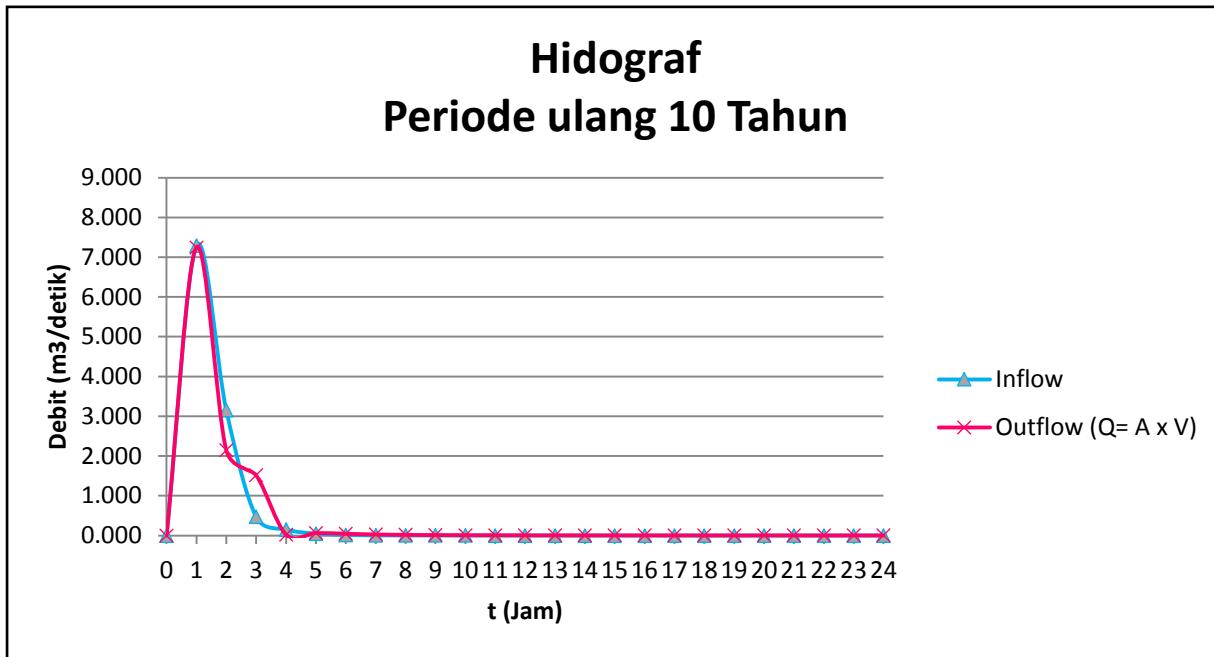
T	Inflow	(I1+I2)/2	Inflow	El. Resv	H	V	A	Outflow (Q= A x V)	Outflow	Storage	$\Psi=(S_1/\Delta-O/2)$	$\phi=((I_1+I_2)/2)+\Psi$	$(O1+O2)/2$
jam	m ³ /detik	m ³ /detik	x10 ⁴ (m ³)	m	m			m ³ /detik	x10 ⁴ (m ³)	x10 ⁴ (m ³)	m ³ /detik	m ³ /detik	m ³ /detik
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0	0.000	0	0.00	16.020	0	0	0	0.000	0.000	2.01	0.001	0.001	0.000
1	7.288	3.644	1.31	16.895	0.87	4.142	1.749	7.246	2.609	3.33	-3.622	0.022	3.623
2	3.150	5.219	1.88	16.408	0.39	2.760	0.776	2.142	0.771	2.60	-1.070	4.149	4.694
3	0.468	1.809	0.65	16.328	0.31	2.459	0.616	1.515	0.545	2.48	-0.757	1.052	1.829
4	0.151	0.310	0.11	16.039	0.02	0.607	0.038	0.023	0.008	2.04	-0.011	0.299	0.769
5	0.045	0.098	0.04	16.057	0.04	0.851	0.074	0.063	0.023	2.07	-0.031	0.067	0.043
6	0.014	0.029	0.01	16.049	0.03	0.753	0.058	0.044	0.016	2.06	-0.021	0.008	0.053
7	0.004	0.009	0.00	16.041	0.02	0.635	0.041	0.026	0.009	2.05	-0.013	-0.004	0.035
8	0.001	0.003	0.00	16.035	0.01	0.541	0.030	0.016	0.006	2.04	-0.008	-0.005	0.021
9	0.000	0.001	0.00	16.031	0.01	0.470	0.022	0.011	0.004	2.03	-0.005	-0.004	0.013
10	0.000	0.000	0.00	16.029	0.01	0.415	0.018	0.007	0.003	2.03	-0.003	-0.003	0.009
11	0.000	0.000	0.00	16.027	0.01	0.372	0.014	0.005	0.002	2.02	-0.002	-0.002	0.006
12	0.000	0.000	0.00	16.026	0.01	0.337	0.012	0.004	0.001	2.02	-0.001	-0.001	0.005
13	0.000	0.000	0.00	16.025	0.00	0.309	0.010	0.003	0.001	2.02	-0.001	-0.001	0.003
14	0.000	0.000	0.00	16.024	0.00	0.285	0.008	0.002	0.001	2.02	-0.001	-0.001	0.003
15	0.000	0.000	0.00	16.024	0.00	0.265	0.007	0.002	0.001	2.02	0.000	0.000	0.002
16	0.000	0.000	0.00	16.023	0.00	0.247	0.006	0.002	0.001	2.02	0.000	0.000	0.002
17	0.000	0.000	0.00	16.023	0.00	0.232	0.005	0.001	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
18	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.219	0.005	0.001	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
19	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.207	0.004	0.001	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
20	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.196	0.004	0.001	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
21	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.187	0.004	0.001	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
22	0.000	0.000	0.00	16.022	0.00	0.178	0.003	0.001	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
23	0.000	0.000	0.00	16.021	0.00	0.171	0.003	0.001	0.000	2.02	0.000	0.000	0.001
24	0.000	0.000	0.00	16.021	0.00	0.163	0.003	0.000	0.000	2.02	0.000	0.000	0.000

(sumber : hasil perhitungan)

halaman ini sengaja dikosongkan



Gambar 5.3. Hidrograf Periode ulang 5 Tahun



Gambar 5.4 Hidrograf Periode ulang 5 Tahun

LAMPIRAN

Table 1. Curah Hujan Stasiun Kandangan Tahun 2005

TANGGAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	87	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	78
2	0	0	0	40	42	0	0	0	0	0	0	29
3	20	78	69	0	19	0	0	39	0	0	0	0
4	29	47	24	12	0	0	0	0	0	0	0	65
5	9	0	54	27	0	17	0	0	0	0	0	0
6	12	0	17	0	0	39	0	0	0	0	0	0
7	24	0	29	12	22	0	0	0	0	0	0	47
8	37	0	67	0	0	27	0	0	0	0	0	9
9	0	60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	51	90	40	0	0	0	0	7	0	0	0	27
11	47	0	0	37	9	0	9	0	9	0	12	0
12	0	17	0	12	7	0	59	0	0	0	0	0
13	0	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0	39
14	22	6	0	32	0	19	12	0	0	0	0	17
15	14	0	26	20	0	24	9	0	0	27	0	48
16	29	0	30	0	0	0	16	0	0	0	0	0
17	15	22	17	0	0	0	22	0	0	0	0	35
18	0	0	27	0	0	0	0	0	0	0	0	12
19	68	0	0	0	0	0	0	0	0	9	0	0
20	27	0	9	0	0	0	0	0	0	40	37	29
21	12	21	49	0	0	32	0	0	0	0	7	42
22	9	9	56	0	0	0	0	0	0	23	0	23
23	0	7	0	0	0	29	0	0	0	0	0	42
24	0	23	9	0	0	0	0	0	0	19	47	37
25	0	20	0	0	0	17	0	0	0	12	0	0
26	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	49
27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12
28	0	9	22	0	0	9	0	0	0	0	0	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	27
30	0		37	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	6		0		0		0	0		0		0

Table 2. Curah Hujan Stasiun Kandangan Tahun 2006

TANGGAL	BULAN (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	9	28	19	42	24	4	0	0	0	0	0	0
2	7	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	12	0	0	7	0	0	0	0	0	17
4	75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	35	26	9	0	0	0	0	0	0	0	0	15
6	12	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	6	0	23	0	12	0	0	0	0	0	0	0
8	17	0	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0
9	0	64	0	47	6	0	0	0	0	0	0	0
10	0	86	0	0	32	0	0	0	0	0	0	0
11	0	17	17	19	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	32	0	27	0	0	0	0	0	0	0	0
13	19	70	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	130	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	96	21	0	12	0	0	0	0	0	0	0	26
18	0	37	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	22	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	17	51	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	26	0	11	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	56	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12
23	0	12	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	59	23	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	15	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	5	0	0	9	0	0	0	0	0	5	0
28	29	0	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	7		30	0	7	0	0	0	0	0	0	29
30	0		0	12	11	0	0	0	0	0	0	49
31	47		20		12		0	0	0		0	0

Table 3. Curah Hujan Stasiun Kandangan Tahun 2007

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0	29	57	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	37	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	23	16	0	0	0	0	0	0	0	6	47
4	0	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
5	0	22	0	0	0	0	0	0	0	0	9	0
6	0	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	19
7	0	0	39	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	97	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	42	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	22	0	0	10	0	0	0	0	0	0	6	0
16	0	0	18	17	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	25	0	12	0	0	0	0	0	0	0
18	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	82
19	9	0	27	0	0	0	0	0	0	0	0	49
20	0	9	0	29	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	13	69	16	37	0	0	0	0	0	0	82
22	0	49	0	19	0	0	0	0	0	0	0	17
23	12	0	0	22	0	0	0	0	0	0	0	0
24	39	0	0	17	0	0	0	0	0	0	0	12
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	26
26	17	59	0	8	0	0	0	0	0	0	0	65
27	38	48	0	17	0	0	0	0	0	0	0	18
28	7	76	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0
29	19		0	0	0	9	0	0	0	0	0	0
30	7		9	0	0	0	0	0	0	0	27	9
31	18		54	12		0	0		0			15

Table 4. Curah Hujan Stasiun Kandangan Tahun 2008

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0	0	22	36	0	0	0	0	0	0	52	0
2	63	0	29	0	16	0	0	0	0	0	0	5
3	0	19	36	0	0	0	0	0	0	0	9	6
4	19	12	47	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	9	6	0	0	0	0	0	0	0	18	0
6	13	13	12	0	5	0	0	0	0	0	0	0
7	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	5	59
8	0	19	8	0	19	0	0	0	0	0	0	18
9	0	0	47	27	0	0	0	0	0	0	0	0
10	5	0	28	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	12	0	28	0	0	0	0	0	0	17	26
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	120
14	0	5	47	0	0	0	0	4	0	0	0	37
15	18	0	22	16	0	0	0	0	0	0	0	30
16	57	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39
17	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	26
18	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	28	12	0	0	0	0	0	0	41	0
21	12	0	19	0	12	0	0	0	0	0	0	0
22	26	0	0	17	0	0	0	0	0	0	37	0
23	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	39	16	0	0	0	0	0	0	15	0	0
25	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	49	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	38	0
27	8	0	0	0	7	0	0	0	0	27	0	32
28	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	27	57
29	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	7	0	0	0	0	0	0	0	0	48	0	32

Table 5. . Curah Hujan Stasiun Kandangan Tahun 2009

Table 6. Curah Hujan Stasiun Kandangan Tahun 2010

TANGGAL	BULAN (mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	19	0	39	42	0	0	0	0	0	0	38	9
2	27	5	48	9	0	0	0	0	0	0	0	5
3	0	46	36	23	15	0	16	0	0	0	0	127
4	0	39	12	0	29	9	7	7	0	0	6	0
5	29	15	20	0	3	7	0	0	0	0	14	18
6	0	32	42	39	0	0	0	0	12	0	32	69
7	23	16	7	5	0	16	0	0	6	20	39	0
8	0	5	0	0	7	10	0	0	7	0	26	0
9	0	0	0	42	4	16	0	0	0	18	0	4
10	9	0	39	0	7	0	7	0	0	0	9	57
11	12	0	0	10	0	0	0	0	2	0	0	0
12	10	0	0	32	7	0	4	0	9	0	0	6
13	23	12	0	0	9	0	0	0	5	0	0	0
14	15	0	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0
15	0	7	0	23	20	0	0	0	89	0	0	21
16	0	0	0	39	13	0	0	0	0	0	9	4
17	0	0	0	5	9	0	0	0	0	0	0	18
18	0	10	0	8	0	0	0	0	0	7	0	0
19	0	18	19	0	4	0	0	0	0	0	0	0
20	42	47	0	9	0	0	0	0	20	0	6	3
21	35	37	7	16	6	0	0	0	0	5	8	0
22	29	0	10	9	13	0	0	0	26	0	14	0
23	0	20	0	6	9	0	0	0	17	0	0	0
24	62	5	42	18	37	0	0	17	4	0	7	0
25	36	9	83	16	4	0	0	0	7	0	20	0
26	12	42	40	0	0	0	24	0	0	0	0	42
27	7	19	22	43	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	36	80	38	0	0	19	0	0	0	0	4
29	0		0	32	0	0	12	0	0	0	0	7
30	5		0	14	0	0	0	0	0	0	0	9
31	0		7		20		0	0		20		0

Table 7. Curah Hujan Stasiun Kandangan Tahun 2011

Table 8. . Curah Hujan Stasiun Kandangan Tahun 2012

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	18	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	26	9	18	0	0	0	0	0	0	0	3
3	0	23	4	6	9	0	0	0	0	0	0	6
4	0	16	0	15	14	0	0	0	0	0	0	0
5	30	0	0	36	0	0	0	0	0	0	0	5
6	24	12	10	0	0	12	0	0	0	4	0	0
7	9	9	22	0	0	0	0	0	0	0	7	0
8	0	26	9	27	12	0	0	0	0	0	12	0
9	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	6
10	12	9	6	0	0	0	0	0	0	0	0	14
11	7	0	7	0	0	0	0	0	0	0	4	24
12	4	17	4	0	0	0	0	0	0	4	0	0
13	16	39	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	28	0	8	0	27	0	0	0	0	6	0	8
15	42	36	12	12	18	0	0	0	0	0	0	3
16	57	20	9	0	0	0	0	0	0	0	6	0
17	0	18	18	0	0	0	0	0	0	0	0	6
18	9	12	27	0	0	0	0	0	0	0	0	39
19	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	46	18	23	0	0	0	0	0	0	0	0	12
21	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	33
23	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16
24	7	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	2
25	4	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	31
27	0	0	38	29	0	0	0	0	0	0	0	18
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
29	0	0	0	0	16	0	0	0	0	0	0	6
30	82		9	0	0	0	0	0	0	0	0	26
31	43		0		0		0		0			48

Table 10. Curah Hujan Stasiun Kandangan Tahun 2014

Table 11. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2005

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	25	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	42
2	0	0	5	35	27	0	0	0	0	0	0	83
3	0	23	25	0	11	0	0	2	0	0	0	5
4	8	35	67	17	0	0	0	0	0	0	0	3
5	12	0	23	2	14	2	0	0	0	0	0	0
6	23	0	9	0	5	14	25	0	0	0	0	2
7	11	0	63	5	105	29	0	0	0	0	0	41
8	5	0	11	17	0	5	6	0	0	0	0	2
9	0	98	29	0	0	0	12	0	0	0	0	0
10	14	32	45	2	1	0	0	0	0	0	0	5
11	35	0	0	15	1	0	48	0	13	0	6	0
12	0	24	0	7	0	0	75	0	0	0	0	0
13	0	0	0	12	0	0	2	0	0	0	0	30
14	16	11	2	1	0	0	0	0	0	0	0	1
15	14	26	23	36	0	16	1	0	0	5	0	39
16	7	0	6	0	0	14	0	0	0	20	0	0
17	3	4	35	0	0	0	0	0	0	0	0	20
18	0	35	10	0	0	0	0	0	0	0	0	7
19	49	0	14	0	0	0	0	0	0	41	0	0
20	23	0	3	0	0	0	0	0	0	17	41	6
21	4	15	0	0	0	18	0	0	0	0	7	27
22	15	20	57	0	0	13	0	0	0	0	1	3
23	0	51	0	0	0	35	0	0	0	35	0	34
24	0	13	23	0	0	0	0	0	0	4	105	0
25	0	5	0	0	0	0	0	0	0	43	0	0
26	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24	15
27	34	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5
28	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	3	3
29	0		2	10	0	1	0	0	0	0	0	16
30	4		31	0	0	5	0	0	0	0	0	0
31	1		0	0		0	0		0		0	0

Table 12. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2006

TANGGAL	BULAN (mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	2	16	16	23	49	5	0	0	0	0	0	0
2	5	24	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	28	0	0	4	0	0	0	0	0	20
4	94	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	4
5	16	14	23	0	0	0	0	0	0	0	0	18
6	25	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	9	27	72	0	26	0	0	0	0	0	0	0
8	3	0	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0
9	0	15	0	50	7	0	0	0	0	0	0	0
10	0	23	0	13	34	0	0	0	0	0	0	0
11	18	25	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	6	16	53	0	0	0	0	0	0	0	0
13	25	27	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	30	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	7	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	12	2	18	0	14	0	0	0	0	0	0	3
17	19	28	0	14	0	0	0	0	0	0	0	2
18	0	26	15	0	0	0	0	0	0	0	0	30
19	2	98	23	0	0	0	0	0	0	0	0	15
20	0	30	42	12	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	14	3	0	0	0	0	0	0	0	0	23
22	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	41	7	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	5	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	2	0	13	5	0	0	0	0	0	0	65
27	0	29	0	0	9	0	0	0	0	0	4	23
28	25	2	24	0	0	0	0	0	0	0	20	0
29	4		36	0	3	0	0	0	0	0	0	4
30	0		0	46	4	0	0	0	0	0	0	53
31	13		15		16	0	0					0

Table 13. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2007

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OCT	NOV	DES
1	0	25	69	75	0	0	0	0	0	0	0	0
2	6	4	13	24	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	10	2	0	0	0	0	0	0	0	7	27
4	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	2	68
5	0	23	0	0	0	0	0	0	0	0	6	0
6	4	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9
7	0	31	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	58	0	0	0	0	0	0	0	0	3
9	0	0	5	27	0	0	0	0	0	0	0	4
10	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	2
12	0	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	25	0	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	3	0
16	0	0	43	12	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	98
18	0	28	0	0	15	0	0	0	0	0	0	61
19	34	13	8	9	4	0	0	0	0	0	0	14
20	0	0	2	32	2	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	78	30	0	0	0	0	0	0	0	81
22	37	100	0	25	53	0	0	0	0	0	0	34
23	3	0	0	37	0	0	0	0	0	0	0	0
24	52	60	0	53	0	0	0	0	0	0	0	25
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
26	0	18	0	4	0	0	0	0	0	0	0	64
27	50	16	0	26	0	0	0	0	0	0	0	5
28	0	97	0	0	0	0	0	0	0	0	5	2
29	9		0	0	0	0	0	0	0	0	0	3
30	0		26	0	0	0	0	0	0	0	30	7
31	4		40	12		0	0		0			5

Table 14. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2008

Table 15. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2009

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OCT	NOP	DES
1	8	0	18	64	0	5	0	0	0	0	0	0
2	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	5	26	27	12	0	4	0	0	0	0	0	0
4	0	18	6	0	0	11	0	0	0	0	0	6
5	20	4	43	0	0	7	0	0	0	0	0	0
6	10	0	76	4	0	0	0	0	0	0	0	4
7	15	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	70	50	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0
10	0	31	0	0	49	34	0	0	0	0	0	0
11	3	12	17	0	39	5	0	0	0	0	0	0
12	58	0	51	0	18	0	0	0	0	0	0	3
13	6	0	0	10	34	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
15	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	23
16	0	11	0	0	15	14	0	0	0	0	0	35
17	20	6	62	8	9	0	0	0	0	0	0	27
18	0	9	0	12	21	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	27	27	0	0	0	0	0	0	0
20	0	17	0	0	24	0	0	0	0	0	0	14
21	3	12	0	18	0	0	0	0	0	0	0	3
22	0	76	0	20	0	0	0	0	0	0	60	0
23	0	14	0	0	47	0	0	0	0	0	0	9
24	70	16	0	0	12	0	0	0	0	0	0	53
25	0	8	0	0	19	0	0	0	0	0	10	0
26	0	69	0	0	46	0	0	0	0	0	0	30
27	0	0	0	0	18	0	0	0	0	0	37	4
28	9	51	0	0	6	0	0	0	0	0	9	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	5	40
30	0		57	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	15		6	0	4	0	0	0	0	0	5	

Table 16. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2010

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	20	0	15	57	4	0	0	0	0	0	15	17
2	14	5	37	4	0	0	0	0	0	0	0	4
3	0	47	0	24	12	0	10	0	0	0	6	109
4	0	65	29	0	26	7	0	0	0	0	0	20
5	47	17	14	0	7	14	0	0	0	0	4	0
6	5	98	4	27	0	0	0	0	18	0	27	59
7	32	23	26	0	0	46	0	0	9	0	59	0
8	0	5	6	2	0	3	0	0	3	0	0	0
9	0	0	12	6	6	17	0	0	0	43	0	3
10	16	26	49	0	67	0	14	0	0	0	7	29
11	18	0	0	10	14	14	0	0	1	0	13	0
12	9	0	4	47	3	0	6	0	14	0	0	5
13	15	20	0	15	25	8	0	0	5	0	0	0
14	0	9	0	23	12	0	0	0	4	0	26	8
15	0	20	0	38	21	0	0	0	0	63	0	11
16	0	0	0	85	9	11	0	0	0	7	0	5
17	0	13	6	4	23	0	0	0	0	0	14	14
18	0	4	9	16	0	6	0	0	0	0	0	0
19	0	23	47	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	41	71	0	5	9	0	0	0	3	0	0	21
21	57	39	0	0	7	0	0	0	1	12	0	0
22	27	0	0	8	10	0	0	0	5	0	10	0
23	53	35	4	4	25	0	0	0	8	0	0	14
24	58	0	53	31	45	0	0	15	9	0	7	0
25	9	0	93	20	27	0	0	0	12	0	21	0
26	4	49	0	17	0	0	20	0	0	0	0	13
27	8	12	5	9	0	0	0	0	0	0	0	36
28	16	0	0	34	0	0	17	0	0	0	0	0
29	0		0	16	0	0	0	0	4	0	0	0
30	2		0	29	0	0	0	0	0	0	5	20
31	1		14		7		0	0		28		8

Table 17. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2011

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	27	72	25	16	17	0	0	0	0	0	0	0
2	8	26	8	54	9	0	0	0	0	0	0	0
3	22	17	4	12	53	0	0	0	0	0	12	80
4	6	25	0	17	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	7	0	0	0	0	0	47	30
6	9	0	9	15	4	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	25	24	0	0	0	0	0	0	4	19
8	5	14	14	13	0	0	0	0	0	0	3	0
9	7	20	0	18	3	0	0	0	0	0	97	0
10	21	16	0	15	0	0	0	0	0	11	0	0
11	0	0	0	32	0	0	0	0	0	0	0	0
12	3	27	85	9	34	0	0	0	0	0	8	16
13	0	15	63	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	45	53	7	0	21	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	19	14	0	9	0	0	0	0	0	0	25
17	5	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	18	23
19	0	27	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0
20	9	0	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0
21	18	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	11
22	7	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	9	11	0	0	0	0	0	0	0	27	0
24	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	29
25	12	0	83	47	0	0	0	0	0	0	0	22
26	29	11	57	12	0	0	0	0	0	0	0	37
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33
28	10	0	0	0	7	0	0	0	0	0	16	0
29	13		39	25	0	20	0	0	0	0	0	0
30	59		7	41	0	0	0	0	0	16	25	0
31	16		0	0		0	0	0	0		0	0

Table 18. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2012

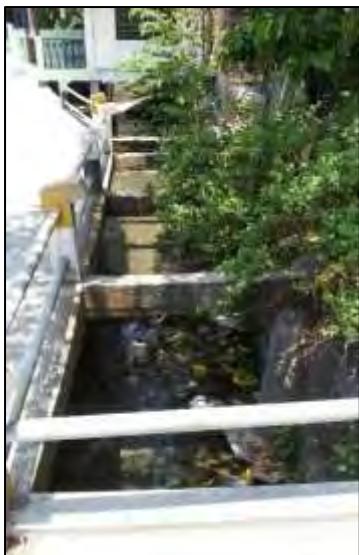
Table 19. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2013

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MII	JUN	JUL	AGS	SEP	OCT	NOP	DIES
1	40	29	0	39	11	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
2	25	15	0	0	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
3	12	21	8	0	0	13	68	tad	tad	tad	tad	tad
4	58	35	10	12	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
5	11	0	0	0	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
6	9	0	11	34	0	18	0	tad	tad	tad	tad	tad
7	21	0	0	0	0	22	0	tad	tad	tad	tad	tad
8	0	0	0	26	27	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
9	0	0	11	0	18	12	0	tad	tad	tad	tad	tad
10	0	0	21	22	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
11	0	7	27	0	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
12	0	0	35	0	21	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
13	0	0	20	13	0	6	0	tad	tad	tad	tad	tad
14	0	25	24	6	39	41	0	tad	tad	tad	tad	tad
15	41	16	29	20	0	15	0	tad	tad	tad	tad	tad
16	0	41	30	27	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
17	0	14	21	0	0	19	0	tad	tad	tad	tad	tad
18	22	0	26	0	0	27	0	tad	tad	tad	tad	tad
19	34	0	0	10	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
20	0	0	0	6	7	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
21	26	0	0	11	13	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
22	31	0	0	0	10	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
23	17	0	0	95	22	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
24	0	9	11	0	74	0	4	tad	tad	tad	tad	tad
25	13	12	0	0	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
26	0	14	0	0	0	10	0	tad	tad	tad	tad	tad
27	75	49	0	0	41	13	0	tad	tad	tad	tad	tad
28	62	24	57	0	26	45	0	tad	tad	tad	tad	tad
29	48		27	0	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
30	0		0	7	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad
31	0		0	0	0	0	0	tad	tad	tad	tad	tad

Table 20. Curah Hujan Stasiun Kebon Agung Tahun 2014

TANGGAL	BULAN(mm)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OCT	NOV	DES
1	tad	6	21	20	0	0	0	0	0	0	0	0
2	tad	10	23	22	0	0	0	0	0	0	0	8
3	tad	11	25	24	0	0	0	0	0	0	0	0
4	tad	0	39	38	0	0	0	0	0	0	0	0
5	tad	0	64	65	28	0	0	0	0	0	0	19
6	tad	0	14	15	28	0	0	0	0	0	0	42
7	tad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22
8	tad	0	39	15	0	0	0	0	0	0	0	0
9	tad	0	22	9	0	0	0	0	0	0	0	20
10	tad	7	44	12	0	75	0	0	0	0	0	0
11	tad	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	5
12	tad	8	26	11	0	0	0	0	0	0	0	0
13	tad	0	60	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	tad	19	79	11	0	0	0	0	0	0	0	0
15	tad	23	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
16	tad	23	4	6	0	0	0	0	0	0	0	0
17	tad	41	5	0	0	0	0	0	0	0	0	7
18	tad	17	0	0	0	29.5	0	0	0	0	0	29
19	tad	14	12	13	0	65	0	0	0	0	0	89
20	tad	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6
21	tad	38	4	16	0	0	0	0	0	0	0	36
22	tad	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	7
23	tad	28	0	3.5	0	0	0	0	0	0	0	9
24	tad	0	0	13.5	0	0	0	0	0	0	0	14
25	tad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	27
26	tad	8	0	61	0	0	0	0	0	0	0	12
27	tad	0	0	2	0	0	0	0	0	0	14	26
28	tad	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9
29	tad		27	0	0	0	0	0	0	0	12	16
30	tad		17	0	0	0	0	0	0	0	0	18
31	tad		3		0		0	0	0			0













BAB VI

KESIMPULAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisa dan perhitungan yang telah dilakukan dapat ditarik kesimpulan bahwa :

1. Dari analisa curah hujan maksimum rencana dipilih Distribusi Gumbel dengan periode ulang 1,11 tahun sebesar 78,30mm, 2 tahun sebesar 94,53mm, 5 tahun sebesar 109,78mm, 10 tahun sebesar 123,23mm, 20 tahun sebesar 129,98mm, 50 tahun sebesar 142,11mm, dan 100 tahun sebesar 151,53mm.
2. Dari analisa debit banjir rencana untuk saluran 1 (S1) yang dihitung dengan menggunakan metode unit hidograf Nakayasu, diperoleh debit puncak banjir rencana dengan periode ulang 1,1 tahun sebesar 1,419 m³/det, 2 tahun sebesar 1,837 m³/det, 5 tahun sebesar 2.133 m³/det, 10 tahun sebesar 2,395 m³/det, 20 tahun sebesar 2,525 m³/det, 50 tahun sebesar 2,761 m³/det, 100 tahun sebesar 2,944 m³/det.
3. Dari analisa debit banjir rencana untuk saluran 2 (S2) yang dihitung dengan menggunakan metode unit hidograf Nakayasu, diperoleh debit puncak banjir rencana dengan periode ulang 1,1 tahun sebesar 1,530 m³/det, 2 tahun sebesar 1,847 m³/det, 5 tahun sebesar 2,145 m³/det, 10 tahun sebesar 2,408 m³/det, 20 tahun sebesar 2,540 m³/det, 50 tahun sebesar 2,777 m³/det, 100 tahun sebesar 2,961 m³/det.
4. Dari analisa debit banjir rencana untuk saluran 3 (S3) yang dihitung dengan menggunakan metode unit hidograf Nakayasu, diperoleh debit puncak banjir rencana dengan periode ulang 1,1 tahun sebesar 1,579 m³/det, 2 tahun sebesar 1,906 m³/det, 5 tahun sebesar 2,214 m³/det, 10 tahun sebesar 2,485 m³/det, 20 tahun

sebesar $2,611 \text{ m}^3/\text{det}$, 50 tahun sebesar $2,866 \text{ m}^3/\text{det}$, 100 tahun sebesar $3,056 \text{ m}^3/\text{det}$.

5. Dari analisa debit banjir rencana menggunakan Hidograf Superposisi, maka didapatkan hasil debit puncak banjir rencana dengan periode ulang 2 tahun sebesar $5,590 \text{ m}^3/\text{det}$, 5 tahun sebesar $6,492 \text{ m}^3/\text{det}$, 10 tahun sebesar $7,288 \text{ m}^3/\text{det}$, 20 tahun sebesar $7,686 \text{ m}^3/\text{det}$, 50 tahun sebesar $8,403 \text{ m}^3/\text{det}$, 100 tahun sebesar $8,961 \text{ m}^3/\text{det}$.
6. Dari analisa flood routing pada waduk debit yang meluber pada periode ulang 2 tahun adalah sebesar $5,590 \text{ m}^3/\text{det}$, periode 5 tahun sebesar $6,492 \text{ m}^3/\text{det}$, dan periode ulang 10 tahun sebesar $7,288 \text{ m}^3/\text{det}$.
7. Dari analisa yang telah dilakukan dapat diketahui bahwa waduk dengan luas 18.025 m^2 masih belum memenuhi kebutuhan volume waduk, dan terdapat beberapa titik saluran lidah kulon dengan tinggi muka air banjir yang kritis.
8. Rencana pengecilan waduk menjadi 7000 m^2 berakibat banjir pada saluran lidah kulon karena debit yang masuk ke waduk tidak dapat di tampung oleh waduk secara maksimal.

6.2 Saran

1. Jika kapasitas waduk tetap akan diperkecil menjadi 7000 m^2 maka saluran lidah kulon harus di redesign ulang agar tidak terjadi banjir di daerah pemukiman warga Kampung lidah kulon.
2. Kesadaran masyarakat tentang menjaga kebersihan dan tidak membuang sampah di saluran maupun di waduk promenade.

DAFTAR PUSTAKA

Hadisusanto N (2011) *Aplikasi Hidrologi*. Yogyakarta : Jogja Mediautama

Soemarto, C.D (1999). *Hidrologi Teknik*. Jakarta : Erlangga

Soewarno (1995). *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*. Bandung : Nova

Suyono Sosrodarsono & Kensaku Tekada (2006), *Hidrologi Utk Pengairan*, Cetakan ke 10, Jakarta: Pradnya Paramita

Triatmodjo B (2010). *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta : Beta Offset

Ciputra Surya PT. (2015 a). Data Dimensi Saluran Lidah Kulon Surabaya.

Ciputra Surya PT. (2015 b). Data Eksisting Waduk Promenade Citraland Surabaya.

Dinas Pengelolaan Sumber Daya Air Surabaya. Data Hujan Harian Tahun 2005-2014. Pemerintah Kota Surabaya.

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Situbondo, 27 Juli 1995, merupakan anak ke-1 dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan dimulai dari SD Negeri 5 Besuki (*lulus tahun 2007*), melanjutkan ke SMP Negeri 1 Banyuglugur (*lulus tahun 2010*) dan SMK Negeri 2 Kota Probolinggo dengan bidang Teknik Kendaraan Ringan (*lulus tahun 2013*). Setelah lulus dari SMK pada tahun 2013, penulis mengikuti Seleksi Masuk ITS (SMITS) dan diterima di jurusan Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS dan terdaftar sebagai mahasiswa dengan NRP 3113 030 149, dengan bidang minat Bangunan Air.

Dengan ketekunan, motivasi tinggi untuk terus belajar dan berusaha, penulis telah berhasil menyelesaikan penggerjaan tugas akhir ini. Semoga dengan penulisan tugas akhir ini mampu memberikan kontribusi positif bagi dunia pendidikan. Akhir kata penulis mengucapkan rasa syukur yang sebesar-besarnya atas terselesaikannya tugas akhir yang berjudul “Analisa Kapasitas Tampungan Waduk Promenade Di Citraland, Surabaya Jawa Timur”.