



TUGAS AKHIR - RC141501

**STUDI PENGENDALIAN BANJIR DAN GENANGAN
PADA SISTEM DRAINASE KALI PUCANG
SIDOARJO**

DWI RETNOWATI
NRP 3111 105 050

Dosen Pembimbing
Dr. Techn Umboro Lasminto, ST., MSc,
Yang Ratri Savitri, ST., MT,

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2015



FINAL PROJECT - RC141501

**STUDY OF OVERFLOW AND PUDDLE CONTROL
IN DRAINAGE SYSTEM OF THE PUCANG RIVER
SIDOARJO**

DWI RETNOWATI
NRP 3111 105 050

Academic Supervisor :
Dr. Techn Umboro Lasminto, ST., MSc,
Yang Ratri Savitri, ST., MT,

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2015

STUDI PENGENDALIAN BANJIR DAN GENANGAN PADA SISTEM DRAINASE KALI PUCANG SIDOARJO

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada**

**Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya**

Oleh :

**DWI RETNOWATI
NRP. 3111 105 050**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing:

**Dr. Techn UMBORO L, ST, MS
NIP. 197212021998021001**

YANG RATRI SAVITRI, ST, MT



SURABAYA, 21 Januari 2015

STUDI PENGENDALIAN BANJIR DAN GENANGAN PADA SISTEM DRAINASE KALI PUCANG SIDOARJO

Nama : DWI RETNOWATI
NRP : 3111.105.050
Dosen Konsultasi 1 : Dr. Techn UMBORO L, ST.MT.
Dosen Konsultasi 2 : YANG RATRI SAVITRI, ST. MT.

Abstrak

Kali Pucang termasuk di dalam kawasan Sub DAS Pucang yang memiliki panjang ± 26 km mulai dari hulu Kali Pucang (pertemuan Kali Bader dan Kali Suko) sampai ke hilir di selat Madura. Kali Pucang merupakan saluran yang paling parah ketika terjadi banjir. Banjir yang sering terjadi di kali Pucang Sidoarjo ini disebabkan karena curah hujan yang tinggi pada musim hujan namun kapasitas tampung di saluran Kali Pucang tidak mampu menerima debit air yang mengalir, begitu juga dengan kapasitas drainase di permukiman penduduk yang tidak memadai dan ditambah dengan keadaan daerah disekitar Kali Pucang yang merupakan Permukiman yang cukup padat.

Dikarenakan banjir yang terjadi secara terus-menerus setiap tahunnya maka kawasan Kali Pucang perlu dilakukan kajian tentang pengendalian banjir pada sistem drainasenya. Kajian yang dilakukan ini bertujuan untuk mengetahui cara penanggulangan banjir yang terjadi di Kali Pucang. Analisa yang dilakukan adalah dengan menghitung curah hujan menggunakan rumus Log Pearson Tipe III didapatkan besarnya curah hujan yang mungkin terjadi sebesar 118.946 mm. Debit rencana Q10 yang dihitung menggunakan metode Nakayasu menghasilkan debit pada muara Kali Pucang sebesar 103,569 m³/dtk. Kemudian debit banjir yang terjadi akan dibandingkan dengan kapasitas Kali Pucang untuk mengetahui kondisi *fullbank* pada penampang saluran. Untuk analisa Hidrolika digunakan program bantu Hec-Ras dengan asumsi aliran tidak tetap (*unsteady flow*).

Dari kajian dan perhitungan yang telah dilakukan, alternatif yang digunakan sebagai pengendalian banjir di Kali Pucang adalah dengan melakukan normalisasi pada saluran dengan 2 cara yaitu normalisasi dengan cara memperlebar penampang sungai dan menambah kedalaman sungai. Sehingga diharapkan dengan adanya normalisasi yang dilakukan dapat mengurangi banjir pada daerah Kali Pucang.

Kata Kunci : Afvour Kali Pucang, Banjir dan Genangan, pengendalian.

STUDY OF OVERFLOW AND PUDDLE CONTROL IN DRAINAGE SYSTEM OF THE PUCANG RIVER SIDOARJO

Student Name : DWI RETNOWATI

Register Number : 3111.105.050

Academic Supervisor 1 : Dr. Techn UMBORO L, ST.MT.

Academic Supervisor 2 : YANG RATRI SAVITRI, ST. MT.

Abstract

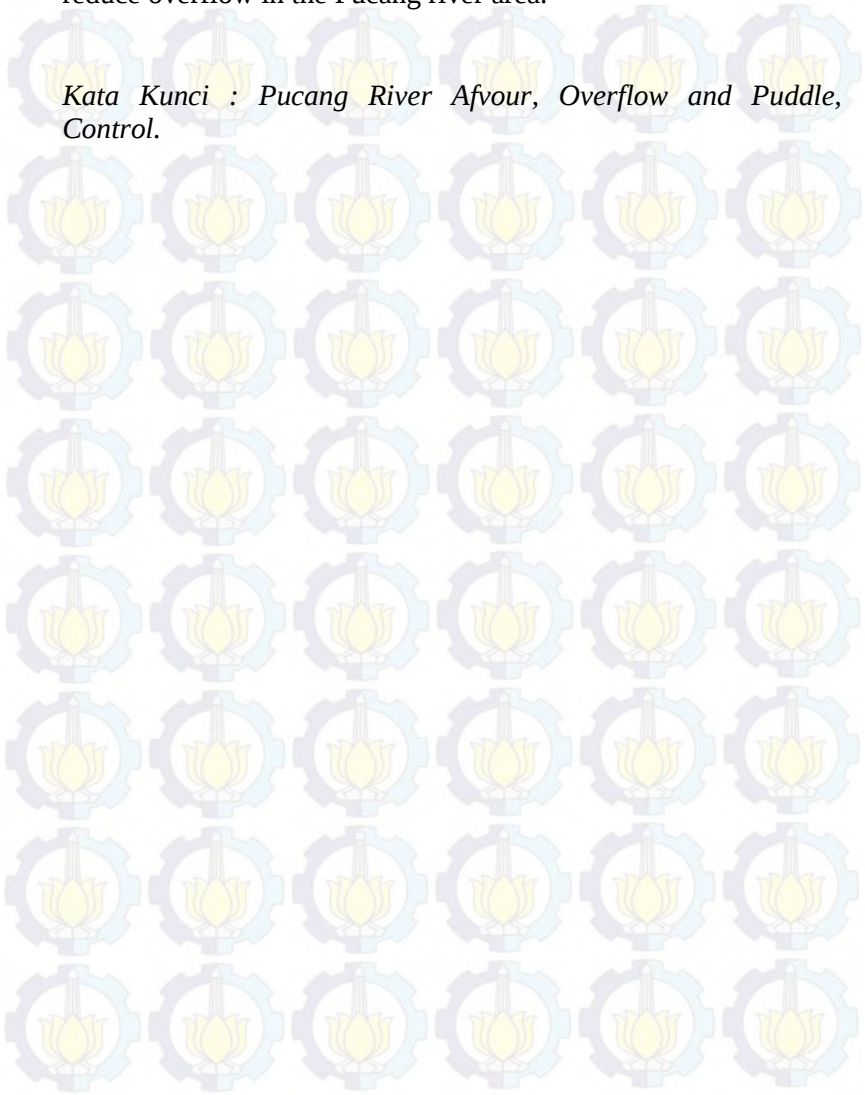
Pucang River located in the Catchment area of Pucang, which has length ± 26 km from Pucang river upstream (Bader and Suko river encounter) to downstream in the Madura strait. It is the most severe channel during floods. Frequent overflow in Pucang river Sidoarjo city is due to high rainfall during the rainy season, but canal capacity in the Pucang river is not able to receive the water discharge of flowing, as well as the drainage capacity in settlements resident is inadequate with the circumstances surrounding Pucang river area which is densely populated area.

Due to overflow occurs every years so Pucang river area is necessary to study about overflow control in the drainage system. The aim of this study is conducted to determine how to manage the overflow that occurred in Pucang river. By calculating rainfall using Log Pearson Type III formula, the magnitude of rainfall that may occur is 118,946 mm. And Q10 discharge plans is calculated using the Nakayasu method resulted in that discharge in Pucang river estuary is $103,569 \text{ m}^3/\text{sec}$. Then the overflow discharge that occur will be compared to the Pucang river capacity to know fullbank condition on the canal cross section. And for Hydraulics analysis, the author used Hec-Ras software by assuming the is unsteady flow.

from the study and calculations have been carried out, the alternative which is used as overflow control in the Pucang river is to perform normalization on channel 2 ways that are normalization by means of widening the river cross section and

adding river depth. So hopefully with the normalization done can reduce overflow in the Pucang river area.

Kata Kunci : Pucang River Afvour, Overflow and Puddle, Control.



KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadiran Allah SWT, karena dalam Tugas Akhir ini dapat terselesaikan. Dalam Tugas Akhir disusun lebih sebagai karya ilmiah untuk mendapatkan ilmu yang bermanfaat, mendapatkan pengertian dan melihat dunia dengan sudut pandang ilmu pengetahuan dan teknologi.

Penulis ingin mengucapkan terima kasih atas dukungan dan partisipasi yang luar biasa bagi penyelesaian Tugas Akhir kepada:

1. Kedua Orang Tua Saya, yang selalu mendidik, mendukung, dan mendoakan saya sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir.
2. Bapak Dr. Techn Umboro L, ST. MT. selaku dosen konsultasi 1 tugas akhir.
3. Ibu Yang Ratri, ST,MT. selaku dosen konsultasi 2 Tugas Akhir.
4. Bapak Wahyu Herijanto, ST, MT. Selaku dosen wali yang telah membimbing dalam menyelesaikan studi selama di ITS.
5. Segenap Dosen dan Staff Pengajaran pada program studi S1 Lintas Jalur Teknik Sipil ITS Surabaya.
6. Kedua Orang Tua Saya, selaku mendidik, mendukung, dan mendoakan kami sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir.
7. Segenap teman – teman di Kampus yang telah memberikan motivasi dan dukungannya sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir.

Serta semua pihak yang telah membantu penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini yang tidak mungkin disebutkan satu persatu, penulis menyampaikan banyak-banyak terima kasih.

Surabaya, 19 Desember 2014
Penulis

Dwi Retnowati

DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Abstrak Indonesia.....	i
Abstrak Inggris.....	iii
Kata Pengantar.....	v
Daftar Isi.....	vi
Daftar Tabel.....	viii
Daftar Gambar.....	xi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar belakang.....	1
1.2. Perumusan masalah.....	6
1.3. Tujuan.....	6
1.4. Batasan Masalah.....	6
1.5. Manfaat.....	7
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Studi Terdahulu.....	8
2.2. Analisa Hidrologi.....	9
2.2.1. Data Hujan.....	9
2.2.2. Analisa Hujan Rata-rata DAS.....	9
2.2.3. Analisa Frekuensi.....	11
2.2.4. Pemeriksaan Kesesuaian Distribusi Frekuensi.....	17
2.2.5. Uji Kecocokan Distribusi.....	22
2.2.6. Perhitungan Distribusi Hujan Jam-Jaman.....	22
2.2.7. Koefisien Pengaliran.....	23
2.2.8. Perhitungan Debit (Q) Banjir Rencana.....	25
2.3. Analisa Hidrolika.....	27
2.3.1. Kapasitas Saluran.....	27
2.3.2. Analisa Permodelan Hec-Ras.....	30
2.4. Langkah Pengendalian Banjir Dengan Cara Normalisasi Sungai.....	32
BAB III METODOLOGI	
3.1. Penyusunan Konsep.....	34
3.2. Tahapan Persiapan.....	35
3.3. Tahapan Analisa Perencanaan.....	35

3.4. Diagram Alur Pengerjaan Proposal Tugas Akhir.....	37
--	----

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi.....	38
4.1.1 Data Hujan.....	38
4.1.2 Analisa Hujan Rata-rata DAS.....	38
4.1.3 Analisa Frekuensi.....	40
4.1.4 Perhitungan Distribusi.....	41
4.1.5 Uji Kecocokan Sebaran.....	67
4.1.6 Kesimpulan Analisa Frekuensi.....	80
4.1.7 Perhitungan Koefisien Pengaliran Gabungan....	80
4.1.8 Perhitungan Curah Hujan Effektiv Periode Ulang.....	83
4.1.9 Perhitungan Hidrograf Banjir.....	86
4.1.10 Perhitungan Debit (Q) Banjir.....	91
4.2 Analisa Hidrolika.....	94
4.2.1 Analisa Kapasitas Sungai.....	94
4.2.2 Permodelan Hec-Ras.....	103
4.2.2.1 Menggambar skema geometrik sungai....	103
4.2.2.2 Inflow dan Kondisi Batas Unsteady Flow..	105
4.2.2.3 Running Program1..	05
4.2.2.4 Data Output 1..	06
4.3 Langkah Pengendalian Banjir.....	107

BAB VI KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan.....	109
5.2 Saran.....	110

Daftar Pustaka Lampiran

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1	Tinggi dan waktu Genangan Banjir Tahun 2013 di Kabupaten Sidoarjo.....	2
Tabel 1.2	Rata-rata Luas, tinggi dan waktu Genangan Banjir pada DAS Tahun 2010-2012 di Kabupaten Sidoarjo.....	3
Tabel 2.1	Nilai k Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III.....	14
Tabel 2.2	Nilai Variabel Reduksi Gauss nilai k Untuk Distribusi Normal.....	15
Tabel 2.3	Faktor Frekuensi k untuk Distribusi Log Normal...	17
Tabel 2.4	Nilai Delta Kritis D_0 untuk Uji Smirnov Kolmogorov.....	19
Tabel 2.5	Nilai Kritis Distribusi Chi Kuadrat.....	21
Tabel 2.6	Koefisien Pengaliran Lahan.....	24
Tabel 2.7	Koefisien kekasaran Manning “n” untuk Saluran...	28
Tabel 2.8	Tinggi Jagaan Minimum untuk Saluran dari Tanah dan Pasangan.....	30
Tabel 4.1	Perhitungan Koefisien Thiessen.....	38
Tabel 4.2	Perhitungan Curah Hujan Rata-rata Tahun 1988-2012.....	39
Tabel 4.3	Data Hujan Harian Tertinggi.....	41
Tabel 4.4	Perhitungan Distribusi Gumbel.....	42
Tabel 4.5	Reduced Mean (Y_n).....	44
Tabel 4.6	Reduced Standart Deviation (S_n).....	42
Tabel 4.7	Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Gumbel.....	46
Tabel 4.8	Perhitungan Distribusi Normal.....	48
Tabel 4.9	Nilai Variabel Reduksi Gauss.....	50
Tabel 4.10	Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Normal.....	51
Tabel 4.11	Perhitungan Distribusi Pearson Tipe III.....	53
Tabel 4.12	Nilai k Distribusi Pearson Tipe III.....	55

Tabel 4.13	Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Pearson III...	56
Tabel 4.14	Perhitungan Distribusi Log Normal.....	58
Tabel 4.15	Nilai k Distribusi Log Normal.....	60
Tabel 4.16	Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Log Normal..	61
Tabel 4.17	Perhitungan Distribusi Log Normal.....	63
Tabel 4.18	Nilai k Distribusi Log Pearson Tipe III.....	65
Tabel 4.19	Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Log Pearson Tipe III.....	66
Tabel 4.20	Nilai Parameter Distribusi.....	67
Tabel 4.21	Variabel Reduksi Gumbel.....	68
Tabel 4.22	Uji Chi Kuadrat Distribusi Gumbel.....	69
Tabel 4.23	Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson III.....	71
Tabel 4.24	Hasil Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Gumbel.....	74
Tabel 4.25	Hasil Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Log Pearson III.....	78
Tabel 4.26	Kesimpulan Uji Kecocokan.....	80
Tabel 4.27	Perhitungan Nilai Koefisien Pengaliran pada Tiap Sub Catchment.....	81
Tabel 4.28	Perhitungan Distribusi Tinggi Hujan Periode Ulang 10 Tahun.....	84
Tabel 4.29	Perhitungan Distribusi Tinggi Hujan Efektif dengan R24.....	85
Tabel 4.30	Pada Waktu Kurva Naik ($0 < t < T_p = 1,039$).....	87
Tabel 4.31	Pada Waktu Kurva Turun ($T_p = 1,039 < t < T_p + T_{0,3} = 1,754$).....	87
Tabel 4.32	Pada Waktu Kurva Turun ($T_p + T_{0,3} = 1,754 < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 2,828$).....	87

Tabel 4.33	Pada Waktu Kurva Turun ($< T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 2,828$).....	88
Tabel 4.34	Pada Waktu Kurva Naik ($0 < t < T_p = 2,708$).....	90
Tabel 4.35	Pada Waktu Kurva Turun ($T_p = 2,708 < t < T_p + T_{0,3} = 8,432$).....	90
Tabel 4.36	Pada Waktu Kurva Turun ($T_p + T_{0,3} = 8,432 < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 17,018$).....	91
Tabel 4.37	Pada Waktu Kurva Turun ($< T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 17,018$).....	91
Tabel 4.38	Perhitungan Debit Banjir Periode Ulang 10 Tahun Saluran Sekunder Pager.....	93
Tabel 4.39	Perhitungan Debit Banjir Periode Ulang 10 Tahun Saluran Sekunder Primer Pucang.....	95
Tabel 4.40	Perhitungan Kapasitas Penampang Sungai.....	99

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Kondisi Saluran Pembawa dan Pembuang Kota Sidoarjo.....	5
Gambar 2.1	Thiessen Poligon.....	10
Gambar 2.2	Penampang Saluran Trapesium.....	29
Gambar 2.3	persamaan Energi.....	32
Gambar 3.1	Diagram Alir Pengerjaan Proposal Tugas Akhir.....	37
Gambar 4.1	Grafik Distribusi Hujan Effektif.....	84
Gambar 4.2	Unit Hidrograf Nakayasu Periode Ulang 10 Tahun Saluran Sekunder Jogopati.....	89
Gambar 4.3	Unit Hidrograf Nakayasu Periode Ulang 10 Tahun Saluran Primer Pucang 1.....	91
Gambar 4.4	Hidrograf Nakayasu Sub Cacthment Jogopati.....	92
Gambar 4.5	Hidrograf Nakayasu Sub Cacthment Pucang1.....	94
Gambar 4.6	Penampang melintang Kali Pucang P1.....	95
Gambar 4.7	Skema aliran sungai.....	103
Gambar 4.8	Potongan melintang sungai.....	104
Gambar 4.9	Potongan melintang pintu.....	104
Gambar 4.10	Input Debit Rencana.....	105
Gambar 4.11	Running Program.....	105
Gambar 4.12	Running Program.....	106
Gambar 4.13	Profil Melintang Sungai.....	106
Gambar 4.14	Profil Memanjang Sungai	107
Gambar 4.15	Profil Melintang Sungai.....	108
Gambar 4.16	Profil Memanjang Sungai	108

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Sebuah kota yang layak dan nyaman untuk dijadikan tempat tinggal harus mempunyai beberapa prasarana pendukung kehidupan salah satunya prasarana sistem drainase. Sistem drainase yang tertata rapi dikelola dan dipelihara dengan baik akan dapat memenuhi fungsi-fungsinya dengan baik. Tetapi pada kenyataannya banyak pembangunan permukiman yang tidak memperhatikan sistem drainasenya, sehingga dapat menimbulkan suatu masalah yaitu banjir. Banjir didefinisikan sebagai debit air sungai yang relatif lebih besar daripada biasanya dan menyebabkan limpahan air sungai yang mengisi dan menggenangi daerah-daerah rendah.

Banjir ini juga merupakan masalah yang seringkali terjadi di kawasan Kali Pucang Sidoarjo. Banyak faktor yang menjadi penyebab banjir di kali Pucang Sidoarjo tersebut, diantaranya karena curah hujan yang tinggi pada musim hujan namun kapasitas tampung di saluran Kali Pucang tidak mampu menerima debit yang mengalir, begitu juga dengan kapasitas drainase di permukiman penduduk yang tidak memadai dan ditambah dengan keadaan daerah disekitar Kali Pucang yang merupakan Permukiman yang cukup padat. Ditambah dengan eksisting Kali Pucang yang masih merupakan saluran alam dengan tanggul sungai yang rendah daripada permukiman warga, sehingga ketika hujan lebat air di saluran meluap. Data daerah yang terkena dampak banjir Kali Pucang dapat dilihat pada tabel 1.1.

(Rencana Tata Ruang Wilayah) Kota Sidoarjo tahun 2009-2029 khususnya untuk daerah disekitar Kali Pucang yang awalnya hanya berupa permukiman pedesaan, tambak dan sawah akan berubah menjadi permukiman perkotaan, kawasan kota baru, perdagangan dan juga perindustrian. Peta rencana RTRW dapat dilihat pada halaman lampiran.

Kali Pucang sendiri termasuk di dalam wilayah sub DAS Pucang Sidoarjo. Sub DAS Pucang mempunyai luasan sekitar 10.390 ha, sedangkan menurut data luasan banjir di sub DAS Pucang seluas 1.720 ha, sehingga dapat dilihat bahwa 16.5% bagian dari sub DAS Pucang mengalami banjir. Data dari Dinas PU Pengairan Kabupaten Sidoarjo berdasarkan kejadian banjir yang terjadi di beberapa sub DAS yang ada, menunjukkan bahwa di tahun 2010-2012 sub DAS yang mengalami kejadian banjir paling parah adalah di sub DAS Pucang. Data tersebut dapat dilihat dilihat pada tabel 1.2 dibawah ini:

Tabel 1.2 Rata-rata Luas, Tinggi dan Waktu Genangan Banjir pada DAS Tahun 2010-2012 di Kabupaten Sidoarjo.

Sub DAS	Luas Genangan (ha)	Rata-rata Tinggi Genangan (cm)	Rata-rata Lama Genangan (jam)
Buntung	176	30,2	27,45
Jomblang	1278	32	29
Buduran	245	30	27,28
Pucang	1720	35,88	32,29
Kedung Guling	1398	32,45	28
Ketapang	186	24,78	25

Sumber : Data sekunder Dinas PU Pengairan Kab. Sidoarjo Th.2012.

Sehubungan dengan permasalahan banjir yang terjadi di Kali Pucang tersebut maka perlu dilakukan evaluasi pada sistem perencanaan drainase. Beberapa alternatif yang mungkin bisa dilakukan adalah dengan cara normalisasi pada saluran. Normalisasi saluran yang dilakukan adalah dengan dua cara yaitu normalisasi dengan cara memperlebar penampang sungai dan menambah kedalaman sungai. Karena mengingat daerah yang terkena dampak banjir cukup luas, maka perlu segera dilakukan penanggulangan banjir. Sehingga diharapkan dapat mengurangi dampak resiko bencana banjir di daerah yang terkena luapan Kali Pucang.

Tabel 1.1 Tinggi dan Waktu Genangan Banjir Tahun 2013 di Kabupaten Sidoarjo.

Lokasi		Waktu Genangan (jam)	Tinggi (cm)
Kabupaten	Desa		
Sidoarjo	Lebo	48	70
	Bluru Kidul	48	30
	Pucang	48	30
	Sidokare	48	30
	Rangkah Kidul	48	40
	Sumberrejo	48	60
	Kemiri	24	50
	Urangagung	24	40
	Siwalan Panji	24	30
	Cemengbakalan	24	30
	Sumput	24	30
	Sidodadi	24	30
	Suko	24	40
Wonoayu	Cangkring Turi	24	60
	Jedong cangkring	24	50
	Popoh	24	30
	Mulyodadi	24	30
	Wonoayu	24	30

Sumber : Data sekunder Dinas PU Pengairan Kab. Sidoarjo Th.2013.

Melihat data yang ada menunjukkan bahwa banjir paling parah terjadi di kecamatan Sidoarjo. Secara geografis wilayah Kota Sidoarjo ini merupakan wilayah dengan topografi yang relatif rendah dan datar. Kemampuan jaringan pematusannya dipengaruhi oleh kondisi muka air hilir (muka air laut) dalam hal ini adalah Selat Madura. Kota Sidoarjo sendiri merupakan kota yang mengalami perkembangan, menurut data dari badan RTRW

1.2 PERUMUSAN MASALAH

Dari uraian diatas maka permasalahan yang akan dibahas pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana kondisi banjir dan genangan di DAS Kali Pucang ?
2. Berapa debit yang mengalir Kali Pucang ?
3. Bagaimana kapasitas aliran kali Pucang ?
4. Bagaimana cara penanggulangan banjir Kali Pucang ?

1.3 TUJUAN

Dengan adanya permasalahan yang ada, maka tujuan yang ingin di capai dari Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui kondisi banjir dan genangan di kawasan DAS Kali Pucang.
2. Mengetahui jumlah debit yang mengalir di Kali Pucang dari perhitungan analisa Hidrologi dan Hidrolika.
3. Mengetahui kondisi kapasitas di Kali Pucang apakah masih bisa menerima debit yang mengalir ataukah harus dilakukan perencanaan ulang terhadap dimensi penampang salurannya.
4. Mendapatkan cara penanggulangan banjir di Kali Pucang.

1.4 BATASAN MASALAH

Dalam penulisan Tugas Akhir ini perlu adanya pembatasan masalah dalam penulisannya dikarenakan terbatasnya data. Adapun batasan masalahnya sebagai berikut:

1. Penentuan batas wilayah kajian yang digunakan adalah ± 26 km mulai dari hulu Kali Pucang (pertemuan Kali Bader dan Kali Suko) sampai ke hilir di Selat Madura.
2. Yang menjadi fokus bahasan hanya pada saluran primer Kali Pucang saja.
3. Tidak memperhitungkan masalah sedimen atau endapan yang terjadi disaluran di saluran drainase.
4. Data aspek sosial dan biaya dalam pelaksanaan langkah pengendalian banjir Kali Pucang tidak menjadi pembahasan.

1.5 MANFAAT

Manfaat yang dapat diambil dari penulisan Tugas Akhir ini adalah mengetahui penyebab banjir yang terjadi di Kali Pucang kemudian dapat direncanakan sistem drainasenya yang baik, sehingga dapat meminimalkan genangan banjir di daerah sekitar Kali Pucang dan dapat diharapkan bisa mengurangi dampak buruk yang terjadi akibat banjir itu sendiri.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Pada Bab Tinjauan Pustaka ini akan dijabarkan mengenai teori-teori yang akan digunakan didalam menyelesaikan Evaluasi Sistem Drainase Kali Pucang Sidoarjo. Penjabaran diawali dari studi mengenai saluran Kali Pucang agar bisa dilakukan analisa hidrologi yang meliputi pengolahan data hujan, pengujian data, pengambilan metode distribusi yang digunakan hingga perhitungan debit rencana. Setelah didapatkan hasil dari analisa hidrologi, dilanjutkan dengan analisa hidrolika meliputi evaluasi dimensi saluran.

2.1 STUDI TERDAHULU

Kali Pucang merupakan saluran pembuang yang terletak di Kelurahan Pucang Sidoarjo, termasuk dibawah pengawasan Dinas PU Pengairan Pemkab Sidoarjo. Mempunyai panjang ± 26 km, hulunya berada di pertemuan Kali Bader dan Kali Suko kemudian bermuara di Kali Selat Madura. Sebagian dari saluran Kali Pucang masih berupa saluran alam, hanya saluran yang berada di Pagerwojo sampai Bluru kidul yang sudah diplengseng. Sedangkan di bagian Sumpat sampai ke hulu di Wonoayu masih berupa saluran alam yang tertutup oleh tumbuhan dan mempunyai elevasi dasar yang dangkal serta tanggul yang rendah dibandingkan dengan lokasi perumahan atau perkampungan yang ada disekitar. Keadaan tersebut tidak jauh berbeda dengan daerah disekitar hilir Kali Pucang, elevasi saluran yang dangkal ditambah dengan elevasi permukiman disekitarnya berada pada dataran rendah yang dipengaruhi oleh pasang surut air laut yang masuk melalui saluran pembuang.

Persoalan Penataan sistem drainase yang menjadi penyebab utama banjir di wilayah sekitar Kali Pucang. Banjir yang terjadi tidak hanya di perkampungan saja tetapi juga melanda perumahan *elite*. Di Kabupaten Sidoarjo sistem drainase yang digunakan terbilang masih *konvensional*, yaitu mengandalkan *afvoer* sebagai saluran utama pembuang air dari daratan ke laut hingga pengoperasian Dam atau stasiun hujan. Dan menjadikan *afvoer* utama menjadi muara *afvoer* lain. Seperti halnya Kali Pucang yang menerima limpahan debit dari Sepuluh *afvoer* sekunder, yaitu Kali Watessari, Kali Seketi, Kali Sirapan, Kali Bader, Kali Pager, Kali Jogopati, Kali Sidokare, Kali Kumambang, Kali Karangbong dan Kali Kedungguling, serta ditambah dengan satu Saluran tersier Sidomukti. Akibatnya di saluran Kali Pucang terjadi luapan air karena tidak mampu menampung kapasitas debit ketika hujan. Sungai Pucang juga mempunyai 3 DAM yang berfungsi sebagai pintu air di Kali Pucang, yaitu Dam Sumpat, Dam Urangagung dan Dam Dasakarya.

2.2 ANALISA HIDROLOGI

2.2.1 Data Hujan

Data yang digunakan adalah data pada Stasiun hujan Sidoarjo, Sumpat, Klagen, Ketintang dan Watu Tulis dengan alasan ke 5 stasiun hujan tersebut yang berdekatan dengan lokasi studi. Data hujan yang digunakan adalah data selama 25 tahun dari tahun 1988 sampai tahun 2012.

2.2.2 Analisa Hujan Rata-rata DAS

Curah hujan yang diperlukan untuk rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan dan bukan hanya di satu titik tertentu saja. Dan untuk perhitungan curah hujan rata-rata maksimum dari beberapa stasiun bisa menggunakan cara Thiessen Polygon.

Cara Thiessen Polygon :

1. Hubungkan masing-masing stasiun dengan garis lurus sehingga terbentuk beberapa garis lurus sehingga terbentuk beberapa segitiga.
2. Buat sumbu-sumbu tegak lurus pada polygon segitiga tersebut sehingga titik potong sumbu akan membentuk polygon baru.
3. Polygon baru inilah merupakan batas daerah pengaruh masing-masing stasiun penakar hujan dan selebihnya akan dipakai untuk menentukan.



Gambar 2.1 Thiessen Poligon

Hujan rata-rata daerah aliran dapat dihitung dengan persamaan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{(A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n)}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.1)$$

Dimana :

$\bar{R}$ = Curah hujan rata – rata
 R_1, R_2, R_n = Curah hujan di setiap titik pengamatan
 A_1, A_2, A_n = Bagian luas yang mewakili tiap titik pengamatan

n = Jumlah titik pengamatan

(Mochammad Sholeh, 1985)

2.2.3 Analisa Frekuensi

Curah hujan rencana untuk periode ulang tertentu secara statistik dapat diperkirakan berdasarkan seri data curah hujan harian maksimum tahunan jangka panjang dengan analisa distribusi frekuensi. Curah hujan rencana ini biasanya dihitung untuk periode ulang 2,5,10,20 atau 25 tahun.

Untuk mencari distribusi yang cocok dengan data – data yang tersedia stasiun hujan yang ada disekitar lokasi, pekerjaan itu perlu analisa frekuensi. Analisa frekuensi dapat dilakukan dengan seri data hujan maupun data debit. Jenis – jenis distribusi frekuensi yang banyak digunakan dalam hidrologi, yaitu :

a. Metode E.J Gumbel Type I

Menurut Gumbel (1941) persoalan yang berhubungan dengan harga - harga ekstrim adalah datang dari persoalan banjir. Gumbel menggunakan teroi-teori ekstrim $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$, dimana sampel-sampelnya sama besar dan X merupakan variabel berdistribusi eksponensial maka probabilitas kumulatifnya adalah :

$$P(x) = e^{-e^{-a(x-b)}} \dots\dots\dots(2.2)$$

Dimana :

$P(x)$ = probabilitas

X = variabel berdistribusi eksponensial

e = bilangan alam = 2,7182818

A = konstanta

Waktu balik antara dua buah pengamatan konstan yaitu :

$$Tr(x) = \frac{1}{1 - P(x)} \dots\dots\dots(2.3)$$

Dimana :

$Tr(x)$ = waktu balik

$P(x)$ = probabilitas

Menurut Soemarto (1986) dengan persoalan-persoalan pengendalian banjir sehingga lebih mementingkan waktu balik $Tr(X)$ daripada probabilitas $P(X)$, untuk itu maka :

$$X_T = b - \frac{1}{a} \ln \left(- \ln \frac{Tr(x) - 1}{Tr(x)} \right) \dots\dots\dots(2.4)$$

Atau

$$Y_T = - \ln \left(- \ln \frac{Tr(x) - 1}{Tr(x)} \right) \dots\dots\dots(2.5)$$

Dimana :

$Tr(x)$ = waktu balik

X_T = *variate X*

Y_T = *reduced variate*

a, b = konstanta

Chow dalam Soemarto (1986) menyarankan agar *variate X* yang menggambarkan deret hidrologi acak dapat dinyatakan dengan rumus berikut ini :

$$X_T = X + K \cdot S_x \dots\dots\dots(2.6)$$

Dimana :

X = harga rerata dari harga (mm)

X_T = *variate* yang diekstrapolasikan, yaitu besarnya curah hujan rancangan untuk periode ulang pada T tahun (mm)

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang (*return periode*) dan tipe distribusi frekuensi.

S_x = standar deviasi

Faktor frekuensi K untuk harga-harga ekstrim Gumbel ditulis dengan rumus berikut :

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots(2.7)$$

Dimana :

Y_t = *Reduced variated* sebagai fungsi periode ulang T

Y_n = *Reduced mean* sebagai fungsi dari banyaknya data n

S_n = *Reduced standart deviation* sebagai fungsi dari banyaknya data n

Dengan mensubstitusi kedua persamaan di atas diperoleh :

$$X_T = X + \frac{Y_t - Y_n}{S_n} . S \dots\dots\dots(2.8)$$

b. Distribusi Pearson Tipe III dan Normal

Perhitungan Distribusi Pearson Tipe III dan Normal dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + k . S \dots\dots\dots(2.9)$$

Dimana :

X = Besarnya suatu kejadian.

$\bar{X}$ = Nilai rata-rata.

S = Standart deviasi.

k = Faktor sifat dari Distribusi Pearson Tipe III yang merupakan fungsi dari besarnya Cs dan peluang (lihat Tabel 2.1, untuk nilai k Distribusi Pearson Tipe III). Faktor sifat dari Distribusi Normal yang merupakan dari peluang dan periode ulang (lihat Tabel 2.2, Nilai Variabel Reduksi Gauss).

Tabel 2.1 Nilai k Distribusi Pearson tipe III dan Log Pearson tipe III

Kemencengan	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
(CS)	Pebuang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.360	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.24	2.970	3.705	4.444	6.200
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.99	5.390
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-0.007	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-0.017	0.836	1.382	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	0.017	0.836	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	0.033	0.830	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	0.050	0.823	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	0.066	0.815	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	0.083	0.806	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	0.099	0.805	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150

(Lanjutan)

-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.035	1.070	1.097	1.130
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.959	0.990	1.000	1.000
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.888	0.905	0.907	0.910
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.793	0.799	0.800	0.802
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995

Tabel 2.2 Nilai Variabel Reduksi Gauss nilai k Untuk Distribusi Normal

T	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2,000	0,500	0,00
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,000	0,250	0,67
5,000	0,200	0,84

(Lanjutan)

10,000	0,100	1,28
20,000	0,050	1,64
50,000	0,200	2,05
100,000	0,010	2,33
200,000	0,005	2,58
500,000	0,002	2,88
1000,000	0,001	3,09

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995

c. Distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal

Perhitungan Distribusi Pearson Tipe III dan Distribusi Normal dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\log R = \overline{\log R} + k \cdot \overline{Sd \log R} \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana :

$\log R$ = Logaritma curah hujan untuk periode tertentu.

$\overline{\log R}$ = Harga rata-rata dari logaritmik data.

$\overline{Sd \log R}$ = Deviasi standar (*standart deviation*).

K = Faktor dari sifat distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal, yang didapat dari tabel fungsi C_s dan probabilitas kejadian (lihat Tabel 2.1, nilai k Log Pearson Tipe III). Dan nilai CV dari tabel k Log Normal (lihat Tabel 2.3, Faktor Frekuensi k untuk Distribusi Log Normal).

Tabel 2.3 Faktor Frekuensi k untuk Distribusi Log Normal

(CV)	Peluang kumulatif P (%) : $P(X \leq X)$					
	50	80	90	95	98	99
	Periode Ulang (Tahun)					
	2	5	10	20	50	100
0.0500	-0.0250	0.8334	1.2965	1.6863	2.1341	2.4570
0.1000	-0.0496	0.8222	1.3078	1.7247	2.2130	2.5489
0.1500	-0.0738	0.8085	1.3156	1.7598	2.2899	2.2607
0.2000	-0.0971	0.7926	1.3200	1.7911	2.3640	2.7716
0.2500	-0.0119	0.7746	1.3209	1.8183	2.4318	2.8805
0.3000	-0.1406	0.7647	1.3183	1.8414	2.5015	2.9866
0.3500	-0.1604	0.7333	1.3126	1.8602	2.5638	3.0890
0.4000	-0.1788	0.7100	1.3037	1.8746	2.6212	3.1870
0.4500	-0.1957	0.6870	1.2920	1.8848	2.6731	3.2799
0.5000	-0.2111	0.6626	1.2778	1.8909	2.7202	3.3673
0.5500	-0.2251	0.6379	1.2613	1.8931	2.7613	3.4488
0.6000	-0.2375	0.6129	1.2428	1.8915	2.7971	3.5211
0.6500	-0.2185	0.5879	1.2226	1.8866	2.8279	3.3930
0.7000	-0.2582	0.5631	1.2011	1.8786	2.8532	3.3663
0.7500	-0.2667	0.5387	1.1784	1.8677	2.8735	3.7118
0.8000	-0.2739	0.5118	1.1548	1.8543	2.8891	3.7617
0.8500	-0.2801	0.4914	1.1306	1.8388	2.9002	3.9056
0.9000	-0.2852	0.4586	1.1060	1.8212	2.9071	3.8137
0.9500	-0.2895	0.4466	1.0810	1.8021	2.9103	3.8762
1.0000	-0.2929	0.4254	1.0560	1.7815	2.9098	3.9035

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995

2.2.4 Pemeriksaan Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan kesesuaian distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili

distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter, yaitu :

a. Metode Smirnov Kolmogorov

Pengujian distribusi metode Smirnov Kolmogorov didasarkan pada perhitungan probabilitas (peluang) dan plotting data untuk mengetahui data yang mempunyai simpangan terbesar. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan dan pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing masing data tersebut.
2. Tentukan nilai masing – masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
3. Dari kedua nilai peluang antara peluang tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov Kolmogorov *test*) tentukan harga .

Apabila :

1. $D < D_0 \longrightarrow$ distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima.
2. $D > D_0 \longrightarrow$ distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

(Soewarno,1995).

Tabel 2.4 Nilai Delta Kritis (D_0) Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	α			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

(Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data* 1995)

b. Metode Chi Kuadrat

Uji kesesuaian Metode Chi Kuadrat dilakukan dengan terlebih dahulu mencari harga dari parameter-parameter sebagai berikut :

1. Mencari nilai X dengan probabilitas 80%, 60%, 40% dan 20%, dengan mencari nilai G pada tiap probabilitas dari tabel Log Pearson Type III hubungan antara nilai *Skewness* dengan probabilitas yang dimaksud.
2. Menghitung nilai X untuk menentukan batas kelas dengan rumus sebagai berikut :

$$\text{Log} X = \overline{\text{Log} \bar{X}} + G \cdot S_d \dots\dots\dots(2.11)$$

3. Menentukan jumlah kelas pengamatan dengan rumus sebagai berikut :

$$\text{jumlah kelas} = 1 + 3,3 \text{ Log } n \dots\dots\dots(2.12)$$

4. Jumlahkan data pengamatan sebesar tiap- tiap sub grup.
5. Jumlahkan data pengamatan distribusi yang digunakan sebesar .
6. Tiap – tiap sub grup hitung nilai $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$.
7. Jumlahkan seluruh G grup nilai untuk menentukan nilai Chi Kuadrat hitung.
8. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$ untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson)
9. Uji kesesuaian Metode Chi Square menggunakan rumus sebagai berikut:

$$\chi^2 = \sum \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dimana :

- χ^2 = harga Chi kuadrat
- O_j = frekuensi terbaca pada kelas yang sama.
Nilai syarat distribusi dapat diterima jika $\chi^2_{hitung} < \chi^2_{kritis}$
- E_j = frekuensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai dengan pembagian kelasnya (= 20% x n)

Tabel 2.5 Nilai Kritis Distribusi 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	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Soewarno " Hidrologi " Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisis data. Hal.223)

2.2.5 Uji Kecocokan Distribusi

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter, yaitu :

1. Uji Chi Kuadrat
2. Uji Smirnov Kolmogorov

Dimana metode terpilih adalah yang mempunyai simpangan minimum. Dengan mengacu pada hasil perhitungan sebagaimana disajikan pada laporan hidrologi berikut disajikan rekapitulasi curah hujan rencana yang terpilih berdasarkan simpangan terkecil, sehingga akan dipakai pada perhitungan selanjutnya.

2.2.6 Perhitungan Distribusi Hujan Jam-Jaman

Untuk perhitungan debit dengan menggunakan rumus hidrograf satuansintetis diperlukandata hujan jam-jaman. Distribusi cuah hujan jam-jaman dapat dihitung dengan rumus :

$$R_t = R_0 \left(\frac{T}{t} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2.14)$$

Dimana :

R_t = Rata-rata hujan pada jam ke-i

$$R_0 = \left(\frac{R_{24}}{T} \right)$$

T = Lama waktu hujan terpusat (mm)

t = Waktu hujan (jam)

Pada jam ke- t menggunakan rumus :

$$R'_t = t \cdot R_t - (t - 1) \cdot R_{(t-1)} \dots \dots \dots (2.15)$$

Dimana :

R'_t = Tinggi hujan pada jam ke- t (mm)

R_t = Rata-rata tinggi hujan pada jam ke- t (mm)

t = waktu hujan (jam)

$R_{(t-1)}$ = rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke- t (mm)

Dalam perhitungan distribusi hujan efektif, perumusan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$R = C \cdot R_t \dots \dots \dots (2.16)$$

Dimana :

R = Tinggi hujan efektif (mm)

C = Koefisien Pengaliran

R_t = Tinggi hujan rencana (mm)

2.2.7 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah perbandingan antara air yang mengalir di permukaan tanah dengan air hujan yang jatuh, maka koefisien pengaliran (RunOff) bergantung pada jenis permukaan tanah dan tata guna lahan daerah aliran. Untuk daerah aliran dimana penggunaanya bervariasi, maka koefisiennya merupakan gabungan antara nilai koefisien pengaliran. Dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$C = \frac{(C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2 + \dots + C_n \cdot A_n)}{A_{total}} \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana :

C_i = koefisien pengaliran untuk bagian daerah yang ditinjau dengan satu jenis permukaan

A_i = luas bagian daerah

(Sofia F dan Sofyan R, 2006)

Tabel 2.6 Koefisien Pengaliran Lahan (C)

Komponen Lahan	Koefisien C
Perkerasan	
- Aspal dan Beton	0.70 - 0.95
- Bata atau Paving	0.70 - 0.85
Atap	0.70 - 0.95
Lahan Berumput	
- Tanah berpasir : - landai (2%)	0.05 - 0.10
- rumput (7%)	0.10 - 0.15
- Tanah berat : - landai (2%)	0.13 - 0.17
- rumput (7%)	0.18 - 0.22
Daerah perdagangan :	
- penting, padat	0.70 - 0.95
- kurang padat	0.50 - 0.70
Area permukiman :	
- perumahan tunggal	0.30 - 0.50
- perumahan kopel berjauhan	0.40 - 0.60
- perumahan kopel berdekatan	0.60 - 0.75
- perumahan pinggir kota	0.25 - 0.40
- apartemen	0.50 - 0.70
Area industri :	
- ringan	0.50 - 0.80
- berat	0.60 - 0.90
Taman dan makam	0.10 - 0.35
Taman bermain	0.20 - 0.35
Halaman jalan kereta api	0.20 - 0.35
Lahan kosong/terdantar	0.10 - 0.30

Sumber : Disalin dan diterjemahkan dari Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, American Society of Civil Engineers and the Water Pollution Control Federation, 1969.

2.2.8 Perhitungan Debit (Q) Banjir Rencana

Perhitungan debit rencana sangat diperlukan untuk memperkirakan besarnya debit hujan maksimum yang sangat mungkin pada periode tertentu. Dan metode yang digunakan adalah metode perhitungan debit Hidograf metode Nakayasu. Pemilihan hidrograf ini disesuaikan dengan karakteristik daerah pengalirannya, di samping itu hidrograf satuan ini banyak digunakan dalam perhitungan banjir rencana di Indonesia. Adapun rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{A \times R_0}{3,6 \times (0,3 \times T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots(2.18)$$

Dimana :

Q_p = Debit puncak banjir (m^3/dt)

A = Luas DAS (km^2)

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

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

(Hidrologi Teknik, Soemarto, 1999)

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus empiris :

Bila $L > 15$ km

$$t_g = 0,4 + 0,058L \dots\dots\dots(2.19)$$

Bila $L < 15 \text{ km}$

$$t_g = 0,21 \times L^{0,70} \dots\dots\dots (2.20)$$

$$T_P = t_g + 0,8 t_r \dots\dots\dots (2.21)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \dots\dots\dots (2.22)$$

(Hidrologi Teknik, Soemarto, 1999)

Dimana :

L = Panjang alur sungai (km).

t_g = Waktu konsentrasi (jam).

t_r = Satuan waktu hujan (diambil 1 jam)

α = Koefisien pembanding.

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding (α) digunakan :

$\alpha = 2,0 \rightarrow$ Untuk daerah pengaliran biasa.

$\alpha = 1,5 \rightarrow$ Untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat.

$\alpha = 3,0 \rightarrow$ Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat.

1. Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \times Q_p \dots\dots\dots (2.23)$$

2. Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_p}{T_{0,3}} \right)} \times Q_p \dots\dots\dots (2.24)$$

3. Pada kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right)} \times Q_p \dots\dots\dots (2.25)$$

4. Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{2T_{0,3}} \right)} \dots\dots\dots (2.26)$$

(Hidrologi Teknik, Soemarto, 1999)

2.3 ANALISA HIDROLIKA

2.3.1 Kapasitas Saluran

Kapasitas saluran didefinisikan sebagai debit maksimum yang mampu dilewatkan oleh setiap penampang sepanjang saluran. Kapasitas saluran ini, digunakan sebagai acuan untuk menyatakan apakah debit yang direncanakan tersebut mampu untuk ditampung oleh saluran pada kondisi eksisting tanpa terjadi peluapan air. (Anggrahini, 2005)

Kapasitas saluran dihitung berdasarkan rumus :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot A \dots\dots\dots(2.27)$$

Dimana :

Q = Debit saluran, satuan meter kubik per detik (m^3/det).

n = Koefisien kekasaran Manning.

R = Jari-jari hidrolis saluran (m).

I = Kemiringan saluran

A = Luas penampang saluran (m^2).

Tabel 2.7 Koefisien Kekasaran Manning “n” untuk Saluran

Tipe Saluran	n
Saluran dari pasangan batu tanpa plesengan	0.025
Saluran dari pasangan batu dengan pasangan	0.015
Saluran dari beton	0.017
Saluran alam dengan rumput	0.020
Saluran dari batu	0.025

(Sumber : Chow,1988)

➤ Dimensi Saluran

Nilai – nilai yang dibutuhkan pada perhitungan kapasitas saluran dengan menggunakan rumus manning, adalah :

a. Luas penampang basah saluran (A)

b. Keliling basah saluran (P)

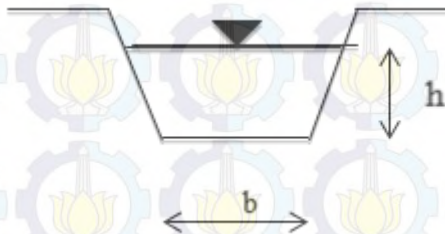
Keliling basah saluran adalah panjang basah saluran melintang yang terendam air atau panjang garis

pertemuan antara cairan dan batas penampang melintang saluran tegak lurus arah aliran.

c. Jari- jari hidrolis saluran (R)

Jari –jari hidrolis adalah perbandingan antara luas penampang basah saluran (A) dengan keliling basah saluran (P)

Untuk perencanaan sistem drainase Kali Pucang menggunakan saluran berpenampang Trapesium. Perencanaan saluran terbuka berpenampang Trapesium dengan penampang seperti pada Gambar 2.2 berikut.



Gambar 2.2 Penampang Saluran Trapesium

Rumus-rumus yang digunakan antara lain adalah sebagai berikut :

$$A = (b + m \cdot h) \cdot h \dots\dots\dots(2.28)$$

$$P = b + 2 h (m^2 + 1)^{0.5} \dots\dots\dots(2.29)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{(b + m \cdot h) \cdot h}{b + 2 h \cdot (m^2 + 1)^{0.5}} \dots\dots\dots(2.30)$$

Dimana :

A = Luas penampang saluran (m^2).

b = Lebar saluran (m).

h = Tinggi saluran (m).

P = Penampang basah saluran (m).

R = Jari-jari hidrolis dari penampang saluran (m).

➤ **Tinggi Jagaan**

Tinggi jagaan suatu saluran adalah jarak vertikal dari puncak tanggul sampai ke permukaan air pada kondisi perencanaan.

Tabel 2.8 Tinggi Jagaan Minimum untuk Saluran dari Tanah dan Pasangan

Komponen	Tinggi jagaan (m)
Saluran tersier	0,10 - 0,20
Saluran sekunder	0,20 - 0,40
Saluran primer	0,40 - 0,60
Saluran <i>basin drainage</i>	1,00

(Sumber : SDMP (Surabaya Master Plan Drainage))

2.3.2 Analisa Permodelan Hec-Ras

Analisa hidrolika dalam pengerjaannya dilakukan dengan program bantu yang digunakan untuk analisa hidrolika. Program bantu ini menggunakan asumsi dua jenis aliran *steady* atau *unsteady* dan akan memberikan desain dari hasil kalkulasi analisa hidrolika tersebut :

Dan data input yang harus dimasukkan untuk melakukan analisa hidrolika menggunakan program bantu HEC-RAS 4.1.0 adalah :

1. Data geometrik sungai yang ditinjau (koordinat x,y untuk potongan memanjang, penampang melintang).
2. Koefisien Manning.
3. Data aliran (debit tiap titik penampang) dan output dari analisa program bantu Hec-ras adalah :
 - a. Elevasi muka air di sepanjang aliran.
 - b. Profil aliran yang ditinjau.

Dalam Hec-ras ada dua jenis asumsi yaitu aliran steady dan unsteady. Aliran steady adalah aliran yang kecepatan (v) tidak berubah (*constant*) selama selang waktu tertentu, sedangkan aliran unsteady adalah aliran yang memiliki parameter aliran selalu berubah selama selang waktu tertentu.

Prinsip dasar perhitungan yang digunakan dalam aliran steady dan aliran unsteady adalah sebagai berikut :

1. Persamaan energi

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \dots \dots \dots (2.31)$$

Dimana :

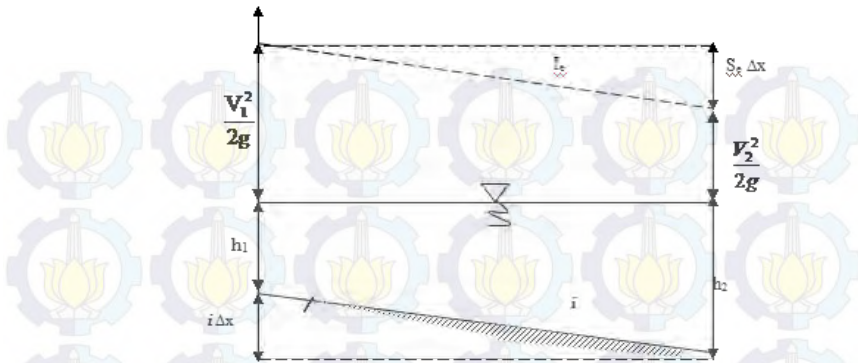
Z_1, Z_2 = Elevasi dasar saluran

Y_1, Y_2 = Tinggi air dalam saluran

V_1, V_2 = Kecepatan rata-rata

a_1, a_2 = Koefisien kecepatan

h_e = Kehilangan energi



Gambar 2.3 Persamaan Energi

2. Persamaan Kontinuitas

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \sum Q_m - \sum Q_{out}$$

Terjadi perbedaan hasil pada aliran steady dan unsteady. Jika pada lairan steady, debit yang masuk akan sama dengan debit yang keluar. Sedangkan untuk aliran unsteady, debit yang masuk akan berbeda dengan debit yang keluar.

3. Persamaan Momentum

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + g.A \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 00$$

(Hec-Ras 4.1.0 Reference Manual)

2.4 Langkah Pengendalian Banjir Dengan Cara Normalisasi Sungai

Jenis normalisasi sungai berdasarkan pekerjaan yang dilakukan dibagi menjadi 2 yaitu :

- a. Normalisasi dengan cara memperlebar penampang sungai

Langkah ini dapat dilakukan jika daerah sekitar sungai masih memiliki lahan yang cukup. Artinya tidak mengganggu tata guna lahan yang telah ada.

- b. Menambah kedalaman sungai

Langkah ini dimaksudkan menambah kapasitas sungai dengan memperdalam sungai dari kedalaman awal.

BAB III METODOLOGI

Dalam menyusun langkah-langkah dalam menganalisa permasalahan pengendalian banjir dan genangan pada sistem drainase di kawasan studi, diperlukan sebuah metodologi agar studi yang dilakukan dapat terarah sehingga hasil yang akan didapat bisa lebih optimum. Adapun metodologi yang akan dilakukan dalam pengerjaan Tugas Akhir meliputi :

3.1 Penyusunan Konsep

Konsep yang akan dikaji dalam studi ini adalah bagaimana cara pengendalian banjir dan genangan yang terjadi di Kali Pucang sehingga tidak terjadi secara terus menerus atau paling tidak bisa diminimalisasi. Maka itu diperlukannya perencanaan pengendalian banjir yang baik. Dan konsep penyelesaian yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

1. Menghitung debit Kali Pucang termasuk saluran yang aliran airnya menuju Kali Pucang, dalam hal ini saluran Watessari, Seketi, Sirapan, Bader, Sidomukti, Jogopati, Pager, Sidokare, Kumambang, Karangbong dan Kedungguling.
2. Menghitung kapasitas eksisting (*full bank capacity*) Kali Pucang untuk direncanakannya dimensi ulang saluran.
3. Menganalisa profil muka air Kali Pucang terhadap aliran muka air di Selat Madura apakah dipengaruhi oleh pasang surut.
4. Melakukan normalisasi pada saluran Kali Pucang sesuai kapasitas tampung debit yang dibutuhkan dengan cara memperlebar penampang sungai dan menambah kedalaman sungai.

3.2 Tahapan Persiapan

Dalam tahap persiapan ini meliputi kegiatan sebagai berikut :

1. Studi Pustaka :
Mempelajari referensi dan laporan yang berkaitan dengan studi pengendalian banjir dan genangan pada sistem drainase sebagai landasan teori.

2. Studi Lapangan :

Untuk mendapatkan gambaran umum kondisi wilayah studi sehingga dibutuhkan informasi sebanyak-banyaknya tentang kondisi di lapangan untuk mengetahui permasalahan dan keadaan yang sebenarnya terjadi di lapangan sehingga diharapkan dapat mengambil solusi atas masalah yang ada.

3. Pengumpulan Data :

Mengumpulkan data-data yang akan digunakan untuk pemecahan masalah pada wilayah studi. Data-data yang dikumpulkan seperti :

- ❖ Data Curah Hujan
- ❖ Peta Stasiun Hujan
- ❖ Peta DAS Kali Pucang
- ❖ Peta daerah genangan
- ❖ Data kondisi Lokasi
- ❖ Data Potongan Memanjang dan Melintang Kali Pucang

3.3 Tahapan Analisa Perencanaan

1. Analisa Hidrologi

- a. Perhitungan curah hujan wilayah berdasarkan pencatatan data curah hujan stasiun hujan yang ada dengan menggunakan Metode Poligon Thiessen.
- b. Analisis curah hujan rencana melalui distribusi frekuensi hujan.
- c. Uji kesesuaian distribusi frekuensi, untuk mengetahui kecocokan analisis curah hujan dengan Metode Smirnov Kolmogorof dan Chi Kuadrat.
- d. Analisa distribusi curah hujan rencana jam-jaman setiap periode ulang guna mendapatkan curah hujan efektif yang akan digunakan dalam analisis debit banjir rencana.
- e. Analisis debit banjir rencana (Q), untuk menghitung hidrograf banjir rencana berdasarkan curah hujan rencana setiap periode ulang, dalam perhitungan debit

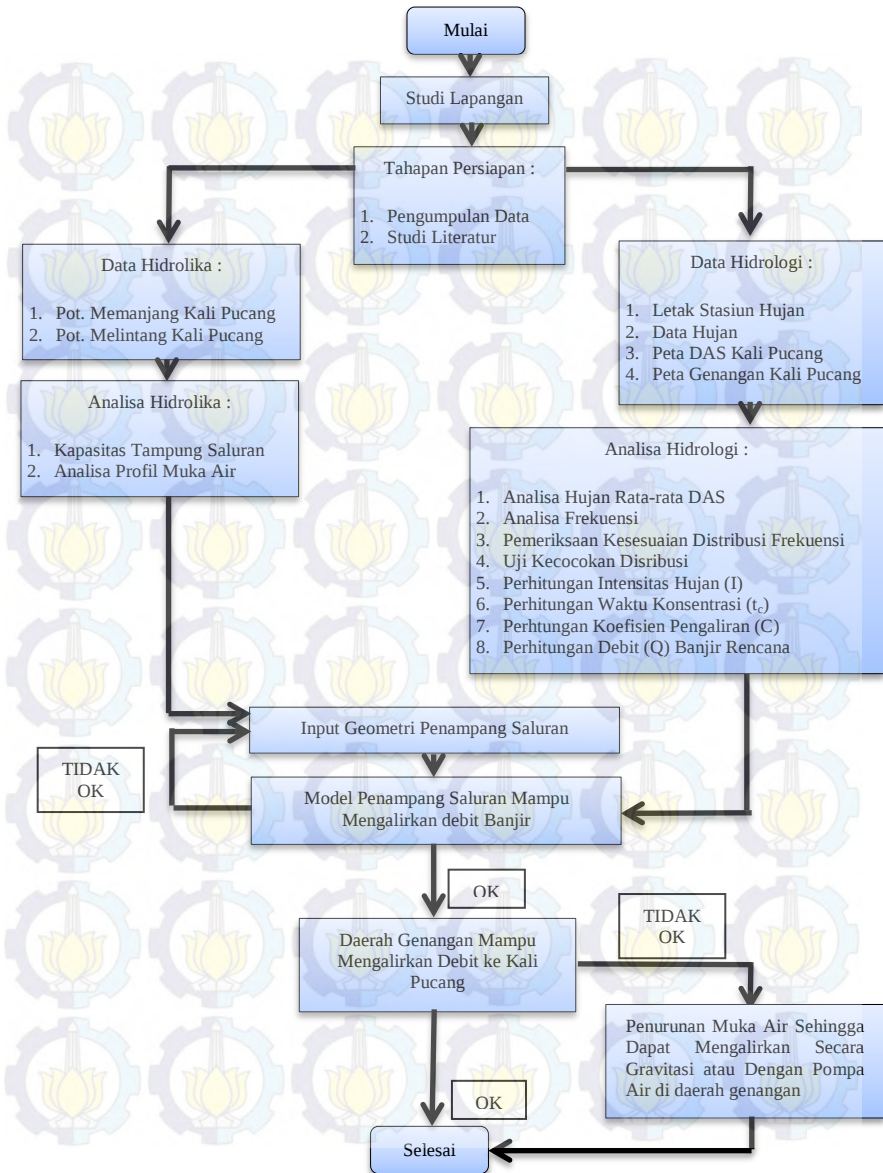
banjir rencana Kali Pucang digunakan periode ulang 10 tahun (R_{10}) dengan metode Hoidrogaf Nakayasu.

2. Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika dilakukan dengan membandingkan antara Q banjir rencana dengan kapasitas saluran eksisting (*full bank capacity*):

- a. Bila saluran eksisting $> Q$ banjir rencana, maka perencanaan ulang dimensi saluran tidak perlu dilakukan karena penampang eksisting sudah mencukupi.
- b. Bila saluran eksisting $< Q$ banjir rencana, maka perencanaan ulang dimensi saluran perlu dilakukan untuk mendapatkan kapasitas tampung yang mencukupi.

3.4 Diagram Alur Pengerjaan Proposal Tugas Akhir



Gambar 3.1 Diagram Alur Pengerjaan Proposal Tugas Akhir.

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 ANALISA HIDROLOGI

4.1.1 Data Hujan

Data curah hujan yang digunakan dalam studi pengendalian banjir dan genangan pada sistem drainase di Kali Pucang adalah data pada Stasiun hujan Sidoarjo, Sumput, Klagen, Ketintang dan Watu Tulis dengan alasan ke 5 stasiun hujan tersebut yang berdekatan dengan lokasi studi. Data hujan yang digunakan adalah data selama 25 tahun dari tahun 1988 sampai tahun 2012.

4.1.2 Analisa Hujan Rata-Rata DAS

Penentuan titik pengamatan ditentukan dengan metode Thiessen Polygon. Dimana cara ini menggunakan factor pengaruh daerah yang merupakan perbandingan antara luas yang diwakili oleh luasan satu stasiun penakar dengan luas DAS keseluruhan yang merupakan factor pembobot atau disebut juga sebagai koefisien Thiessen. Berdasarkan hasil studi sebelumnya, dalam perhitungan analisa hujan rata-rata DAS diwakili oleh lima stasiun yang berada di Kali Pucang yaitu stasiun Sidoarjo, Sumput, Klagen, Ketintang dan juga Watu Tulis.

Tabel 4.1 Perhitungan Koefisien Thiessen

No.	Stasiun Hujan	Luas (ha)	W
1	Sidoarjo	2950	0.28
2	Sumput	1580	0.15
3	Klagen	1200	0.12
4	Ketintang	1920	0.18
5	Watu Tulis	2740	0.26
Luas Total		10390	1.00

Untuk perhitungan hujan rata-rata misalkan pada perhitungan hujan pada tahun 1988 tercatat curah hujan pada stasiun hujan Sidoarjo adalah 83 mm, stasiun hujan Sumpat 0 mm, Stasiun hujan Klagen 81 mm, Stasiun hujan Ketintang 82 mm dan Stasiun hujan Watu Tulis 105 mm, sehingga didapatkan nilai hujan rata-rata pada tahun 1988 adalah :

$$\begin{aligned}\bar{R} &= W_1 \cdot R_1 + W_2 \cdot R_2 + W_3 \cdot R_3 + W_4 \cdot R_4 + W_5 \cdot R_5 \\ \bar{R} &= 0,28 \cdot 83 + 0,15 \cdot 0 + 0,12 \cdot 81 + 0,18 \cdot 82 + 0,26 \cdot 105 \\ &= 76 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tabel 4.2 Perhitungan Curah Hujan Rata-rata Tahun 1988–2012

No.	Tahun	Sidoarjo		Sumpat		Klagen		Ketintang		Watu Tulis		R
		R ₁	R ₁ .W ₁	R ₂	R ₂ .W ₂	R ₃	R ₃ .W ₃	R ₄	R ₄ .W ₄	R ₅	R ₅ .W ₅	
1	1988	83	23.57	0	-	81	9.36	82	15.15	105	27.69	76
2	1989	112	31.80	98	14.90	97	11.20	136	25.13	150	39.56	123
3	1990	90	25.55	92	13.99	106	12.24	77	14.23	103	27.16	93
4	1991	140	39.75	83	12.62	89	10.28	100	18.48	122	32.17	113
5	1992	89	25.27	139	21.14	80	9.24	115	21.25	89	23.47	100
6	1993	115	32.65	110	16.73	120	13.86	130	24.02	84	22.15	109
7	1994	80	22.71	96	14.60	132	15.25	100	18.48	84	22.15	93
8	1995	98	27.82	77	11.71	101	11.67	95	17.56	91	24.00	93
9	1996	131	37.19	82	12.47	85	9.82	88	16.26	78	20.57	96
10	1997	99	28.11	73	11.10	108	12.47	63	11.64	98	25.84	89
11	1998	72	20.44	80	12.17	100	11.55	110	20.33	98	25.84	90
12	1999	106	30.10	96	14.60	80	9.24	85	15.71	91	24.00	94
13	2000	95	26.97	95	14.45	93	10.74	90	16.63	90	23.73	93
14	2001	110	31.23	125	19.01	125	14.44	85	15.71	81	21.36	102

(Lanjutan)

No.	Tahun	Sidoarjo		Sumput		Klagen		Ketintang		Watu Tulis		R
		R ₁	R ₁ .W ₁	R ₂	R ₂ .W ₂	R ₃	R ₃ .W ₃	R ₄	R ₄ .W ₄	R ₅	R ₅ .W ₅	
15	2002	90	25.55	150	22.81	128	14.78	110	20.33	130	34.28	118
16	2003	113	32.08	110	16.73	117	13.51	140	25.87	95	25.05	113
17	2004	89	25.27	85	12.93	96	11.09	105	19.40	98	25.84	95
18	2005	89	25.27	64	9.73	106	12.24	75	13.86	95	25.05	86
19	2006	80	22.71	110	16.73	107	12.36	85	15.71	90	23.73	91
20	2007	87	24.70	85	12.93	85	9.82	75	13.86	80	21.10	82
21	2008	110	31.23	95	14.45	75	8.66	115	21.25	85	22.42	98
22	2009	100	28.39	88	13.38	90	10.39	90	16.63	83	21.89	91
23	2010	168	47.70	160	24.33	125	14.44	125	23.10	125	32.96	143
24	2011	113	32.08	141	21.44	103	11.90	105	19.40	115	30.33	115
25	2012	84	23.85	89	13.53	99	11.43	85	15.71	50	13.19	78

Dari data perhitungan di atas, di dapatkan hujan rata-rata maksimum selama 25 tahun terakhir antara tahun 1988 sampai dengan tahun 2012 menggunakan prhitunagn Thiessen Polygon adalah sebesar 143 mm.

4.1.3 Analisa Frekuensi

Analisa frekuensi merupakan analisa mengenai pengulangan suatu kejadian untuk menentukan periode ulang beserta probabilitasnya. Data hujan yang digunakan adalah data hujan tahun 1988–2012 yang telah diurutkan menurut rangkingnya mulai dari yang terbesar sampai yang terkecil.

Tabel 4.3 Data Hujan Harian Tertinggi

No.	Tahun	R(mm)	Rangking	No. urut	Tahun	R(mm)
1	1988	76	25	1	2010	143
2	1989	123	2	2	1989	123
3	1990	93	17	3	2002	118
4	1991	113	5	4	2011	115
5	1992	100	9	5	1991	113
6	1993	109	7	6	2003	113
7	1994	93	16	7	1993	109
8	1995	93	15	8	2001	102
9	1996	96	11	9	1992	100
10	1997	89	21	10	2008	98
11	1998	90	20	11	1996	96
12	1999	94	13	12	2004	95
13	2000	93	14	13	1999	94
14	2001	102	8	14	2000	93
15	2002	118	3	15	1995	93
16	2003	113	6	16	1994	93
17	2004	95	12	17	1990	93
18	2005	86	22	18	2006	91
19	2006	91	18	19	2009	91
20	2007	82	23	20	1998	90
21	2008	98	10	21	1997	89
22	2009	91	19	22	2005	86
23	2010	143	1	23	2007	82
24	2011	115	4	24	2012	78
25	2012	78	24	25	1988	76

4.1.4 Perhitungan Distribusi

a. Distribusi Gumbel

Dalam perhitungan metode Gumbel dihitung dulu parameter dasar statistika seperti nilai rata-rata, standart deviasi, kemiringan dan koefisien kurtosis. Perhitungan distribusi Gumbel bisa dilihat pada persamaan Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Perhitungan Distribusi Gumbel

No.	Tahun	X	$\bar{X}$	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^3$	$(X - \bar{X})^4$
1	2010	143	98.95	43.583	1899.45	82782.88	3607896.10
2	1989	123	98.95	23.646	559.14	13221.53	312638.51
3	2002	118	98.95	18.809	353.77	6654.02	125154.32
4	2011	115	98.95	16.203	262.55	4254.23	68933.04
5	1991	113	98.95	14.355	206.05	2957.79	42457.68
6	2003	113	98.95	14.300	204.48	2924.01	41812.33
7	1993	109	98.95	10.465	109.52	1146.16	11994.80
8	2001	102	98.95	2.797	7.82	21.89	61.23
9	1992	100	98.95	1.420	2.02	2.86	4.07
10	2008	98	98.95	-0.941	0.89	-0.83	0.78
11	1996	96	98.95	-2.636	6.95	-18.31	48.27
12	2004	95	98.95	-4.418	19.52	-86.25	381.09
13	1999	94	98.95	-5.309	28.18	-149.60	794.18
14	2000	93	98.95	-6.422	41.24	-264.88	1701.10

(Lanjutan)

No.	Tahun	X	$\bar{X}$	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^3$	$(X - \bar{X})^4$
15	1995	93	98.95	-6.196	38.39	-237.87	1473.82
16	1994	93	98.95	-5.759	33.17	-191.01	1100.02
17	1990	93	98.95	-5.771	33.30	-192.16	1108.87
18	2006	91	98.95	-7.707	59.40	-457.79	3528.22
19	2009	91	98.95	-8.260	68.22	-563.46	4653.92
20	1998	90	98.95	-8.619	74.30	-640.39	5519.81
21	1997	89	98.95	-9.779	95.63	-935.23	9145.81
22	2005	86	98.95	-12.792	163.63	-2093.11	26774.50
23	2007	82	98.95	-16.547	273.81	-4530.86	74973.55
24	2012	78	98.95	-21.237	451.03	-9578.62	203424.81
25	1988	76	98.95	-23.184	537.52	-12462.07	288926.21
Jumlah		2474			5529.98	81562.93	4834507.05
n		25					

Sumber : Dari hasil Perhitungan.

Untuk mencari nilai factor reduksi nilai rata-rata dan nilai reduksi standar deviasi dapat langsung dilihat pada tabel 4.5 dan tabel 4.6 dengan melihat nilai N (jumlah data yang digunakan).

Tabel 4.5 Reduced Mean (Yn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5353
25	0.5299	0.5312	0.5324	0.5336	0.6846	0.5356	0.5365	0.5375	0.5384	0.5395
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.8396	0.5403	0.5410	0.5418	0.5424	0.5436
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.5570	0.5572	0.5574	0.5580	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.5600	0.5602	0.5603	0.5604	0.5606	0.5670	0.5608	0.5609	0.5610	0.5611

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan yang berkelanjutan*, 2004

Tabel 4.6 Reduced Standart Deviation (Sn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0441	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1000	1.1047	1.1080
25	1.0876	1.0928	1.0974	1.1019	1.1060	1.1100	1.1137	1.1172	1.1205	1.1234
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065	1.2069	1.2073	1.2077	1.2081	1.2084	1.2087	1.2090	1.2093	1.2096

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan yang berkelanjutan*, 2004.

Dari tabel diatas, didapatkan nilai factor reduksi nilai rata-rata sebesar 0,5299 dan nilai factor reduksi standart deviasi sebesar 1,0876 jika jumlah data (N) yang digunakan sebesar 25 tahun.

- Jumlah Data (N) = 25
- Reduce Mean (Yn) = 0,5299
- Reduce Standart Deviasi (Sn) = 1,0876

Untuk periode ulang 10 tahun maka dihitung :

$$Y_t = -\ln \left[-\ln \cdot \frac{T_r - 1}{T_r} \right]$$

$$Y_t = -\ln \left[-\ln \cdot \frac{9}{10} \right] = 2,2504$$

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

$$= \frac{2,2504 - 0,5299}{1,0876} = 1,5819$$

$$\text{Nilai Rata-rata } (\bar{X})$$

$$(\bar{X}) = \frac{\sum X}{n} = \frac{2474}{25} = 98,949$$

$$\text{Standart Deviasi (S)}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{5529,98}{24}} = 15,179$$

$$\text{Koefisien variasi :}$$

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{15,179}{98,949} = 0,153$$

$$\text{Koefisien kemencengan :}$$

$$Cs = \frac{n \cdot \sum (X - \bar{X})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot S^3} = \frac{25 \cdot (81562,93)}{24 \cdot 23 \cdot (15,179)^3} = 1,056$$

- Koefisien ketajaman :

$$C_k = \frac{n^2 \cdot \sum (X - \bar{X})^4}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3) \cdot S^4} = \frac{25^2 \cdot (4834507,05)}{24 \cdot 23 \cdot 22 \cdot (15,179)^4} = 4,686$$

Dari perhitungan diatas sehingga didapat persamaan untuk distribusi Gumbel sebagai berikut :

$$X = \bar{X} + \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \cdot S$$

$$X = 98,949 + \frac{2,2504 - 0,5299}{1,0876} \cdot 15,179$$

$$= 122,961 \text{ mm}$$

Setelah didapatkan parameter dasar statistic yang diperlukan, kemudian dilakukan perhitungan curah hujan rencana dengan menggunakan metode distribusi Gumbel dengan periode ulang tertentu.

Tabel 4.7 Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Gumbel

Tahun	Yt	K	X
2	0.3665	-0.1502	96.668
5	1.4999	0.8919	112.487
10	2.2504	1.5819	122.961
25	3.1985	2.4537	136.194
50	3.9019	3.1004	146.012
100	4.6001	3.7424	155.756

Dari tabel hasil perhitungan, didapatkan curah hujan rata-rata untuk periode ulang 10 tahun (X) daalah sebesar 122,961 mm.

b. Distribusi Normal

Distribusi normal adalah simetris terhadap sumbu vertical dan berbentuk lonceng yang disebut Gauss. Perhitungan Distribusi Normal mempunyai dua parameter yaitu rerata ($\bar{X}$) dan deviasi standart (S) dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

- Jumlah Data (N) = 25

- Nilai rata-rata (*mean*) ($\bar{X}$) = $\frac{\sum X}{n} = \frac{2474}{25} = 98,949$

- Standar deviasi :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{5529,98}{24}} = 15,179$$

- Koefisien variasi :

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{15,179}{98,949} = 0,153$$

- Koefisien kemencengan :

$$Cs = \frac{n \cdot \sum (X - \bar{X})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot S^3} = \frac{25 \cdot (81562,93)}{24 \cdot 23 \cdot (15,179)^3} = 1,056$$

- Koefisien ketajaman :

$$Ck = \frac{n^2 \cdot \sum (X - \bar{X})^4}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3) \cdot S^4} = \frac{25^2 \cdot (4834507,05)}{24 \cdot 23 \cdot 22 \cdot (15,179)^4} = 4,686$$

Perhitungan distribus Normal dapat dilihat pada persamaan Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Perhitungan Distribusi Normal

No.	Tahun	X	$\bar{X}$	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^3$	$(X - \bar{X})^4$
1	2010	143	98.95	43.583	1899.45	82782.88	3607896.10
2	1989	123	98.95	23.646	559.14	13221.53	312638.51
3	2002	118	98.95	18.809	353.77	6654.02	125154.32
4	2011	115	98.95	16.203	262.55	4254.23	68933.04
5	1991	113	98.95	14.355	206.05	2957.79	42457.68
6	2003	113	98.95	14.300	204.48	2924.01	41812.33
7	1993	109	98.95	10.465	109.52	1146.16	11994.80
8	2001	102	98.95	2.797	7.82	21.89	61.23
9	1992	100	98.95	1.420	2.02	2.86	4.07
10	2008	98	98.95	-0.941	0.89	-0.83	0.78
11	1996	96	98.95	-2.636	6.95	-18.31	48.27
12	2004	95	98.95	-4.418	19.52	-86.25	381.09
13	1999	94	98.95	-5.309	28.18	-149.60	794.18
14	2000	93	98.95	-6.422	41.24	-264.88	1701.10

(Lanjutan)

No.	Tahun	X	$\bar{X}$	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^3$	$(X - \bar{X})^4$
15	1995	93	98.95	-6.196	38.39	-237.87	1473.82
16	1994	93	98.95	-5.759	33.17	-191.01	1100.02
17	1990	93	98.95	-5.771	33.30	-192.16	1108.87
18	2006	91	98.95	-7.707	59.40	-457.79	3528.22
19	2009	91	98.95	-8.260	68.22	-563.46	4653.92
20	1998	90	98.95	-8.619	74.30	-640.39	5519.81
21	1997	89	98.95	-9.779	95.63	-935.23	9145.81
22	2005	86	98.95	-12.792	163.63	-2093.11	26774.50
23	2007	82	98.95	-16.547	273.81	-4530.86	74973.55
24	2012	78	98.95	-21.237	451.03	-9578.62	203424.81
25	1988	76	98.95	-23.184	537.52	-12462.07	288926.21
Jumlah		2474			5529.98	81562.93	4834507.05
n		25					

Sumber : Dari hasil Perhitungan.

Untuk mencari nilai factor reduksi (k) dapat langsung dilihat pada tabel 4.8 dengan melihat nilai T (periode ulang yang digunakan).

Tabel 4.9 Nilai Variabel Reduksi Gauss

T	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2	0,500	0,00
2,5	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4	0,250	0,67
5	0,200	0,84
10	0,100	1,28
20	0,050	1,64
50	0,200	2,05
100	0,010	2,33
200	0,005	2,58
500	0,002	2,88
1000	0,001	3,09

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995

Dari tabel diatas, didapatkan nilai factor reduksi (k) untuk distribusi Normal sebesar 1,280 jika nilai T yang digunakan sebesar 10 tahun. Sehingga didapatkan persamaan untuk distribusi Normal sebagai berikut :

- Faktor Frekuensi (k) = 1,078

$$\begin{aligned}
 X &= \bar{X} + k \cdot S \\
 X &= 98,949 + 1,280 \cdot 15,179 \\
 &= 118,378 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.10 Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Normal

Tahun	$\bar{X}$	S	K	X
2	98.949	15.179	0.000	98.949
5	98.949	15.179	0.840	111.699
10	98.949	15.179	1.2800	118.378
25	98.949	15.179	1.7083	124.880
50	98.949	15.179	2.0500	130.067
100	98.949	15.179	2.3300	134.317

Dari tabel hasil perhitungan pada Tabel 4.10, didapatkan curah hujan rata-rata untuk periode ulang 10 tahun (X) adalah sebesar 118,378 mm.

c. Distribusi Pearson Tipe III

Perhitungan Distribusi Pearson Tipe III mempunyai dua parameter yaitu rerata ($\bar{X}$) dan deviasi standart (S) dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

- Jumlah Data (N) = 25
- Nilai rata-rata (*mean*) ($\bar{X}$) = $\frac{\sum X}{n} = \frac{2474}{25} = 98,949$
- Standar deviasi :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{5529,98}{24}} = 15,179$$
- Koefisien variasi :

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{15,179}{98,949} = 0,153$$

- Koefisien kemencengan :

$$C_s = \frac{n \cdot \sum (X - \bar{X})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot S^3} = \frac{25 \cdot (81562,93)}{24 \cdot 23 \cdot (15,179)^3} = 1,056$$

- Koefisien ketajaman :

$$C_k = \frac{n^2 \cdot \sum (X - \bar{X})^4}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3) \cdot S^4} = \frac{25^2 \cdot (4834507,05)}{24 \cdot 23 \cdot 22 \cdot (15,179)^4} = 4,686$$

Perhitungan distribusi Pearson Tipe III dapat dilihat pada persamaan Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Perhitungan Distribusi Pearson Tipe III

No.	Tahun	X	$\bar{X}$	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^3$	$(X - \bar{X})^4$
1	2010	143	98.95	43.583	1899.45	82782.88	3607896.10
2	1989	123	98.95	23.646	559.14	13221.53	312638.51
3	2002	118	98.95	18.809	353.77	6654.02	125154.32
4	2011	115	98.95	16.203	262.55	4254.23	68933.04
5	1991	113	98.95	14.355	206.05	2957.79	42457.68
6	2003	113	98.95	14.300	204.48	2924.01	41812.33
7	1993	109	98.95	10.465	109.52	1146.16	11994.80
8	2001	102	98.95	2.797	7.82	21.89	61.23
9	1992	100	98.95	1.420	2.02	2.86	4.07
10	2008	98	98.95	-0.941	0.89	-0.83	0.78
11	1996	96	98.95	-2.636	6.95	-18.31	48.27
12	2004	95	98.95	-4.418	19.52	-86.25	381.09
13	1999	94	98.95	-5.309	28.18	-149.60	794.18
14	2000	93	98.95	-6.422	41.24	-264.88	1701.10

(Lanjutan)

No.	Tahun	X	$\bar{X}$	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^3$	$(X - \bar{X})^4$
15	1995	93	98.95	-6.196	38.39	-237.87	1473.82
16	1994	93	98.95	-5.759	33.17	-191.01	1100.02
17	1990	93	98.95	-5.771	33.30	-192.16	1108.87
18	2006	91	98.95	-7.707	59.40	-457.79	3528.22
19	2009	91	98.95	-8.260	68.22	-563.46	4653.92
20	1998	90	98.95	-8.619	74.30	-640.39	5519.81
21	1997	89	98.95	-9.779	95.63	-935.23	9145.81
22	2005	86	98.95	-12.792	163.63	-2093.11	26774.50
23	2007	82	98.95	-16.547	273.81	-4530.86	74973.55
24	2012	78	98.95	-21.237	451.03	-9578.62	203424.81
25	1988	76	98.95	-23.184	537.52	-12462.07	288926.21
Jumlah		2474			5529.98	81562.93	4834507.05
n		25					

Sumber : Dari hasil Perhitungan.

Untuk mencari nilai factor reduksi (k) pada distribusi Pearson Tipe III dapat langsung dilihat pada tabel 4.12 dengan melihat nilai T (periode ulang yang digunakan) dan juga nilai koefisien kemencengan (C_s).

Tabel 4.12 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III

Koef. G	Interval kejadian (<i>Recurrence interval</i>), tahun (periode ulang)							
	1, 0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui (<i>Percent chance of being exceeded</i>)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	2.889
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.922	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.051	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	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	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-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	1.270	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
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.6	-3.889	-0.490	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
-3.0	-7.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

Dari tabel nilai k distribusi Pearson Tipe III maka dilakukan interpolasi dengan nilai $C_s = 1,056$, jika nilai T yang digunakan sebesar 10 tahun.

- Faktor Frekuensi (k) :

$$\frac{(1,340 - 1,340)}{(k - 1,340)} = \frac{(1,000 - 1,200)}{(1,056 - 1,200)}$$

$$K = 1,340$$

Dari perhitungan diatas sehingga didapat persamaan untuk distribusi Pearson Tipe III sebagai berikut :

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

$$X = 98,949 + 1,340 \cdot 15,179 \\ = 119,289 \text{ mm}$$

Tabel 4.13 Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Pearson III

Tahun	$\bar{X}$	S	K	X
2	98.949	15.179	-0.173	96.327
5	98.949	15.179	0.751	110.344
10	98.949	15.179	1.340	119.289
25	98.949	15.179	2.055	130.147
50	98.949	15.179	2.566	137.892
100	98.949	15.179	3.058	145.361

Dari tabel hasil perhitungan pada Tabel 4.13, didapatkan curah hujan rata-rata untuk periode ulang 10 tahun (X) daalah sebesar 119,289 mm.

d. Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal adalah fungsi densitas dari sebuah peubah acak yang logritmanya mengikuti hokum distribusi Normal. Parameter dari distribusi Log Normal adalah rerata $\overline{\text{Log}X}$ dan deviasi standar $S\overline{\text{Log}X}$.

- Nilai rata-rata (*mean*) :

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum \text{Log}X}{n} = \frac{49,770}{25} = 1,991$$

- Standar deviasi :

$$S\overline{\text{Log}X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{0,0971}{24}} = 0,064$$

- Koefisien variasi :

$$C_v = \frac{\overline{SLogX}}{\overline{LogX}} = \frac{0,064}{1,991} = 0,032$$

- Koefisien kemencengan :

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

$$= \frac{25 \cdot (0,0035)}{24 \cdot 23 \cdot (0,064)^3} = 0,624$$

- Koefisien ketajaman :

$$C_k = \frac{n^2 \cdot \sum (LogX - \overline{LogX})^4}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3) \cdot \overline{SLogX}^4}$$

$$= \frac{25^2 \cdot (0,0012)}{24 \cdot 23 \cdot 22 \cdot (0,064)^4} = 3,793$$

Perhitungan Distribusi Log Normal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14 Perhitungan Distribusi Log Normal

No.	Tahun	X	X	$\log \bar{X}$	$(\log X - \log \bar{X})$	$(\log X - \log \bar{X})^2$	$(\log X - \log \bar{X})^3$	$(\log X - \log \bar{X})^4$
1	2010	143	2.154	1.991	0.163	0.027	0.0043	0.000708
2	1989	123	2.088	1.991	0.098	0.010	0.0009	0.000091
3	2002	118	2.071	1.991	0.080	0.006	0.0005	0.000041
4	2011	115	2.061	1.991	0.070	0.005	0.0003	0.000025
5	1991	113	2.054	1.991	0.063	0.004	0.0003	0.000016
6	2003	113	2.054	1.991	0.063	0.004	0.0003	0.000016
7	1993	109	2.039	1.991	0.048	0.002	0.0001	0.000005
8	2001	102	2.008	1.991	0.017	0.000	0.0000	0.000000
9	1992	100	2.002	1.991	0.011	0.000	0.0000	0.000000
10	2008	98	1.991	1.991	0.000	0.000	0.0000	0.000000
11	1996	96	1.984	1.991	-0.007	0.000	0.0000	0.000000
12	2004	95	1.976	1.991	-0.015	0.000	0.0000	0.000000
13	1999	94	1.971	1.991	-0.019	0.000	0.0000	0.000000
14	2000	93	1.966	1.991	-0.025	0.001	0.0000	0.000000

(Lanjutan)

No.	Tahun	X	X	$\text{Log } \bar{X}$	$(\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})$	$(\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^2$	$(\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^3$	$(\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^4$
15	1995	93	1.967	1.991	-0.023	0.001	0.0000	0.000000
16	1994	93	1.969	1.991	-0.021	0.000	0.0000	0.000000
17	1990	93	1.969	1.991	-0.021	0.000	0.0000	0.000000
18	2006	91	1.960	1.991	-0.031	0.001	0.0000	0.000001
19	2009	91	1.958	1.991	-0.033	0.001	0.0000	0.000001
20	1998	90	1.956	1.991	-0.035	0.001	0.0000	0.000001
21	1997	89	1.950	1.991	-0.041	0.002	-0.0001	0.000003
22	2005	86	1.935	1.991	-0.056	0.003	-0.0002	0.000010
23	2007	82	1.916	1.991	-0.075	0.006	-0.0004	0.000031
24	2012	78	1.890	1.991	-0.100	0.010	-0.0010	0.000101
25	1988	76	1.879	1.991	-0.111	0.012	-0.0014	0.000154
Jumlah		2474	49.770			0.0971	0.0035	0.0012
		25						

Sumber : Dari hasil Perhitungan.

Untuk mencari nilai factor reduksi (k) pada distribusi Log Normal dapat langsung dilihat pada tabel 4.15 dengan melihat nilai T (periode ulang yang digunakan) dan juga nilai koefisien Variasi (C_v).

Tabel 4.15 Nilai k Distribusi Log Normal

(CV)	Peluang kumulatif P (%) : $P(X \leq X)$					
	50	80	90	95	98	99
	Periode Ulang (Tahun)					
	2	5	10	20	50	100
0.0200	-0.0100	0.9334	1.2386	1.5745	2.0536	2.3028
0.0500	-0.0250	0.8334	1.2965	1.6863	2.1341	2.4570
0.1000	-0.0496	0.8222	1.3078	1.7247	2.2130	2.5489
0.1500	-0.0738	0.8085	1.3156	1.7598	2.2899	2.2607
0.2000	-0.0971	0.7926	1.3200	1.7911	2.3640	2.7716
0.2500	-0.0119	0.7746	1.3209	1.8183	2.4318	2.8805
0.3000	-0.1406	0.7647	1.3183	1.8414	2.5015	2.9866
0.3500	-0.1604	0.7333	1.3126	1.8602	2.5638	3.0890
0.4000	-0.1788	0.7100	1.3037	1.8746	2.6212	3.1870
0.4500	-0.1957	0.6870	1.2920	1.8848	2.6731	3.2799
0.5000	-0.2111	0.6626	1.2778	1.8909	2.7202	3.3673
0.5500	-0.2251	0.6379	1.2613	1.8931	2.7613	3.4488
0.6000	-0.2375	0.6129	1.2428	1.8915	2.7971	3.5211
0.6500	-0.2185	0.5879	1.2226	1.8866	2.8279	3.3930
0.7000	-0.2582	0.5631	1.2011	1.8786	2.8532	3.3663
0.7500	-0.2667	0.5387	1.1784	1.8677	2.8735	3.7118
0.8000	-0.2739	0.5118	1.1548	1.8543	2.8891	3.7617
0.8500	-0.2801	0.4914	1.1306	1.8388	2.9002	3.9056
0.9000	-0.2852	0.4586	1.1060	1.8212	2.9071	3.8137
0.9500	-0.2895	0.4466	1.0810	1.8021	2.9103	3.8762
1.0000	-0.2929	0.4254	1.0560	1.7815	2.9098	3.9035

Dari tabel nilai k distribusi Log normal maka dilakukan interpolasi dengan nilai $C_v = 0,032$, jika nilai T yang digunakan sebesar 10 tahun.

- Faktor Frekuensi (k) :

$$\frac{(1,2965 - 1,2386)}{(k - 1,2386)} = \frac{(0,500 - 0,200)}{(0,320 - 0,200)}$$

$$K = 1,2618$$

Dari perhitungan diatas sehingga didapat persamaan untuk distribusi Pearson Tipe III sebagai berikut :

$$\text{Log}X = \overline{\text{Log}X} + k . S\text{Log}$$

$$\text{Log}X = 1,991 + 1,2618 . 0,064$$

$$X = 117,777 \text{ mm}$$

Tabel 4.16 Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Log Normal

Tahun	$\overline{\text{Log}X}$	$S \text{ Log}$	K	$\text{Log} X$	X
2	1.991	0.064	-0.0160	1.990	97.678
5	1.991	0.064	0.8934	2.048	111.592
10	1.991	0.064	1.2618	2.071	117.777
20	1.991	0.064	1.6192	2.094	124.107
50	1.991	0.064	2.0858	2.123	132.883
100	1.991	0.064	2.3645	2.141	138.418

Dari tabel hasil perhitungan pada Tabel 4.16, didapatkan curah hujan rata-rata untuk periode ulang 10 tahun (X) adalah sebesar 117,777 mm.

e. Distribusi Log Pearson Tipe III

Bentuk distribusi Log Pearson Tipe III merupakan hasil dari transformasi distribusi Pearson III dengan transformasi variable menjadi nilai Log. Parameter dari distribusi Log Pearson Tipe III adalah rerata $\overline{\text{Log}X}$ dan deviasi standar $S\text{Log}X$.

- Nilai rata-rata (*mean*) :

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum \text{Log}X}{n} = \frac{49,770}{25} = 1,991$$

- Standar deviasi :

$$\overline{S\text{Log}X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{0,0971}{24}} = 0,064$$

- Koefisien variasi :

$$Cv = \frac{\overline{S\text{Log}X}}{\overline{\text{Log}X}} = \frac{0,064}{1,991} = 0,032$$

- Koefisien kemencengan :

$$Cs = \frac{n \cdot \sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (\overline{S\text{Log}X})^3}$$

$$= \frac{25 \cdot (0,0035)}{24 \cdot 23 \cdot (0,064)^3} = 0,624$$

- Koefisien ketajaman :

$$Ck = \frac{n^2 \cdot \sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^4}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3) \cdot \overline{S\text{Log}X}^4}$$

$$= \frac{25^2 \cdot (0,0012)}{24 \cdot 23 \cdot 22 \cdot (0,064)^4} = 3,793$$

Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat dihitung dengan menggunakan persamaan pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17 Perhitungan Distribusi Log Normal

No.	Tahun	X	X	$\text{Log } \bar{X}$	$(\text{Log } X - \text{Log } \bar{X})$	$(\text{Log } X - \text{Log } \bar{X})^2$	$(\text{Log } X - \text{Log } \bar{X})^3$	$(\text{Log } X - \text{Log } \bar{X})^4$
1	2010	143	2.154	1.991	0.163	0.027	0.0043	0.000708
2	1989	123	2.088	1.991	0.098	0.010	0.0009	0.000091
3	2002	118	2.071	1.991	0.080	0.006	0.0005	0.000041
4	2011	115	2.061	1.991	0.070	0.005	0.0003	0.000025
5	1991	113	2.054	1.991	0.063	0.004	0.0003	0.000016
6	2003	113	2.054	1.991	0.063	0.004	0.0003	0.000016
7	1993	109	2.039	1.991	0.048	0.002	0.0001	0.000005
8	2001	102	2.008	1.991	0.017	0.000	0.0000	0.000000
9	1992	100	2.002	1.991	0.011	0.000	0.0000	0.000000
10	2008	98	1.991	1.991	0.000	0.000	0.0000	0.000000
11	1996	96	1.984	1.991	-0.007	0.000	0.0000	0.000000
12	2004	95	1.976	1.991	-0.015	0.000	0.0000	0.000000
13	1999	94	1.971	1.991	-0.019	0.000	0.0000	0.000000
14	2000	93	1.966	1.991	-0.025	0.001	0.0000	0.000000

(Lanjutan)

No.	Tahun	X	X	$\text{Log } \bar{X}$	$(\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})$	$(\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^2$	$(\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^3$	$(\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^4$
15	1995	93	1.967	1.991	-0.023	0.001	0.0000	0.000000
16	1994	93	1.969	1.991	-0.021	0.000	0.0000	0.000000
17	1990	93	1.969	1.991	-0.021	0.000	0.0000	0.000000
18	2006	91	1.960	1.991	-0.031	0.001	0.0000	0.000001
19	2009	91	1.958	1.991	-0.033	0.001	0.0000	0.000001
20	1998	90	1.956	1.991	-0.035	0.001	0.0000	0.000001
21	1997	89	1.950	1.991	-0.041	0.002	-0.0001	0.000003
22	2005	86	1.935	1.991	-0.056	0.003	-0.0002	0.000010
23	2007	82	1.916	1.991	-0.075	0.006	-0.0004	0.000031
24	2012	78	1.890	1.991	-0.100	0.010	-0.0010	0.000101
25	1988	76	1.879	1.991	-0.111	0.012	-0.0014	0.000154
Jumlah		2474	49.770			0.0971	0.0035	0.0012
		25						

Sumber : Dari hasil Perhitungan.

Untuk mencari nilai factor reduksi (k) pada distribusi Log Pearson Tipe III dapat langsung dilihat pada tabel 4.18 dengan melihat nilai T (periode ulang yang digunakan) dan juga nilai koefisien kemencengan (C_s).

Tabel 4.18 Nilai k Distribusi Log Pearson Tipe III

Koef. G	Interval kejadian (<i>Recurrence interval</i>), tahun (periode ulang)							
	1, 0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui (<i>Percent chance of being exceeded</i>)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	2.889
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.192	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.051	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	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	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-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	1.270	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
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.6	-3.889	-0.490	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
-3.0	-7.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

Dari tabel nilai k distribusi Log Pearson Tipe III maka dilakukan interpolasi dengan nilai $C_s = 0,624$, jika nilai T yang digunakan sebesar 10 tahun.

- Faktor Frekuensi (k) :

$$\frac{(1,328 - 1,333)}{(k - 1,333)} = \frac{(0,600 - 0,700)}{(0,624 - 0,700)}$$

$$K = 1,329$$

Dari perhitungan diatas sehingga didapat persamaan untuk distribusi Log Pearson Tipe III sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Log} X &= \overline{\text{Log} X} + k \cdot S \text{Log} \\ \text{Log} X &= 1,991 + 1,329 \cdot 0,064 \\ X &= 118,946 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4.19 Perhitungan Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi Log Person Tipe III

Tahun	$\overline{\text{Log} X}$	S_{Log}	K	$\text{Log} X$	X
2	1.991	0.064	-0.1031	1.984	96.440
5	1.991	0.064	0.7976	2.042	110.037
10	1.991	0.064	1.3292	2.075	118.946
20	1.991	0.064	1.9457	2.115	130.185
50	1.991	0.064	2.3705	2.142	138.541
100	1.991	0.064	2.7716	2.167	146.921

Dari tabel hasil perhitungan pada Tabel 4.19, didapatkan curah hujan rata-rata untuk periode ulang 10 tahun (X) daalah sebesar 118,946 mm.

Dari perhitungan analisa ditribusi terhadap data yang ada didapatkan nilai Parameter statistik dari masing-masing distribusi Gumbel, distribusi Normal, distribusi Pearson tipe III, distribusi Log Normal, dan distribusi Log Pearson Tipe III. Dan dapat diketahui bahwa parameter distribusi yang dapat diterima hanya distribusi Gumbel dan Log pearson tipe III. Persyaratan nilai parameter dari masing-masing distribusi dapat dilihat pada tabel 4.20 di bawah ini.

Tabel 4.20 Nilai Parameter Distribusi

No	Distribusi	Nilai	Persyaratan	Perhitungan	Keputusan
1	Gumbel	Cs Ck	$Cs < 1.1396$ $Ck < 5.4002$	1.06 4.69	Memenuhi
2	Normal	Cs Ck	0 3	1.06 4.69	Tidak Memenuhi
3	Log Normal	Cs Ck	$3 \cdot Cv + Cv^2$ 5.383	0.62 3.79	Tidak Memenuhi
4	Person Tipe III	Cs Ck	$0 < Cs < 0,9$ $0 < Ck < 0,9$	1.06 4.69	Tidak Memenuhi
4	Log Person Tipe III	Cs Ck	$Cs \neq 0$ $Ck \neq 0$	0.62 3.79	Memenuhi

4.1.5 Uji Kecocokan Sebaran

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

1. Uji Chi kuadrat

a. Distribusi Gumbel

Jumlah data (n) = 25

Jumlah kelas (k) = $1 + 1,33 \ln(n)$

= $1 + 1,33 \ln(25)$

= 5,28 → dipakai 5 grup

Derajat Kepercayaan (DK) = $G - (R + 1)$

= $5 - (1 + 1) = 3$

Nilai $R=1$ untuk distribusi poisson dan Gumbel.

t yang diambil = 5%

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi Gumbel adalah :

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

Dari hasil perhitungan sebelumnya pada tabel 4.7 didapatkan :

$$\bar{X} = 98,949$$

$$S = 15,179$$

Untuk harga k dapat dilihat pada tabel variable reduksi Gumbel

Tabel 4.21 Variabel Reduksi Gumbel

T (tahun)	Peluang	Y
1.001	0.001	-1.930
1.005	0.005	-1.670
1.01	0.01	-1.530
1.05	0.05	-1.097
1.11	0.10	-0.834
1.25	0.20	-0.476
1.33	0.25	-0.326
1.43	0.30	-0.185
1.67	0.40	0.087
2	0.50	0.366
2.5	0.60	0.671
3.33	0.70	1.030
4	0.75	1.240
5	0.80	1.510
10	0.90	2.250
20	0.95	2.970
50	0.98	3.900
100	0.99	4.600
200	0.995	5.290
500	0.998	6.210
1000	0.999	6.900

Berdasarkan persamaan Gumbel didapat :

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

$$X = 98,989 + k \cdot 15,179$$

1. Untuk $P = 0.20$ $X = 98,989 + (-0.476) \cdot 15,179$
 $= 91,723$
2. Untuk $P = 0.40$ $X = 98,989 + 0.087 \cdot 15,179$
 $= 100,269$
3. Untuk $P = 0.60$ $X = 98,989 + 0.671 \cdot 15,179$
 $= 109,134$
4. Untuk $P = 0.80$ $X = 98,989 + 1.510 \cdot 15,179$
 $= 121,870$

Tabel 4.22 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Gumbel

No.	Nilai batas	Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
	sub kelas	O_i	E_i		
1	$X \leq 91,723$	6	5	1	0,20
2	$91,723 < X \leq 100,296$	10	5	25	5,00
3	$100,296 < X \leq 109,134$	2	5	9	1,80
4	$109,134 < X \leq 121,870$	5	5	0	0,00
5	$X > 121,870$	2	5	9	1,80
Jumlah		25	25		8,80

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas didapat harga $Xh^2 = 8,80$ dengan derajat kebebasan $(dk) = 5 - 1 + 1 = 3$. Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi – Kuadrat, maka nilai kritis untuk uji chi – kuadrat pada derajat kepercayaan $(\alpha) = 5 \%$ diperoleh nilai $X^2 = 7,815$. Berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa $Xh^2 < X^2$ yaitu : $8,80 > 7,815$ sehingga persamaan Distribusi Gumbel **Tidak dapat diterima.**

b. Distribusi Log Pearson Tipe III

Jumlah data (n) = 25

Jumlah kelas (k) = $1 + 1,33 \ln (n)$

= $1 + 1,33 \ln (25)$

= 5,28 → dipakai 5 grup

Derajat Kepercayaan (DK) = $G - (R + 1)$

= $5 - (2 + 1) = 2$

Nilai $R=2$ untuk disribusi
Nominal dan Binomial

t yang diambil = 5%

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi Gumbel adalah :

$$\overline{\text{Log}X} = \overline{\text{Log}X} + k.S \log X$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya pada tabel 4.17 didapatkan :

$$Cs = 0,624$$

$$\overline{\text{Log}X} = 1,991$$

$$S\text{Log} = 0,064$$

$$1. \text{ Untuk } P = 0,20 \rightarrow T = \frac{1}{0,20} = 5 \text{ tahun}$$

Dengan interpolasi pada tabel nilai k , untuk $Cs = 0,624$ didapat nilai k :

$$\frac{(0,800 - 0,790)}{(k - 0,790)} = \frac{(0,600 - 0,700)}{(0,624 - 0,700)}$$

$$k = 0,798$$

$$\text{Log}X = 1,991 + k * 0,064$$

$$= 1,991 + 0,801 * 0,064$$

$$= 2,048$$

$$X = 110,037$$

$$2. \text{ Untuk } P = 0,40 \rightarrow T = \frac{1}{0,40} = 2,5 \text{ tahun}$$

Dengan interpolasi pada tabel nilai k , untuk $Cs = 0,624$ didapat nilai k :

$$\frac{(0,051 - 0,036)}{(k - 0,036)} = \frac{(0,600 - 0,700)}{(0,624 - 0,700)}$$

$$k = 0,047$$

$$\text{Log}X = 1,991 + k * 0,064$$

$$= 1,991 + 0,047 * 0,064$$

$$= 1,994$$

$$X = 98,588$$

$$3. \text{ Untuk } P = 0,60 \rightarrow T = \frac{1}{0,60} = 1,7 \text{ tahun}$$

Dengan interpolasi pada tabel nilai k , untuk $C_s = 0,624$ didapat nilai k :

$$\frac{((-0,433) - (-0,442))}{(k - (-0,442))} = \frac{(0,600 - 0,700)}{(0,624 - 0,700)}$$

$$k = -0,435$$

$$\begin{aligned} \text{Log}X &= 1,991 + k * 0,064 \\ &= 1,991 + (-0,435) * 0,064 \\ &= 1,963 \end{aligned}$$

$$X = 91,862$$

$$4. \text{ Untuk } P = 0,80 \rightarrow T = \frac{1}{0,80} = 1,3 \text{ tahun}$$

Dengan interpolasi pada tabel nilai k , untuk $C_s = 0,624$ didapat nilai k :

$$\frac{((-0,857) - (-0,857))}{(k - (-0,857))} = \frac{(0,600 - 0,700)}{(0,624 - 0,700)}$$

$$k = -0,857$$

$$\begin{aligned} \text{Log}X &= 1,991 + k * 0,064 \\ &= 1,991 + (-0,857) * 0,064 \\ &= 1,936 \end{aligned}$$

$$X = 86,359$$

Tabel 4.23 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson III

No.	Nilai batas	Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
	sub kelas	O_i	E_i		
1	$X \leq 86,359$	4	5	1	0,20
2	$86,361 < X \leq 91,862$	4	5	1	0,20
3	$91,862 < X \leq 98,586$	8	5	9	0,80
4	$98,586 < X \leq 110,037$	3	5	4	1,80
5	$X > 110,037$	6	5	1	0,20
Jumlah		25	25		3,20

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas didapat harga $Xh^2 = 3,20$ dengan derajat kebebasan $(dk) = 5 - 2 + 1 = 2$. Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi - Kuadrat, maka nilai kritis

untuk uji chi – kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5 % diperoleh nilai $X^2 = 5,991$. Berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa $Xh^2 < X^2$ yaitu : $3,20 < 5,991$ sehingga persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III **dapat diterima.**

2. Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji Kecocokan Smirnov – Kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

a. Distribusi Gumbel

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2010 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 143 mm :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Dari Tabel 4.3 untuk data hujan tahun 2010 dengan tinggi hujan = 143 mm didapat :

$$m \text{ (peringkat / nomer rangking)} = 1$$

$$n \text{ (jumlah data hujan)} = 25$$

$$\bar{X}_{rata-rata} = 98,949$$

$$S \text{ (standart deviasi)} = 15,179$$

Dengan rumus peluang :

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)}$$

$$= \frac{1}{(25+1)}$$

$$= 0,0385$$

2. Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus :

$$P(X <) = 1 - P(X)$$

$$= 1 - 0,0385$$

$$= 0,9615$$

3. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{(X - \bar{X})}{S}$$

$$= \frac{(143-98,949)}{15,179}$$

$$= 2,87$$

4. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan Tabel wilayah luas dibawah kurva normal, dari nilai $f(t)$.

Dari tabel dengan nilai

$$f(t) = 2,87 \rightarrow P'(X <) = 0,9979$$

Sehingga besarnya $P'(X)$:

$$P'(X) = 1 - P'(X <)$$

$$= 1 - 0,9979$$

$$= 0,0021$$

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$D = P'(X <) - P(X <)$$

$$= 0,9979 - 0,9615$$

$$= 0,0364$$

Untuk perhitungan data hujan uji kecocokan Smirnov - Kolmogorov yang lain ditabelkan dalam Tabel 4.24. sebagai berikut :

Tabel 4.24 Hasil Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Gumbel

Tahun	m	X	$P(X) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(X <)$	$f(t) = \frac{(X - \bar{X})}{s}$	$P'(X <)$	$P'(X)$	D
2010	1	143	0.0385	0.9615	2.87	0.9979	0.0021	0.0364
1989	2	123	0.0769	0.9231	1.56	0.9406	0.0594	0.0175
2002	3	118	0.1154	0.8846	1.24	0.8923	0.1077	0.0077
2011	4	115	0.1538	0.8462	1.07	0.8577	0.1423	0.0115
1991	5	113	0.1923	0.8077	0.95	0.8289	0.1711	0.0212
2003	6	113	0.2308	0.7692	0.94	0.8264	0.1736	0.0572
1993	7	109	0.2692	0.7308	0.69	0.7549	0.2451	0.0241
2001	8	102	0.3077	0.6923	0.18	0.5714	0.4286	-0.1209
1992	9	100	0.3462	0.6538	0.09	0.5359	0.4641	-0.1179
2008	10	98	0.3846	0.6154	-0.06	0.4761	0.5239	-0.1393
1996	11	96	0.4231	0.5769	-0.17	0.4325	0.5675	-0.1444
2004	12	95	0.4615	0.5385	-0.29	0.3859	0.6141	-0.1526
1999	13	94	0.5000	0.5000	-0.35	0.3632	0.6368	-0.1368
2000	14	93	0.5385	0.4615	-0.42	0.3520	0.6480	-0.1095

(Lanjutan)

Tahun	m	X	$P(X) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(X <)$	$f(t) = \frac{(X - \bar{X})}{S}$	$P'(X <)$	$P'(X)$	D
1995	15	93	0.5769	0.4231	-0.41	0.3372	0.6628	-0.0859
1994	16	93	0.6154	0.3846	-0.38	0.3520	0.6480	-0.0326
1990	17	93	0.6538	0.3462	-0.38	0.3409	0.6591	-0.0053
2006	18	91	0.6923	0.3077	-0.51	0.2946	0.7054	-0.0131
2009	19	91	0.7308	0.2692	-0.54	0.3050	0.6950	0.0358
1998	20	90	0.7692	0.2308	-0.57	0.2843	0.7157	0.0535
1997	21	89	0.8077	0.1923	-0.64	0.2611	0.7389	0.0688
2005	22	86	0.8462	0.1538	-0.84	0.2005	0.7995	0.0467
2007	23	82	0.8846	0.1154	-1.09	0.1379	0.8621	0.0225
2012	24	78	0.9231	0.0769	-1.40	0.0808	0.9192	0.0039
1988	25	76	0.9615	0.0385	-1.53	0.0630	0.9370	0.0245

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan nilai D dalam Tabel 4.12. diatas didapat harga $D_{max} = 0,0688$ pada data dengan peringkat 6. Dengan menggunakan Tabel Nilai kritis Do untuk Uji Smirnov – Kolmogorov, untuk derajat kepercayaan 5 % dan $N = 25$, maka diperoleh $Do = 0,270$.

Karena nilai $D_{max} = 0,0688$ lebih kecil dari pada nilai $Do = 0,270$ maka persamaan Distribusi Gumbel **dapat diterima** untuk menghitung distribusi peluang data hujan harian.

b. Distribusi Log Pearson Tipe III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2010 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 143 mm :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Dari Tabel 4.3 untuk data hujan tahun 2010 dengan tinggi hujan = 143 mm didapat :

$$\begin{aligned} m \text{ (peringkat / nomer rangking)} &= 1 \\ n \text{ (jumlah data hujan)} &= 25 \\ \frac{\text{Log}X_{rata2}}{S\text{Log} X} &= 1,991 \\ &= 0,064 \end{aligned}$$

Dengan rumus peluang :

$$\begin{aligned} P(\text{Log}X) &= \frac{m}{(n+1)} \\ &= \frac{1}{(25+1)} \\ &= 0,0385 \end{aligned}$$

2. Besarnya $P(\text{Log}X <)$ dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} P(\text{Log}X <) &= 1 - P(\text{Log}X) \\ &= 1 - 0,0385 \\ &= 0,9615 \end{aligned}$$

3. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} f(t) &= \frac{(\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})}{S\text{Log}X} \\ &= \frac{(2,154 - 1,991)}{0,064} \\ &= 2,56 \end{aligned}$$

4. Besarnya peluang teoritis $P'(\text{Log}X)$ dicari dengan menggunakan Tabel wilayah luas dibawah kurva normal, dari nilai $f(t)$.

Dari tabel dengan nilai

$$f(t) = 2,56 \rightarrow P'(\text{Log}X <) = 0,9948$$

Sehingga besarnya $P'(\text{Log}X)$:

$$\begin{aligned} P'(\text{Log}X) &= 1 - P'(\text{Log}X <) \\ &= 1 - 0,9948 \\ &= 0,0052 \end{aligned}$$

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} D &= P'(\text{Log}X <) - P(\text{Log}X <) \\ &= 0,9948 - 0,9615 \\ &= 0,0333 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan data hujan uji kecocokan Smirnov - Kolmogorov yang lain ditabelkan dalam Tabel 4.25 sebagai berikut :

Tabel 4.25 Hasil Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Log Pearson III

Tahun	m	$\log X$	$P(X) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(\log X <)$	$f(t) = \frac{(\log X - \overline{\log X})}{S \log X}$	$P'(\log X)$	$P'(\log X <)$	D
2010	1	2.154	0.0385	0.9615	2.56	0.9948	0.0052	0.0333
1989	2	2.088	0.0769	0.9231	1.54	0.9382	0.0618	0.0151
2002	3	2.071	0.1154	0.8846	1.26	0.8962	0.1038	0.0116
2011	4	2.061	0.1538	0.8462	1.11	0.8665	0.1335	0.0203
1991	5	2.054	0.1923	0.8077	1.00	0.8413	0.1587	0.0336
2003	6	2.054	0.2308	0.7692	0.99	0.8389	0.1611	0.0697
1993	7	2.039	0.2692	0.7308	0.76	0.7764	0.2236	0.0456
2001	8	2.008	0.3077	0.6923	0.26	0.6026	0.3974	-0.0897
1992	9	2.002	0.3462	0.6538	0.17	0.5675	0.4325	-0.0863
2008	10	1.991	0.3846	0.6154	0.01	0.5040	0.4960	-0.1114
1996	11	1.984	0.4231	0.5769	-0.11	0.4562	0.5438	-0.1207
2004	12	1.976	0.4615	0.5385	-0.24	0.4052	0.5948	-0.1333
1999	13	1.971	0.5000	0.5000	-0.30	0.3821	0.6179	-0.1179
2000	14	1.966	0.5385	0.4615	-0.39	0.3669	0.6331	-0.0946

(Lanjutan)

Tahun	m	Log X	$P(X) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(\text{LogX} <)$	$f(t) = \frac{(\text{LogX} - \overline{\text{LogX}})}{S\text{LogX}}$	$P'(\text{LogX})$	$P'(\text{LogX} <)$	D
1995	15	1.967	0.5769	0.4231	-0.37	0.3483	0.6517	-0.0748
1994	16	1.969	0.6154	0.3846	-0.34	0.3669	0.6331	-0.0177
1990	17	1.969	0.6538	0.3462	-0.34	0.3557	0.6443	0.0095
2006	18	1.960	0.6923	0.3077	-0.48	0.3015	0.6985	-0.0062
2009	19	1.958	0.7308	0.2692	-0.52	0.3156	0.6844	0.0464
1998	20	1.956	0.7692	0.2308	-0.55	0.2912	0.7088	0.0604
1997	21	1.950	0.8077	0.1923	-0.64	0.2611	0.7389	0.0688
2005	22	1.935	0.8462	0.1538	-0.87	0.1922	0.8078	0.0384
2007	23	1.916	0.8846	0.1154	-1.18	0.1190	0.8810	0.0036
2012	24	1.890	0.9231	0.0769	-1.58	0.0571	0.9429	-0.0198
1988	25	1.879	0.9615	0.0385	-1.75	0.0401	0.9599	0.0016

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan nilai D dalam Tabel 4.13. diatas didapat harga $D_{max} = 0,070$ pada data dengan peringkat 6. Dengan menggunakan Tabel Nilai kritis Do untuk Uji Smirnov – Kolmogorov, untuk derajat kepercayaan 5 % dan $N = 25$, maka diperoleh $Do = 0,270$.

Karena nilai $D_{max} = 0,070$ lebih kecil dari pada nilai $Do = 0,270$ maka persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III **dapat diterima** untuk menghitung distribusi peluang data hujan harian.

4.1.6 Kesimpulan Analisa Frekuensi

Kesimpulan yang diperoleh dari hasil Uji Kecocokan untuk menentukan persamaan distribusi yang dipakai ditampilkan dalam Tabel 4.26. berikut :

Tabel 4.26 Kesimpulan Uji Kecocokan

Persamaan Distribusi	Uji Kecocokan							
	Chi - Kuadrat				Smirnov - Kolmogorov			
	Xh^2	Nilai	X^2	Ket	D_{maks}	Nilai	Do	Ket
Gumbel	23,60	>	5,991	Tidak Memenuhi	0,069	<	0,270	Memenuhi
Log Pearson Tipe III	3,20	<	5,991	Memenuhi	0,070	<	0,270	Memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.7 Perhitungan Koefisien Pengaliran Gabungan

Dari data tata guna lahan, didapatkan wilayah studi terdiri dari daerah permukiman yang padat penduduk, perindustrian, perdagangan, pertanian, tambak dan juga sawah. Untuk mencari koefisien pengaliran pada saluran digunakan contoh pada perhitungan Saluran sekunder Pager :

$$= \frac{[C_1.A_1]+[C_2.A_2]+[C_3.A_3]}{[A_1+A_2+A_3]}$$

$$= \frac{[0,25.541]+[0,65.368]+[0,20.70]+[0,10.61]+[0,10.20]+[0,75.21,47]}{[541+368+70+60,73+20,40+21,47]}$$

Maka didapatkan Cgabungan = 0,381

Tabel 4.27 Perhitungan Nilai Koefisien Pengaliran pada tiap sub Catchment

No.	Nama Saluran	Tata Guna lahan	Luas Area (ha)	Total A (ha)	Nilai Koefisien Pengaliran (C)	C Gabungan
1	Tersier Purboyo I a	Sawah	230.28	345	0.35	0.390
		Permukiman	102.38		0.50	
		Ladang/Tegalan	4.59		0.20	
		Perkebunan	3.45		0.10	
		Paving dan Beton	1.78		0.70	
		Taman	2.90		0.10	
2	Tersier Purboyo I b	Sawah	329.00	406	0.35	0.386
		Permukiman	65.54		0.60	
		Ladang/Tegalan	9.11		0.20	
		Perkebunan	2.40		0.10	
3	Sekunder Watessari	Sawah	715.01	1011	0.35	0.384
		Permukiman	262.14		0.50	
		Ladang/Tegalan	19.37		0.20	
		Perkebunan	9.74		0.10	
		Paving dan Beton	1.78		0.70	
		Taman	2.90		0.10	
4	Sekunder Seketi	Sawah	195.34	371	0.35	0.392
		Permukiman	98.10		0.60	
		Ladang/Tegalan	43.77		0.20	
		Perkebunan	21.89		0.10	
		Indrustri	11.74		0.60	
5	Sekunder Sirapan	Sawah	319.68	634	0.30	0.395
		Permukiman	156.91		0.65	
		Ladang/Tegalan	92.28		0.30	
		Perkebunan	32.63		0.25	
		Taman	12.58		0.25	
		Indrustri	11.74		0.70	
		Paving dan Beton	7.70		0.70	
6	Sekunder Bader	Sawah	1342.69	2221	0.35	0.426
		Permukiman	593.05		0.65	
		Ladang/Tegalan	143.65		0.25	
		Perkebunan	84.37		0.25	
		Taman	16.98		0.25	
		Indrustri	30.74		0.75	
		Paving dan Beton	9.48		0.70	

(Lanjutan)

7	Tersier Sidomukti	Sawah	109.64	331	0.20	0.397
		Permukiman	127.10		0.65	
		Ladang/Tegalan	32.78		0.25	
		Perkebunan	25.35		0.10	
		Taman	16.91		0.10	
		Paving dan Beton	18.99		0.75	
8	Sekunder Pager	Sawah	541.39	1082	0.25	0.381
		Permukiman	367.83		0.65	
		Ladang/Tegalan	70.24		0.20	
		Perkebunan	60.73		0.10	
		Taman	20.40		0.10	
		Paving dan Beton	21.47		0.75	
9	Sekunder Jogopati	Sawah	205.74	555	0.30	0.369
		Permukiman	157.88		0.65	
		Ladang/Tegalan	105.34		0.30	
		Perkebunan	85.87		0.10	
10	Sekunder Sidokare	Sawah	208.78	1464	0.20	0.492
		Permukiman	752.31		0.75	
		Ladang/Tegalan	75.20		0.30	
		Perkebunan	100.10		0.25	
		Taman	77.60		0.20	
		Perdagangan	10.80		0.70	
		Paving dan Beton	32.00		0.70	
		Pertambakan	207.21		0.10	
11	Sekunder Kumambang	Sawah	203.30	1331	0.20	0.471
		Permukiman	701.54		0.75	
		Ladang/Tegalan	74.91		0.10	
		Perkebunan	107.30		0.10	
		Taman	47.72		0.25	
		Indrustri	16.45		0.75	
		Pertambakan	179.87		0.10	
12	Sekunder Karangbong	Pertambakan	29.00	34	0.25	0.228
		Hutan Bakau	5.00		0.10	
13	Sekunder Kedungguling	Sawah	41.21	882	0.30	0.33
		Permukiman	24.81		0.40	
		Perkebunan	96.00		0.35	
		Pertambakan	628.00		0.35	
		Hutan Bakau	92.25		0.20	
14	Primer Pucang 1	Sawah	652.68	1549	0.35	0.502
		Permukiman	481.74		0.75	
		Ladang/Tegalan	155.40		0.35	
		Perkebunan	93.24		0.35	
		Taman	13.99		0.35	
		Indrustri	15.54		0.95	
		Paving dan Beton	12.43		0.85	
		Pertambakan	77.70		0.35	
		Perdagangan	46.62		0.95	
15	Primer Pucang 2	Pertambakan	446.50	449	0.35	0.350
		Hutan Bakau	2.50		0.30	
16	Primer Pucang 3	Permukiman	6.40	848	0.50	0.350
		Pertambakan	816.00		0.35	
		Hutan Bakau	25.60		0.30	

4.1.8 Perhitungan Curah Hujan Effektif Periode Ulang

Perhitungan rata-rata hujan (R_t) sampai jam ke t adalah :

$$1. R_{t_1} = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{1} \right]^{2/3} = 0.585 \times R_{24}$$

$$2. R_{t_2} = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{2} \right]^{2/3} = 0.368 \times R_{24}$$

$$3. R_{t_3} = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{3} \right]^{2/3} = 0.281 \times R_{24}$$

$$4. R_{t_4} = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{4} \right]^{2/3} = 0.232 \times R_{24}$$

$$5. R_{t_5} = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{5} \right]^{2/3} = 0.200 \times R_{24}$$

Perhitungan distribusi tinggi hujan (R_t) pada jam ke t :

$$1. R_{t_1} = 1 \times R_1 = 0.585 \times R_{24}$$

$$2. R_{t_2} = 2 \times R_2 - 1 \times R_1 = 0.151 \times R_{24}$$

$$3. R_{t_3} = 3 \times R_3 - 2 \times R_2 = 0.107 \times R_{24}$$

$$4. R_{t_4} = 4 \times R_4 - 3 \times R_3 = 0.085 \times R_{24}$$

$$5. R_{t_5} = 5 \times R_5 - 4 \times R_4 = 0.072 \times R_{24}$$

Perhitungan distribusi hujan efektif (Re) pada jam ke t dengan nilai C (berdasarkan perhitungan koefisien pengaliran pada).

$$1. Re_1 = R_{t_1} \times C$$

$$2. Re_2 = R_{t_2} \times C$$

$$3. Re_3 = R_{t_3} \times C$$

$$4. Re_4 = R_{t_4} \times C$$

$$5. Re_5 = R_{t_5} \times C$$

Perhitungan distribusi tinggi hujan efektif periode ulang 10 tahun ditabelkan dalam tabel 4.28.

Tabel 4.28 Perhitungan Distribusi Tinggi Hujan Periode Ulang 10 Tahun

Jam Ke-	Rt (mm)	Rt' (mm)	Periode Ulang 10 Tahun	
			R24 maks (mm) adalah 118,946	
			Rt (mm)	Rt' (mm)
1	0.585	0.585	69.583	69.583
2	0.368	0.151	43.772	17.961
3	0.281	0.107	33.424	12.727
4	0.232	0.085	27.595	10.110
5	0.200	0.072	23.789	8.564

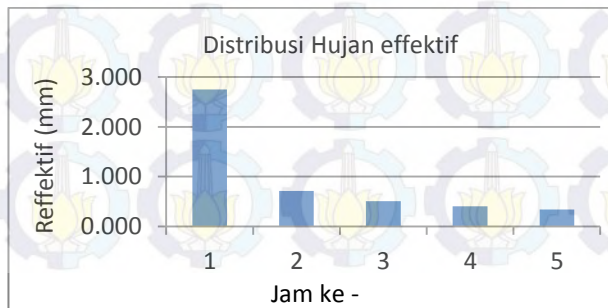
Untuk perhitungan distribusi tinggi hujan efektif diambil contoh perhitungan pada sub catchment sekunder Bader.

- Luas DAS = 22,21 km²
- R₂₄ = 118,95 mm = 11,895 cm
- Koefisien Pengaliran = 0,426

Dari tabel 4.28 diketahui Rt tiap jamnya sehingga untuk mendapatkan R_{eff} tiap jamnya untuk sub catchment sekunder Bader dapat dihitung yakni dengan perumusan :

$$R_{\text{eff}} = R_t \times C \text{ (koefisien pengaliran)}$$

1. Reff_(jam 1) = 69,583 x 0,426 = 2,965 mm
2. Reff_(jam 2) = 17,961 x 0,426 = 0,765 mm
3. Reff_(jam 3) = 12,727 x 0,426 = 0,542 mm
4. Reff_(jam 4) = 10,110 x 0,426 = 0,431 mm
5. Reff_(jam 5) = 8,564 x 0,426 = 0,365 mm

**Gambar 4.1** Grafik Distribusi Hujan Effektif

Tabel 4.29 Perhitungan Distribusi Tinggi Hujan Efektif dengan R_{24}

No.	Nama Saluran	Jenis Saluran	Luas Sub Catchment	R ₂₄	C	R efektif				
						Jam - 1	Jam - 2	Jam - 3	Jam - 4	Jam - 5
			ha	mm	%	mm	mm	mm	mm	mm
1	Purboyo I a	Tersier	345	11.895	0.390	2.712	0.700	0.496	0.394	0.334
2	Purboyo I b	Tersier	406	11.895	0.386	2.683	0.692	0.491	0.390	0.330
3	Watessari	Sekunder	1011	11.895	0.384	2.669	0.689	0.488	0.388	0.328
4	Sirapan	Sekunder	371	11.895	0.392	2.725	0.703	0.498	0.396	0.335
5	Seketi	Sekunder	634	11.895	0.395	2.751	0.710	0.503	0.400	0.339
6	Bader	Sekunder	2221	11.895	0.426	2.965	0.765	0.542	0.431	0.365
7	Sidomukti	Tersier	331	11.895	0.397	2.760	0.712	0.505	0.401	0.340
8	Pager	Sekunder	1082	11.895	0.381	2.654	0.685	0.485	0.386	0.327
9	Jogopati	Sekunder	555	11.895	0.369	2.565	0.662	0.469	0.373	0.316
10	Sidokare	Sekunder	1464	11.895	0.492	3.421	0.883	0.626	0.497	0.421
11	Kumambang	Sekunder	1331	11.895	0.471	3.279	0.846	0.600	0.476	0.404
12	Karangbong	Sekunder	34	11.895	0.228	1.586	0.409	0.290	0.230	0.195
13	Kedungguling	Sekunder	882	11.895	0.333	2.320	0.599	0.424	0.337	0.286
14	Pucang 1	Primer	1549	11.895	0.502	3.496	0.902	0.639	0.508	0.430
15	Pucang 2	Primer	449	11.895	0.350	2.433	0.628	0.445	0.354	0.300
16	Pucang 3	Primer	848	11.895	0.350	2.433	0.628	0.445	0.353	0.299

4.1.9 Perhitungan Hidrograf Banjir

Perhitungan hidrogrf dapat digunakan sebagai salah satu metode untuk menghitung debit banjir rancangan yang diturunkan dari data hujan dan pengukuran debit dari suatu Daerah Aliran Sungai (DAS). Dalam perhitungan hidrograf untuk Kali Pucang yang digunakan adalah hidrograf satuan Nakayasu. Parameter yang digunakan dalam hidrograf Nakayasu adalah debit puncak (Q_p), Waktu puncak (T_p), dan waktu dasar ($T_{0,3}$).

1. Sekunder Jogopati

Parameter Hidrograf Nakayasu :

$$A = 5,55 \text{ km}^2 = 555 \text{ ha}$$

$$L = 6,500 \text{ km}$$

$$R_0 = 1 \text{ mm}$$

$$Tr = 1 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} T_g &= 0,21 \times L^{0,07} \quad (L < 15 \text{ km}) \\ &= 0,21 \times 6,500^{0,07} \\ &= 0,239 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p &= T_g + (0,8 \times tr) \\ &= 0,239 + (0,8 \times 1) \\ &= 1,039 \text{ jam} \end{aligned}$$

$a = 3$ (untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat).

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= a \times T_g \\ &= 3 \times 0,239 \\ &= 0,718 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A \times R_0}{3,6 \times (0,3 \times T_p + T_{0,3})} \\ &= \frac{5,55 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 1,039 + 0,718)} \\ &= 1,496 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$T_p + T_{0,3} = 1,039 + 0,718 = 1,758 \text{ Jam}$$

$$T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 1,048 + 0,718 + (1,5 \times 0,718) = 2,835 \text{ Jam}$$

Tabel 4.30 Pada Waktu Kurva Naik ($0 < t < T_p = 1,048$)

t (jam)	$A = \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4}$	$Q = Q_p \times A$
0.000	0.000	0.000
0.500	0.173	0.258
1.000	0.911	1.364

Tabel 4.31 Pada Waktu Kurva Turun ($T_p = 1,048 < t < T_p + T_{0,3} = 1,790$)

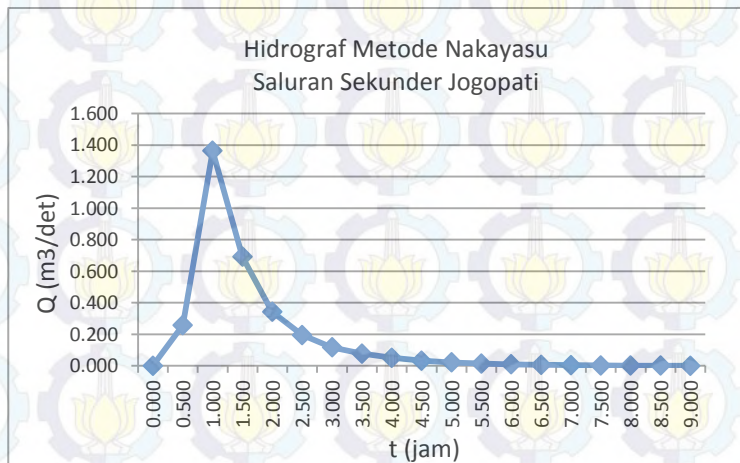
t (jam)	$A = (t - T_p) / T_{0,3}$	$0,3^A$	$Q = Q_p \times A$
1.500	0.64	0.46	0.691

Tabel 4.32 Pada Waktu Kurva Turun ($T_p + T_{0,3} = 1,790 < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 2,904$)

t (jam)	$A = \frac{(t - T_p) + (0,5 \times T_{0,3})}{1,5 \times T_{0,3}}$	$0,3^A$	$Q = Q_p \times A$
2.000	1.23	0.23	0.342
2.500	1.69	0.13	0.196

Tabel 4.33 Pada Waktu Kurva Turun ($< T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 2,904$)

t (jam)	$A = \frac{(t - T_p) + (1,5 \times T_{0,3})}{(2 \times T_{0,3})}$	$0,3^A$	$Q = Q_p \times A$
3.000	2.11	0.08	0.117
3.500	2.46	0.05	0.077
4.000	2.81	0.03	0.051
4.500	3.16	0.02	0.033
5.000	3.51	0.01	0.022
5.500	3.86	0.01	0.014
6.000	4.20	0.01	0.009
6.500	4.55	0.00	0.006
7.000	4.90	0.00	0.004
7.500	5.25	0.00	0.003
8.000	5.60	0.00	0.002
8.500	5.94	0.00	0.001
9.000	6.29	0.00	0.001



Gambar 4.2 Unit Hidrograf Nakayasu Periode Ulang 10 Tahun Saluran sekunder Jogopati

2. Primer Pucang 1

Parameter Hidrograf Nakayasu :

$$A = 15,49 \text{ km}^2 = 1549 \text{ ha}$$

$$L = 15,600 \text{ km}$$

$$R_0 = 1 \text{ mm}$$

$$Tr = 1 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} T_g &= 0,21 \times L^{0,07} \quad (L < 15 \text{ km}) \\ &= 0,21 \times 15,600^{0,07} \\ &= 0,255 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p &= T_g + (0,8 \times tr) \\ &= 0,255 + (0,8 \times 1) \\ &= 1,055 \text{ jam} \end{aligned}$$

$a = 3$ (untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat).

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= a \times T_g \\ &= 3 \times 0,255 \\ &= 0,764 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A \times R_0}{3,6 \times (0,3 \times T_p + T_{0,3})} \\ &= \frac{15,49 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 1,055 + 0,764)} \\ &= 3,985 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$T_p + T_{0,3} = 1,055 + 0,764 = 1,818 \text{ Jam}$$

$$T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 1,055 + 0,764 + (1,5 \times 0,764) = 2,964 \text{ Jam}$$

Tabel 4.34 Pada Waktu Kurva Naik ($0 < t < T_p = 1,055$)

t (jam)	$A = \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4}$	$Q = Q_p \times A$
0.000	0.000	0.000
0.500	0.168	1.620
1.000	0.889	8.548

Tabel 4.35 Pada Waktu Kurva Turun ($T_p = 1,055 < t < T_p + T_{0,3} = 1,818$)

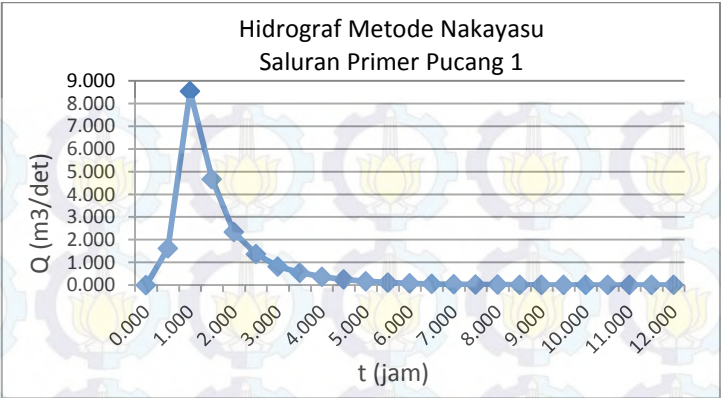
t (jam)	$A = (t - T_p) / T_{0,3}$	$0,3^A$	$Q = Q_p \times A$
1.500	0.60	0.49	4.670

Tabel 4.36 Pada Waktu Kurva Turun ($T_p + T_{0,3} = 1,818 < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 2,964$)

t (jam)	$A = \frac{(t - T_p) + (0,5 \times T_{0,3})}{1,5 \times T_{0,3}}$	$0,3^A$	$Q = Q_p \times A$
2.000	1.18	0.24	2.329
2.500	1.62	0.14	1.364

Tabel 4.37 Pada Waktu Kurva Turun ($< T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 2,964$)

t (jam)	$A = \frac{(t - T_p) + (1,5 \times T_{0,3})}{(2 \times T_{0,3})}$	$0,3^A$	$Q = Q_p \times A$
3.000	2.05	0.08	0.815
3.500	2.38	0.06	0.546
4.000	2.72	0.04	0.365
4.500	3.05	0.03	0.245
5.000	3.38	0.02	0.164
5.500	3.72	0.01	0.110
6.000	4.05	0.01	0.073
6.500	4.38	0.01	0.049
7.000	4.71	0.00	0.033
7.500	5.05	0.00	0.022
8.000	5.38	0.00	0.015
8.500	5.71	0.00	0.010
9.000	6.05	0.00	0.007
9.500	6.38	0.00	0.004
10.000	6.71	0.00	0.003



Gambar 4.3 Unit Hidrograf Nakayasu Periode Ulang 10 Tahun Saluran Primer Pucang 1.

4.1.10 Perhitungan Debit (Q) Banjir

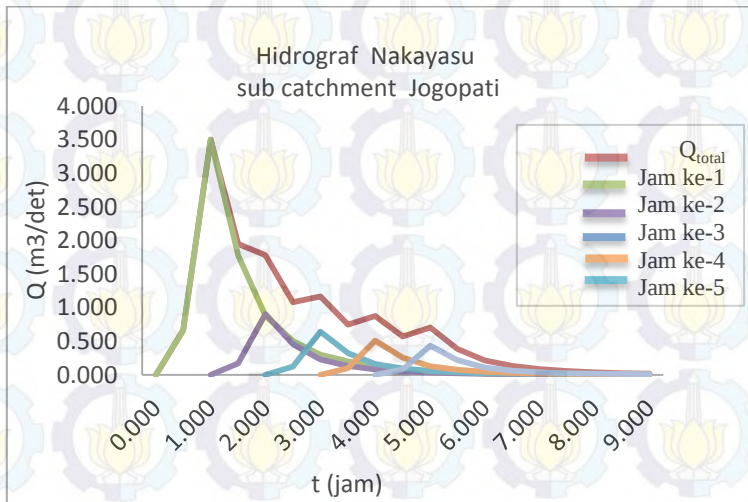
Perhitungan hidrograf debit banjir periode ulang 10 tahun dengan metode Nakayasu, ditabelkan dalam tabel 4.38 dan 4.39.

Tabel 4.38 Perhitungan Debit Banjir Periode Ulang 10 Tahun Saluran Sekunder Jogopati.

t (jam)	Debit (m3/dt)	Debit akibat hujan netto (m3/dt)					Total Debit Banjir (m3/dt)
		Jam ke-1	Jam ke-2	Jam ke-3	Jam ke-4	Jam ke-5	
		2.565	0.662	0.469	0.373	0.316	
0.000	0.000	0.000					0.000
0.500	0.258	0.663					0.663
1.000	1.364	3.498	0.000				3.498
1.500	0.691	1.773	0.171				1.944
2.000	0.342	0.878	0.903	0.000			1.781
2.500	0.196	0.502	0.458	0.121			1.081
3.000	0.117	0.301	0.227	0.640	0.000		1.167
3.500	0.077	0.198	0.130	0.324	0.096		0.748
4.000	0.051	0.130	0.078	0.161	0.508	0.000	0.877
4.500	0.033	0.086	0.051	0.092	0.258	0.082	0.568
5.000	0.022	0.056	0.034	0.055	0.128	0.431	0.703

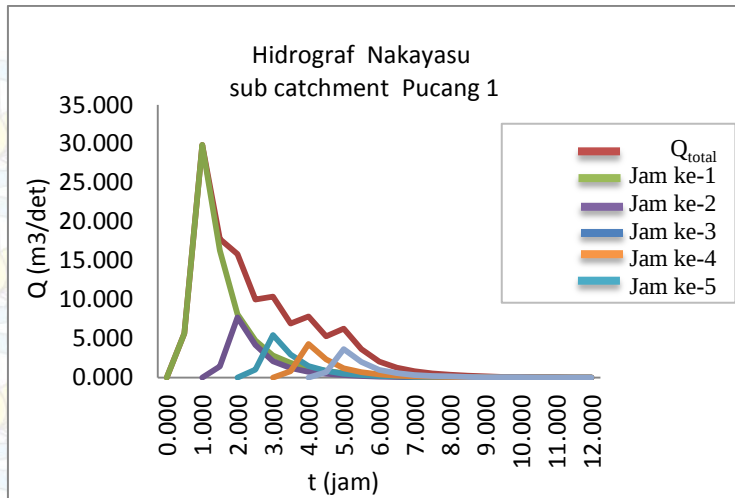
(Lanjutan)

5.500	0.014	0.037	0.022	0.036	0.073	0.218	0.386
6.000	0.009	0.024	0.015	0.024	0.044	0.108	0.214
6.500	0.006	0.016	0.010	0.016	0.029	0.062	0.132
7.000	0.004	0.011	0.006	0.010	0.019	0.037	0.083
7.500	0.003	0.007	0.004	0.007	0.012	0.024	0.055
8.000	0.002	0.005	0.003	0.004	0.008	0.016	0.036
8.500	0.001	0.003	0.002	0.003	0.005	0.011	0.024
9.000	0.001	0.002	0.001	0.002	0.004	0.007	0.016

**Gambar 4.4** Hidrograf Nakayasu Sub Catchment Jogopati

Tabel 4.39 Perhitungan Debit Banjir Periode Ulang 10 Tahun Saluran Primer Pucang 1.

c	Debit (m ³ /dt)	Debit akibat hujan netto (m ³ /dt)					Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		Jam ke-1	Jam ke-2	Jam ke-3	Jam ke-4	Jam ke-5	
		3.496	0.902	0.639	0.508	0.430	
0.000	0.000	0.000					0.000
0.500	1.620	5.662					5.662
1.000	8.548	29.886	0.000				29.886
1.500	4.670	16.328	1.462				17.790
2.000	2.329	8.144	7.714	0.000			15.858
2.500	1.364	4.771	4.215	1.036			10.021
3.000	0.815	2.850	2.102	5.466	0.000		10.419
3.500	0.546	1.908	1.231	2.986	0.823		6.949
4.000	0.365	1.278	0.736	1.490	4.342	0.000	7.846
4.500	0.245	0.856	0.493	0.873	2.372	0.697	5.290
5.000	0.164	0.573	0.330	0.521	1.183	3.678	6.286
5.500	0.110	0.384	0.221	0.349	0.693	2.010	3.656
6.000	0.073	0.257	0.148	0.234	0.414	1.002	2.055
6.500	0.049	0.172	0.099	0.156	0.277	0.587	1.292
7.000	0.033	0.115	0.066	0.105	0.186	0.351	0.823
7.500	0.022	0.077	0.044	0.070	0.124	0.235	0.551
8.000	0.015	0.052	0.030	0.047	0.083	0.157	0.369
8.500	0.010	0.035	0.020	0.031	0.056	0.105	0.247
9.000	0.007	0.023	0.013	0.021	0.037	0.071	0.165
9.500	0.004	0.015	0.009	0.014	0.025	0.047	0.111
10.000	0.003	0.010	0.006	0.009	0.017	0.032	0.074
10.500	0.002	0.007	0.004	0.006	0.011	0.021	0.050
11.000	0.001	0.005	0.003	0.004	0.007	0.014	0.033
11.500	0.001	0.003	0.002	0.003	0.005	0.009	0.022
12.000	0.001	0.002	0.001	0.002	0.003	0.006	0.015



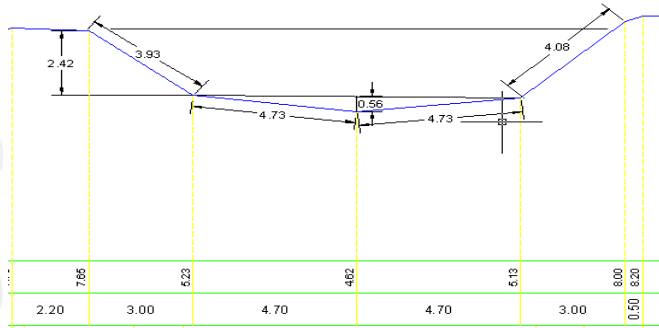
Gambar 4.5 Hidrograf Nakayasu Sub Catchment Pucang 1

Untuk perhitungan debit pada anak sungai lainnya bisa dilihat pada halaman lampiran.

4.2 ANALISA HIDROLIKA

4.2.1 Analisa Kapasitas Sungai

Perhitungan kapasitas sungai dilakukan untuk mengetahui kondisi penampang sungai di lapangan. Peninjauan kapasitas sungai dilakukan pada saat *full bank capacity* dengan memperhatikan tinggi tanggul kanan ataupun tanggul kiri terendah. Sebagai contoh perhitungan nilai kapasitas sungai pada *cross section* P1 dibandingkan dengan debit yang terjadi akibat hujan yaitu 37,103 m^3/detk .



Gambar 4.6 Penampang Melintang Kali Pucang P1

$$\begin{aligned}\text{Luas Penampang I} &= 0.5 \times (9.40 + 14.76) \times 2.42 = 29.934 \text{ m}^2 \\ \text{Luas Penampang II} &= 0.5 \times 9.40 \times 0.56 = 2.63 \text{ m}^2 \\ \text{Luas Penampang total} &= 31,864 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keliling Penampang I} &= 3.93 + 4.08 = 8.01 \text{ m} \\ \text{Keliling Penampang II} &= 4.73 + 4.73 = 9.46 \text{ m} \\ \text{Keliling Penampang total} &= 17.47 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jari-jari Hidrolis} = \frac{A}{P} = \frac{31,864}{17.47} = 1.824 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan} = 0,000249$$

$$\text{Kekasaran Manning} = 0.020$$

$$\begin{aligned}\text{Kecepatan} &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{0.5} \\ &= \frac{1}{0,020} \cdot 1,824^{2/3} \cdot 0,000249^{0.5} \\ &= 1,178 \text{ m/dtk}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kapasitas sungai} &= V \times A \\ &= 1,178 \times 31,864 \\ &= 37,536 \text{ m}^3/\text{dtk}\end{aligned}$$

Didapat dari hasil perhitungan penampang P1 mempunyai kapasitas tampung $37,536 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan debit yang mengalir adalah sebesar $37,103 \text{ m}^3/\text{detik}$, sehingga pada penampang P1 dinyatakan aman. Untuk perhitungan kapasitas penampang lainnya bisa dilihat pada tabel 4.40.

Tabel 4.40 Perhitungan Kapasitas Penampang Sungai

No	Saluran	A (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{2/3}	i	n	V (m ³ /dtk)	Q Hidrolika (m ³ /dtk)	Q Hidrologi (m ³ /dtk)	Ket
1	P1	31.864	17.470	1.824	1.493	0.000249	0.020	1.178	37.536	37.103	Aman
2	P2	30.707	17.395	1.765	1.461	0.000466	0.020	1.577	48.421	37.103	Aman
3	P3	44.148	16.257	2.716	1.947	0.000158	0.020	1.224	54.03	37.103	Aman
4	P4	27.781	16.793	1.654	1.399	0.000372	0.020	1.349	37.48	37.103	Aman
5	P5	23.176	15.689	1.477	1.297	0.000331	0.020	1.180	27.35	37.103	Meluber
6	P6	22.509	15.216	1.479	1.298	0.000534	0.020	1.500	33.77	37.103	Meluber
7	P7	32.228	19.737	1.633	1.387	0.000350	0.020	1.297	41.81	37.103	Aman
8	P8	15.555	14.549	1.069	1.046	0.000458	0.020	1.119	17.40	37.103	Meluber
9	P9	23.774	20.540	1.157	1.102	0.000197	0.020	0.774	18.39	37.103	Meluber
10	P10	46.588	21.217	2.196	1.690	0.000205	0.015	1.613	75.15	37.103	Aman
11	P11	35.509	20.762	1.710	1.430	0.000228	0.020	1.080	38.35	37.103	Aman
12	P12	22.778	18.730	1.216	1.139	0.000354	0.020	1.072	24.42	44.192	Meluber
13	P13	21.413	18.240	1.174	1.113	0.000493	0.020	1.236	26.46	44.192	Meluber
14	P14	20.193	18.291	1.104	1.068	0.000377	0.020	1.037	20.94	44.192	Meluber
15	P15	18.365	16.715	1.099	1.065	0.000568	0.020	1.269	23.30	44.192	Meluber
16	P16	21.458	16.575	1.295	1.188	0.000362	0.020	1.130	24.25	44.192	Meluber
17	P17	24.428	16.556	1.475	1.296	0.000323	0.020	1.165	28.45	47.690	Meluber
18	P18	34.708	18.459	1.880	1.524	0.000190	0.020	1.050	36.45	47.690	Meluber
19	P19	37.338	20.758	1.799	1.479	0.000127	0.020	0.834	31.12	47.690	Meluber
20	P20	45.433	21.285	2.135	1.658	0.000109	0.020	0.866	39.328	47.690	Meluber
21	P21	22.270	22.343	0.997	0.998	0.000246	0.020	0.783	17.43	47.690	Meluber
22	P22	28.989	22.380	1.295	1.188	0.000244	0.020	0.928	26.91	47.690	Meluber
23	P23	28.963	22.380	1.294	1.188	0.000270	0.020	0.976	28.26	47.690	Meluber
24	P24	46.694	21.553	2.166	1.675	0.000144	0.020	1.005	46.919	47.690	Meluber
25	P25	42.200	22.413	1.883	1.525	0.000146	0.020	0.921	38.88	47.690	Meluber
26	P26	27.081	20.014	1.353	1.223	0.000351	0.020	1.146	31.04	47.690	Meluber

(Lanjutan)

27	P28	28.380	20.600	1.378	1.238	0.000558	0.020	1.463	41.51	47.690	Meluber
28	P29	26.262	20.124	1.305	1.194	0.000763	0.020	1.649	43.32	47.690	Meluber
29	P30	30.376	19.811	1.533	1.330	0.000667	0.020	1.717	52.16	47.690	Aman
30	P31	23.379	19.266	1.213	1.138	0.004598	0.020	3.858	90.19	47.690	Aman
31	P32	18.746	18.810	0.997	0.998	0.000597	0.020	1.219	22.850	47.690	Meluber
32	P33	32.805	19.854	1.652	1.398	0.000445	0.025	1.180	38.69	47.690	Meluber
33	P34	40.483	19.819	2.043	1.610	0.000346	0.020	1.498	60.63	47.690	Aman
34	P35	23.374	18.547	1.260	1.167	0.000909	0.020	1.759	41.11	47.690	Meluber
36	P36	36.417	20.643	1.764	1.460	0.000436	0.025	1.220	44.42	47.690	Meluber
37	P37	34.964	23.532	1.486	1.302	0.000344	0.025	0.966	33.78	47.690	Meluber
38	P38	27.706	20.270	1.367	1.232	0.000820	0.020	1.764	48.86	47.690	Aman
39	P39	25.358	20.934	1.211	1.136	0.001836	0.020	2.435	61.74	47.690	Aman
40	P40	25.328	20.800	1.218	1.140	0.004986	0.020	4.026	101.98	47.690	Aman
41	P41	21.346	21.496	0.993	0.995	0.002247	0.020	2.359	50.36	47.690	Aman
43	P43	38.684	23.106	1.674	1.410	0.000199	0.025	0.796	30.782	47.690	Meluber
44	P44	48.143	23.423	2.055	1.617	0.000141	0.020	0.960	46.218	47.690	Meluber
45	P45	46.858	25.852	1.813	1.487	0.000135	0.025	0.691	32.38	47.690	Meluber
46	P46	40.120	25.977	1.544	1.336	0.000096	0.020	0.655	26.264	47.690	Meluber
47	P47	70.166	24.252	2.893	2.031	0.000116	0.020	1.094	76.75	47.690	Aman
48	P48	36.087	23.160	1.558	1.344	0.000131	0.020	0.769	27.76	47.690	Meluber
49	P49	41.263	23.045	1.791	1.475	0.000150	0.020	0.903	37.267	47.690	Meluber
50	P50	52.893	26.427	2.001	1.589	0.000093	0.020	0.766	40.51	47.690	Meluber
51	P51	33.828	20.325	1.664	1.405	0.000197	0.020	0.986	33.35	47.690	Meluber
52	P52	46.044	16.220	2.839	2.006	0.002171	0.025	3.738	172.10	47.690	Aman
53	P53	54.261	19.819	2.738	1.958	0.000388	0.020	1.928	104.621	47.690	Aman
54	P54	24.852	17.207	1.444	1.278	0.000637	0.020	1.613	40.08	47.690	Meluber
55	P55	34.373	17.529	1.961	1.567	0.000356	0.020	1.478	50.81	47.690	Aman
56	P56	26.102	18.483	1.412	1.259	0.000525	0.020	1.442	37.65	47.690	Meluber
57	P57	32.519	21.138	1.538	1.333	0.000156	0.020	0.832	27.07	47.690	Meluber
58	P58	33.981	22.826	1.489	1.304	0.000171	0.020	0.853	28.971	47.690	Meluber
59	P59	36.879	22.280	1.655	1.400	0.000415	0.020	1.426	52.57	47.690	Aman

(Lanjutan)

60	P60	49.855	23.554	2.117	1.649	0.000177	0.020	1.097	54.684	47.690	Aman
61	P61	38.377	20.885	1.838	1.501	0.000188	0.020	1.029	39.48	47.690	Meluber
62	P62	44.180	21.580	2.047	1.613	0.000120	0.020	0.883	39.03	47.690	Meluber
63	P63	36.871	20.136	1.831	1.497	0.000275	0.020	1.241	45.77	47.690	Meluber
64	P64	29.219	21.216	1.377	1.238	0.000277	0.020	1.030	30.10	47.690	Meluber
65	P65	20.036	19.940	1.005	1.003	0.000682	0.020	1.310	26.25	47.690	Meluber
66	P66	42.517	25.014	1.700	1.424	0.000154	0.020	0.884	37.58	47.690	Meluber
67	P67	30.022	26.365	1.139	1.090	0.000241	0.020	0.846	25.41	47.690	Meluber
68	P68	18.560	23.948	0.775	0.844	0.008295	0.020	3.842	71.306	47.690	Aman
69	P69	50.574	25.951	1.949	1.561	0.000610	0.020	1.927	97.463	47.690	Aman
70	P70	60.302	21.271	2.835	2.004	0.000535	0.025	1.854	111.79	47.690	Aman
71	P71	44.188	23.902	1.849	1.507	0.000250	0.025	0.953	42.106	47.690	Meluber
72	P72	61.050	21.915	2.786	1.981	0.000335	0.025	1.450	88.520	47.690	Aman
73	P73	31.042	21.538	1.441	1.276	0.000190	0.020	0.879	27.30	47.690	Meluber
74	P74	48.841	21.081	2.317	1.751	0.000209	0.020	1.266	61.83	47.690	Aman
75	P75	26.762	16.268	1.645	1.394	0.000261	0.020	1.126	30.13	47.690	Meluber
76	P76	51.210	14.486	3.535	2.322	0.000266	0.020	1.893	96.95	47.690	Aman
77	P77	41.102	18.489	2.223	1.704	0.000168	0.020	1.104	45.384	47.690	Meluber
78	P78	28.460	15.814	1.800	1.480	0.000238	0.020	1.141	32.487	47.690	Meluber
79	P79	34.482	17.093	2.017	1.597	0.000311	0.020	1.408	48.555	47.690	Aman
80	P80	32.024	17.364	1.844	1.504	0.000151	0.020	0.924	29.596	47.690	Meluber
81	P81	35.608	15.842	2.248	1.716	0.000127	0.020	0.967	34.436	47.690	Meluber
82	P82	52.631	15.219	3.458	2.288	0.000166	0.020	1.474	77.567	47.690	Aman
83	P83	36.213	17.397	2.082	1.631	0.000121	0.020	0.897	32.478	47.690	Meluber
85	P85	33.788	17.607	1.919	1.545	0.000316	0.025	1.098	37.109	47.690	Meluber
86	P86	60.713	14.664	4.140	2.580	0.000202	0.025	1.467	89.038	47.690	Aman
87	P87	62.908	14.249	4.415	2.693	0.000147	0.020	1.632	102.683	47.690	Aman
88	P88	35.517	19.897	1.785	1.472	0.000127	0.020	0.829	29.455	47.690	Meluber
89	P89	66.415	17.982	3.693	2.390	0.000092	0.020	1.146	76.139	47.690	Aman
90	P90	69.073	15.456	4.469	2.714	0.000112	0.020	1.436	99.214	47.690	Aman
91	P91	33.641	14.167	2.375	1.780	0.000170	0.020	1.161	39.046	47.690	Meluber

(Lanjutan)

92	P92	66.773	18.059	3.698	2.392	0.000137	0.020	1.400	93.482	47.690	Aman
93	P93	40.520	26.827	1.510	1.317	0.000090	0.020	0.625	25.306	47.690	Meluber
94	P94	61.152	18.542	3.298	2.217	0.000092	0.020	1.063	65.005	47.690	Aman
95	P95	65.315	17.754	3.679	2.384	0.000117	0.020	1.289	84.219	47.690	Aman
96	P96	50.830	16.881	3.011	2.086	0.000146	0.020	1.260	64.058	47.690	Aman
97	P97	42.037	19.125	2.198	1.691	0.000083	0.020	0.770	32.380	47.690	Meluber
98	P98	75.500	18.349	4.115	2.569	0.000077	0.020	1.127	85.098	47.690	Aman
99	P99	47.393	18.775	2.524	1.854	0.000074	0.020	0.798	37.803	47.690	Meluber
100	P100	71.181	20.758	3.429	2.275	0.000167	0.025	1.176	83.704	47.690	Aman
101	P101	40.576	18.920	2.145	1.663	0.000135	0.025	0.773	31.369	47.690	Meluber
102	P102	29.091	17.977	1.618	1.379	0.000140	0.025	0.652	18.980	47.690	Meluber
103	P103	64.517	18.937	3.407	2.265	0.000132	0.025	1.041	67.160	47.690	Aman
104	P104	31.915	18.466	1.728	1.440	0.000149	0.025	0.703	22.446	47.690	Meluber
105	P105	40.054	19.424	2.062	1.620	0.000129	0.025	0.736	29.488	47.690	Meluber
106	P106	44.938	13.632	3.297	2.216	0.000463	0.025	1.907	85.705	47.690	Aman
107	P107	55.633	14.381	3.868	2.465	0.000350	0.025	1.845	102.639	47.690	Aman
108	P108	68.586	19.322	3.550	2.328	0.000148	0.025	1.133	77.696	47.690	Aman
109	P109	41.871	20.760	2.017	1.597	0.000118	0.025	0.694	29.050	47.690	Meluber
110	P110	32.087	17.098	1.877	1.522	0.000216	0.025	0.895	28.705	47.690	Meluber
111	P111	27.967	15.722	1.779	1.468	0.000283	0.025	0.988	27.634	47.690	Meluber
112	P112	56.664	15.467	3.664	2.378	0.000296	0.025	1.636	92.712	47.690	Aman
113	P113	28.991	15.652	1.852	1.509	0.000266	0.025	0.984	28.530	47.690	Meluber
114	P114	28.278	15.394	1.837	1.500	0.000298	0.025	1.036	29.293	47.690	Meluber
115	P115	58.459	16.455	3.553	2.329	0.000303	0.025	1.622	94.808	47.690	Aman
116	P116	68.047	18.634	3.652	2.372	0.000155	0.025	1.181	80.394	47.690	Aman
117	P117	40.278	20.244	1.990	1.582	0.000134	0.025	0.733	29.509	47.690	Meluber
118	P118	62.901	18.859	3.335	2.233	0.000335	0.025	1.635	102.843	47.690	Aman
119	P119	40.090	19.389	2.068	1.623	0.000129	0.025	0.738	29.567	47.690	Meluber
120	P120	69.937	19.709	3.548	2.327	0.000126	0.025	1.045	73.085	47.690	Aman
121	P121	39.592	19.073	2.076	1.628	0.000142	0.025	0.776	30.717	47.690	Meluber
122	P122	52.722	19.734	2.672	1.926	0.000145	0.025	0.928	48.909	47.690	Aman
123	P123	77.278	20.164	3.832	2.450	0.000143	0.025	1.172	90.566	47.690	Aman

(Lanjutan)

124	P124	37.905	18.311	2.070	1.625	0.000170	0.025	0.847	32.118	47.690	Meluber
125	P125	51.066	19.927	2.563	1.873	0.000076	0.025	0.653	33.358	47.690	Meluber
126	P126	66.074	17.665	3.740	2.411	0.000203	0.025	1.374	90.777	47.690	Aman
127	P127	43.387	20.543	2.112	1.647	0.000118	0.025	0.715	31.041	47.690	Meluber
128	P128	39.757	21.097	1.884	1.526	0.000260	0.025	0.984	39.130	47.690	Meluber
129	P129	52.597	18.994	2.769	1.973	0.000194	0.025	1.099	57.806	47.690	Aman
130	P130	28.788	19.496	1.477	1.297	0.000121	0.025	0.571	16.427	47.690	Meluber
131	P131	32.760	18.275	1.793	1.476	0.000191	0.025	0.816	26.729	47.690	Meluber
132	P132	37.199	17.839	2.085	1.633	0.000196	0.025	0.914	34.009	47.690	Meluber
133	P133	65.550	14.320	4.578	2.758	0.000352	0.025	2.070	135.689	47.690	Aman
134	P134	34.471	17.840	1.932	1.552	0.000206	0.025	0.891	30.708	47.690	Meluber
135	P135	25.315	15.286	1.656	1.400	0.000295	0.025	0.962	24.349	47.690	Meluber
136	P136	31.351	16.474	1.903	1.536	0.000120	0.025	0.673	21.100	47.690	Meluber
137	P137	65.647	16.783	3.912	2.484	0.000126	0.025	1.115	73.208	47.690	Aman
138	P138	53.006	18.054	2.936	2.051	0.000100	0.025	0.820	43.488	47.690	Meluber
139	P139	39.327	18.403	2.137	1.659	0.000106	0.025	0.683	26.877	47.690	Meluber
140	P140	42.584	22.150	1.923	1.546	0.000059	0.025	0.475	20.234	47.690	Meluber
141	P141	37.910	20.524	1.847	1.506	0.000056	0.025	0.451	17.086	47.690	Meluber
142	P142	159.659	20.964	7.616	3.874	0.000053	0.025	1.128	180.094	47.690	Aman
143	P143	172.654	18.363	9.402	4.458	0.000092	0.025	1.710	295.309	47.690	Aman
144	P144	38.355	19.293	1.988	1.581	0.000109	0.025	0.660	25.330	47.690	Meluber
145	P145	39.016	19.794	1.971	1.572	0.000100	0.025	0.629	24.540	47.690	Meluber
146	P146	21.338	20.304	1.051	1.034	0.000077	0.025	0.363	7.742	47.690	Meluber
147	P147	22.100	21.738	1.017	1.011	0.000103	0.025	0.410	9.071	47.690	Meluber
148	P148	39.563	20.528	1.927	1.549	0.000083	0.025	0.564	22.333	47.690	Meluber
149	P149	51.131	23.797	2.149	1.666	0.000053	0.025	0.485	24.799	47.690	Meluber
150	P150	42.362	21.288	1.990	1.582	0.000078	0.020	0.699	29.602	47.690	Meluber
151	P151	34.255	18.580	1.844	1.504	0.000102	0.020	0.759	26.014	47.690	Meluber
152	P152	39.675	22.797	1.740	1.447	0.000034	0.020	0.422	16.739	47.690	Meluber
153	P153	57.322	24.668	2.324	1.755	0.000030	0.020	0.481	27.548	47.690	Meluber

(Lanjutan)

154	P154	100.067	24.408	4.100	2.563	0.000032	0.020	0.725	72.534	47.690	Aman
155	P155	76.514	24.797	3.086	2.120	0.000051	0.020	0.757	57.927	47.690	Aman
156	P156	51.690	26.330	1.963	1.568	0.000030	0.020	0.429	22.199	47.690	Meluber
157	P157	109.248	27.665	3.949	2.500	0.000024	0.020	0.612	66.887	47.690	Aman
158	P158	59.271	26.855	2.207	1.696	0.000025	0.020	0.424	25.125	47.690	Meluber
159	P159	81.274	33.885	2.399	1.792	0.000020	0.020	0.401	32.573	47.690	Meluber
160	P160	83.642	32.098	2.606	1.894	0.000019	0.020	0.413	34.531	47.690	Meluber
161	P161	103.216	31.216	3.307	2.220	0.000022	0.020	0.521	53.746	47.690	Aman
162	P162	46.434	28.614	1.623	1.381	0.000026	0.020	0.352	16.351	47.690	Meluber
163	P163	96.801	28.813	3.360	2.244	0.000024	0.020	0.550	53.209	47.690	Aman
164	P164	94.566	30.180	3.133	2.142	0.000021	0.020	0.491	46.415	47.690	Meluber
165	P165	129.308	33.184	3.897	2.477	0.000016	0.020	0.495	64.069	47.690	Aman
166	P166	44.250	31.573	1.402	1.253	0.000019	0.020	0.273	12.079	59.382	Meluber
167	P167	76.315	29.176	2.616	1.899	0.000006	0.020	0.233	17.749	59.382	Meluber
168	P168	75.150	27.081	2.775	1.975	0.000008	0.020	0.279	20.994	59.382	Meluber
169	P169	38.250	32.911	1.162	1.105	0.000014	0.020	0.207	7.911	59.382	Meluber
170	P170	164.117	27.954	5.871	3.256	0.000008	0.020	0.461	75.578	59.382	Aman
171	P171	169.440	36.140	4.688	2.803	0.000018	0.020	0.595	100.739	59.382	Aman
172	P172	176.153	36.417	4.837	2.862	0.000008	0.020	0.405	71.289	59.382	Aman
173	P173	127.809	37.710	3.389	2.257	0.000006	0.020	0.276	35.334	80.184	Meluber
174	P174	164.333	39.300	4.182	2.597	0.000010	0.020	0.411	67.472	80.184	Meluber
175	P175	40.358	35.483	1.137	1.090	0.000010	0.020	0.172	6.953	80.184	Meluber
176	P176	176.678	32.394	5.454	3.100	0.000006	0.020	0.380	67.084	80.184	Meluber
177	P177	88.879	32.368	2.746	1.962	0.000006	0.020	0.240	21.352	80.184	Meluber
178	P178	64.840	26.759	2.423	1.805	0.000013	0.020	0.325	21.094	80.184	Meluber
179	P179	84.682	34.811	2.433	1.809	0.000004	0.020	0.181	15.322	80.184	Meluber
180	P180	80.918	40.766	1.985	1.580	0.000011	0.020	0.262	21.198	80.184	Meluber
181	P181	151.455	29.426	5.147	2.983	0.000003	0.020	0.258	39.122	80.184	Meluber
182	P182	86.789	42.631	2.036	1.607	0.000005	0.020	0.180	15.590	80.184	Meluber
183	P183	121.637	32.567	3.735	2.408	0.000010	0.020	0.381	46.318	81.620	Meluber
184	P184	244.959	27.325	8.965	4.319	0.000005	0.020	0.483	118.274	81.620	Aman
185	P185	245.065	34.435	7.117	3.702	0.000004	0.020	0.370	90.730	81.620	Aman

(Lanjutan)

186	P186	220.335	34.260	6.431	3.460	0.000005	0.020	0.387	85.246	81.620	Aman
187	P187	71.525	27.919	2.562	1.873	0.000012	0.020	0.324	23.202	81.620	Meluber
188	P188	95.151	38.002	2.504	1.844	0.000004	0.020	0.184	17.550	81.620	Meluber
189	P189	119.005	35.499	3.352	2.241	0.000003	0.020	0.194	23.094	81.620	Meluber
190	P190	108.905	35.448	3.072	2.114	0.000005	0.020	0.236	25.742	81.620	Meluber
191	P191	120.380	61.909	1.944	1.558	0.000004	0.020	0.156	18.758	81.620	Meluber
192	P192	291.479	72.681	4.010	2.525	0.000006	0.020	0.309	90.153	81.620	Aman
193	P193	464.201	89.644	5.178	2.995	0.000002	0.020	0.212	98.300	82.774	Aman
194	P194	456.436	106.769	4.275	2.635	0.000002	0.020	0.186	85.055	82.774	Aman
195	P195	458.373	105.028	4.364	2.672	0.000002	0.020	0.189	86.602	82.774	Aman
196	P196	373.272	109.457	3.410	2.267	0.000003	0.020	0.196	73.269	82.774	Meluber
197	P197	430.381	98.528	4.368	2.673	0.000003	0.020	0.232	99.646	82.774	Aman
198	P198	392.213	107.506	3.648	2.371	0.000001	0.020	0.119	46.495	82.774	Meluber
199	P199	525.386	103.433	5.079	2.957	0.000003	0.020	0.256	134.521	82.774	Aman
200	P200	432.740	106.609	4.059	2.546	0.000003	0.020	0.220	95.408	82.774	Aman
201	P201	380.923	119.777	3.180	2.163	0.000003	0.020	0.187	71.369	82.774	Meluber
202	P202	422.846	127.655	3.312	2.223	0.000002	0.020	0.157	66.467	82.774	Meluber
203	P203	565.567	151.083	3.743	2.412	0.000002	0.020	0.171	96.458	82.774	Aman
204	P204	462.451	129.989	3.558	2.331	0.000003	0.020	0.202	93.372	82.774	Aman
205	P205	473.168	99.735	4.744	2.825	0.000003	0.020	0.245	115.757	82.774	Aman
206	P206	449.129	117.064	3.837	2.452	0.000003	0.020	0.212	95.366	82.774	Aman
207	P207	478.314	135.168	3.539	2.323	0.000003	0.020	0.201	96.232	82.774	Aman
208	P208	390.789	146.644	2.665	1.923	0.000003	0.020	0.167	65.073	82.774	Meluber
209	P209	203.056	148.945	1.363	1.230	0.000003	0.020	0.106	21.623	82.774	Meluber
210	P210	169.157	125.589	1.347	1.220	0.000004	0.020	0.122	20.633	82.774	Meluber
211	P211	640.914	154.259	4.155	2.586	0.000003	0.020	0.224	143.517	82.774	Aman
212	P212	625.269	169.700	3.685	2.387	0.000002	0.020	0.169	105.519	82.774	Aman
213	P213	485.094	196.371	2.470	1.828	0.000002	0.020	0.129	62.701	82.774	Meluber
214	P214	516.808	302.687	1.707	1.429	0.000001	0.020	0.071	36.920	103.569	Meluber

4.2.2 Permodelan Hec-Ras

Analisa hidrolika menggunakan program bantu Hec-Ras, dimana dalam program ini ada dua jenis asumsi aliran yaitu steady flow dan unsteady flow. Steady flow merupakan aliran dimana salah satu dari komponennya adalah kecepatan, debit dan *cross section*, kemungkinan mengalami perbedaan di setiap titiknya, namun tidak berubah terhadap waktu. Sedangkan unsteady flow merupakan aliran dimana kecepatan atau debitnya berubah terhadap waktu.

Asumsi yang digunakan dalam melakukan analisa dengan program bantu Hec-ras ini adalah :

1. Kondisi sungai yang diamati sama dengan kondisi dari data yang ada.
2. Analisa menggunakan unsteady flow.
3. Angka koefisien manning yang dipakai sesuai dengan kondisi eksisting sungai.
4. Debit yang digunakan adalah debit maksimum yang dihasilkan dari perhitungan Hidrograf Nakayasu.

4.2.2.1 Menggambar skema geometrik sungai

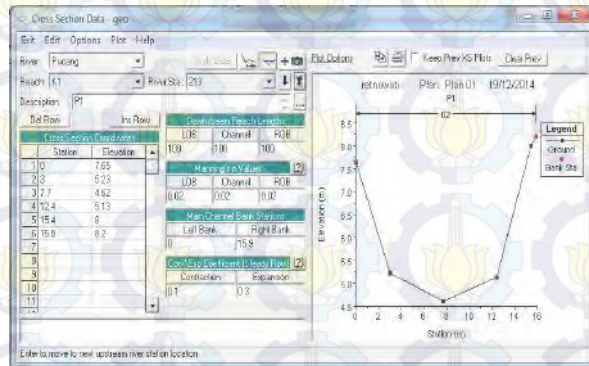
Adapun langkah untuk menggambar skema geometrik dari sungai yang diamati adalah sebagai berikut :

1. Menggambar garis aliran sungai sesuai dengan data geometric yang sudah didapatkan seperti yang terlihat pada gambar 4.7



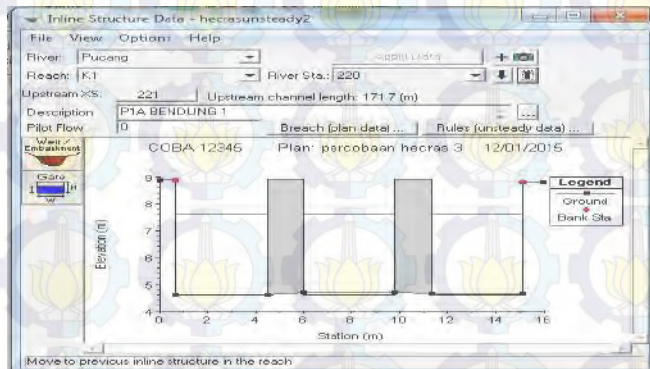
Gambar 4.7 Skema aliran sungai

- Memasukkan data melintang sungai yang meliputi elevasi dan jarak dari penampang sungai, koefisien manning serta jarak antar tiap cross section seperti gambar 4.8



Gambar 4.8 Potongan melintang sungai

- Memasukkan juga data melintang pintu yang meliputi tinggi dan lebar pintu seperti pada gambar 4.9



Gambar 4.9 Potongan melintang pintu

4.2.2.2 Input data Boundary conditions Unsteady Flow

Memasukkan nilai debit dari perhitungan debit Hidrograf Nakayasu seperti yang terlihat pada gambar 4.10



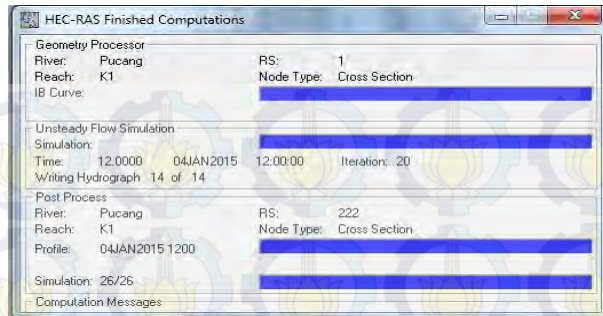
Gambar 4.10 Input debit rencana

4.2.2.3 Running Program

Program melakukan simulasi aliran untuk aliran tidak tetap (unsteady flow) sesuai dengan data yang dimasukkan dan menyertakan tipe aliran yang diinginkan, selanjutnya program akan melakukan running, seperti gambar 4.11 dan 4.12



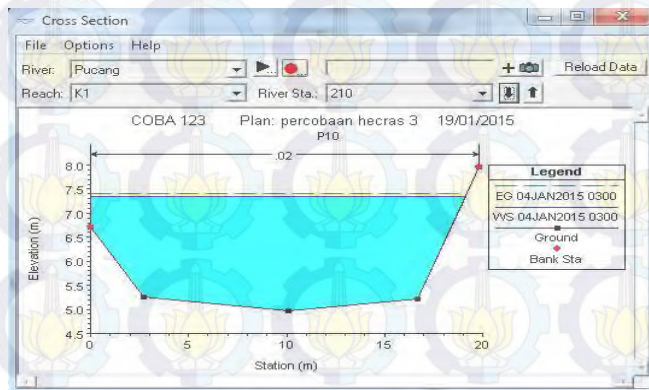
Gambar 4.11 Running Program



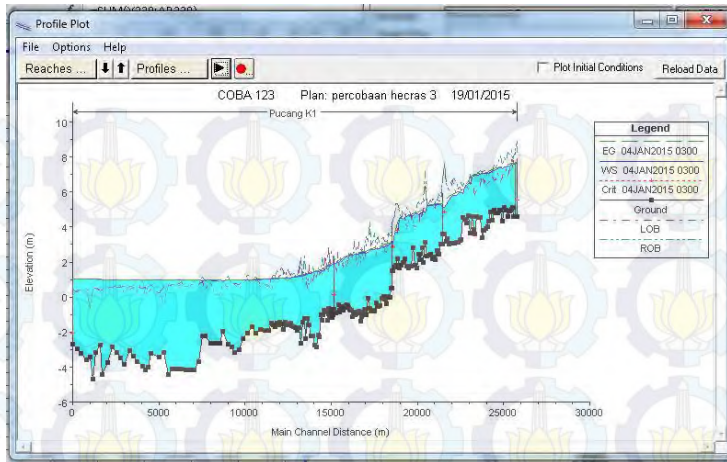
Gambar 4.12 Running Program

4.2.2.4 Data Output

Hasil output potongan melintang eksisting adaah elevasi muka air dari setiap potongan melintang. Dari hasil output ini, didapatkan kemampuan sungai dalam menampung debit yang terjadi. Adapun output potongan melintang seperti pada gambar 4.13 dan output potongan melintang pada gambar 4.14.



Gambar 4.13 Profil melintang sungai



Gambar 4.14 Profil memanjang sungai

4.3 Langkah Pengendalian Banjir

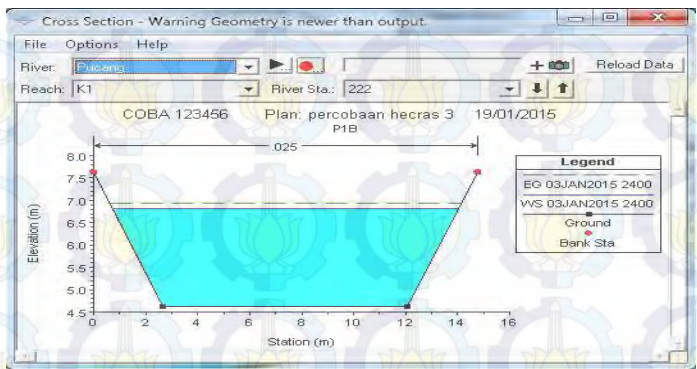
Setelah didapatkan hasil dari program bantu Hec-ras, maka dapat dilihat bahwa terdapat beberapa titik potongan penampang sungai yang tidak mampu menampung debit yang mengalir, sehingga perlu untuk dilakukannya normalisasi. Jenis normalisasi sungai berdasarkan pekerjaan yang dilakukan dibagi menjadi 2 yaitu :

- a. Normalisasi dengan cara memperlebar penampang sungai

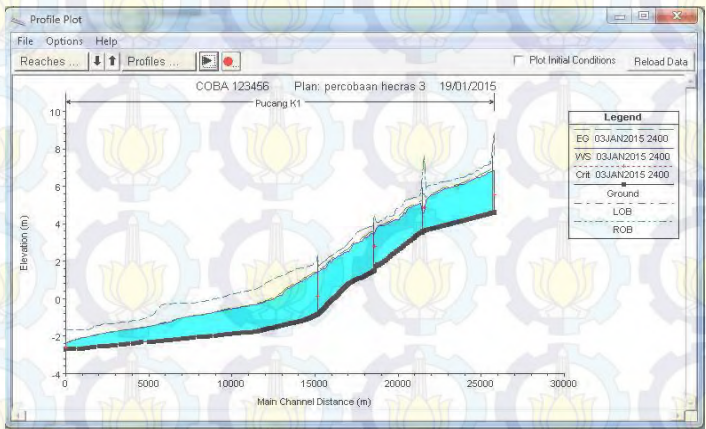
Langkah ini dapat dilakukan jika daerah sekitar sungai masih memiliki lahan yang cukup. Artinya tidak mengganggu tata guna lahan yang telah ada.

- b. Menambah kedalaman sungai

Langkah ini dimaksudkan menambah kapasitas sungai dengan memperdalam sungai dari kedalaman awal.



Gambar 4.15 Profil melintang sungai rencana



Gambar 4.16 Profil memanjang sungai rencana



Kondisi pintu air di DAM Sumpat



Kondisi saluran di jalan Urangagung

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Dari uraian secara umum dan perhitungan secara teknis pada bab-bab sebelumnya dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Kondisi yang terjadi di Kali Pucang ketika banjir dan genangan terjadi adalah :
 - a. Terjadi peluapan di saluran Kali Pucang ketika hujan dan penampang saluran tidak mampu menampung debit yang mengalir, sehingga air meluap ke daerah permukiman warga. Banjir di sekitar Kali Pucang sendiri bisa terjadi selama 24 – 48 jam lamanya.
 - b. Banyaknya tanggul yang ambrol dikarenakan tidak mampu menahan luapan air, sehingga memperparah kondisi ketika terjadi banjir.
 - c. Kurangnya fasilitas pengendalian banjir seperti pompa air, pintu air dan juga bosem pada anak sungai Sidokare dan Kumambang, padahal kedua anak sungai tersebut mempunyai debit besar daripada anak sungai yang lain, sehingga semakin menambah luapan banjir ke Kali Pucang.
2. Didapatkan debit pada sungai :
 - a. Sekunder Bader : $37,103 \text{ m}^3/\text{dtk}$.
 - b. Sekunder Pager : $7,089 \text{ m}^3/\text{dtk}$.
 - c. Sekunder Jogopati : $3,498 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 - d. Sekunder Sidokare : $11,692 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 - e. Sekunder Kumambang : $9,966 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 - f. Sekunder Karangbong : $1,436 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 - g. Sekunder Kedungguling : $1,154 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 - h. Primer Pucang 1 : $29,886 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 - i. Primer Pucang 2 : $20,801 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 - j. Primer Pucang 3 : $20,795 \text{ m}^3/\text{dtk}$

Dan didapatkan jumlah total debit di muara Kali Pucang adalah sebesar 103,569 m³/dtk

3. Berdasarkan perhitungan dan program bantu Hec-Ras 4.1.0 didapat bahwa beberapa kapsita penampang saluran Pucang tidak mampu menampung debit yang mengalir.
4. sistem pengendalian banjir yang dilakukan adalah dengan melakukan normalisasi penampang sungai pada penampang yang mengalami luapan dengan cara memperlebar sungai dan menambah kedalaman sungai, sehingga mampu menampung debit yang mengalir.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan, maka disarankan :

1. Dilakukan pengerukan terhadap saluran kali Pucang.
2. Memberikan perkuatan (plengsengan) pada sisi sungai agar tidak terkena gerusan sehingga sering terjadi ambrolnya tanggul.
3. Melakukan penambahan fasilitas pengendalian banjir seperti pompa air, pintu air dan juga Bozem pada anak sungai Sidokare dan juga Kumambang.
4. Melakukan perawatan dan pemeliharaan terhadap fasilitas yang sudah ada.

DAFTAR PUSTAKA

Anggrahini, Ir., MSc., 2005, **Hidrolika Saluran Terbuka**, Penerbit: SRIKANDI, Surabaya.

Bambang Triatmodjo, 2006, **Hidrologi Terapan**, Penerbit : BETA OFFSET, Yogyakarta.

Fifi Sofia, Ir., 2006, **Modul Drainase**.

Robert J. Kodoatie, 2013, **Rekayasa Dan Manajemen Banjir Kota**, Penerbit : ANDI, Yogyakarta.

Soemarto, CD.,1999, **Hidrologi Teknik**, Penerbit:, ERLANGGA, Jakarta.

Suripin, 2004, **Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**, Penerbit: ANDI, Yogyakarta.

Sholeh M, 1985, **Diktat Hidrologi**, Surabaya, ITS.

Subarkah, 1980, **Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air**, Penerbit: IDEA DHARMA, Bandung.



Gambar 1.1 Kondisi Saluran Pembawa dan Pembuang Kota Sidoarjo

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1.1	Penggunaan Lahan Eksisting.....
Lampiran 1.2	Rencana Pola Ruang Kabupaten Sidoarjo.....
Lampiran 1.3	Peta Kontur Kabupaten Sidoarjo.....
Lampiran 1.4	Lokasi Stasiun Hujan.....
Lampiran 1.5	Lokasi Genangan Banjir di Kali Pucang.....
Lampiran 1.6	DAS Pucang.....
Lampiran 1.7	Skema Arah Aliran.....

Lampiran 1.1 PENGGUNAAN LAHAN EKSISTING

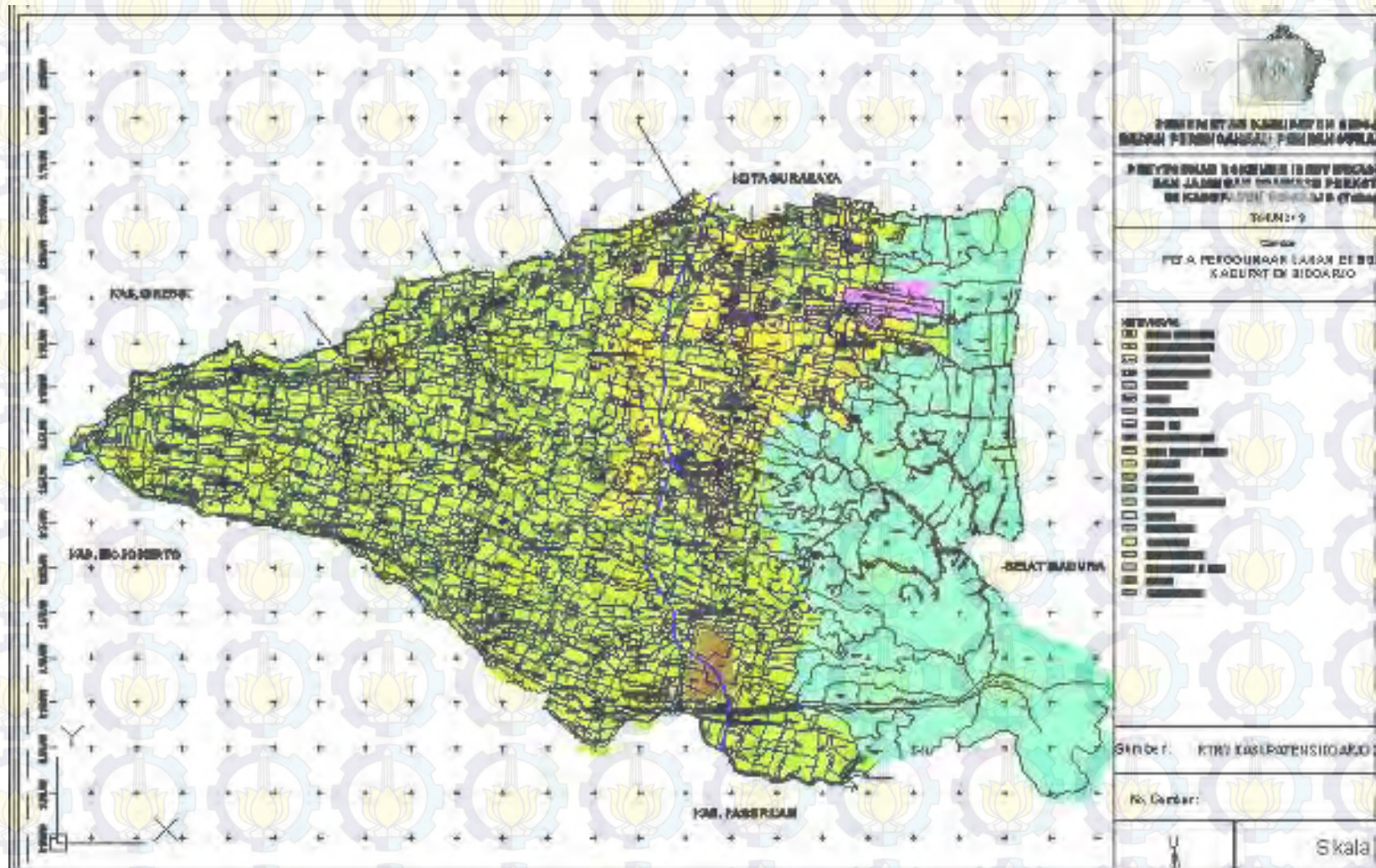
The map displays the land use of Kota Surabaya and its surrounding areas. The central urban area is colored green, while the surrounding rural and agricultural areas are colored yellow and brown. The map is bounded by a grid with coordinates. The legend on the right side of the map provides a key for the colors and symbols used. The legend includes a scale bar and a north arrow.

Legenda:

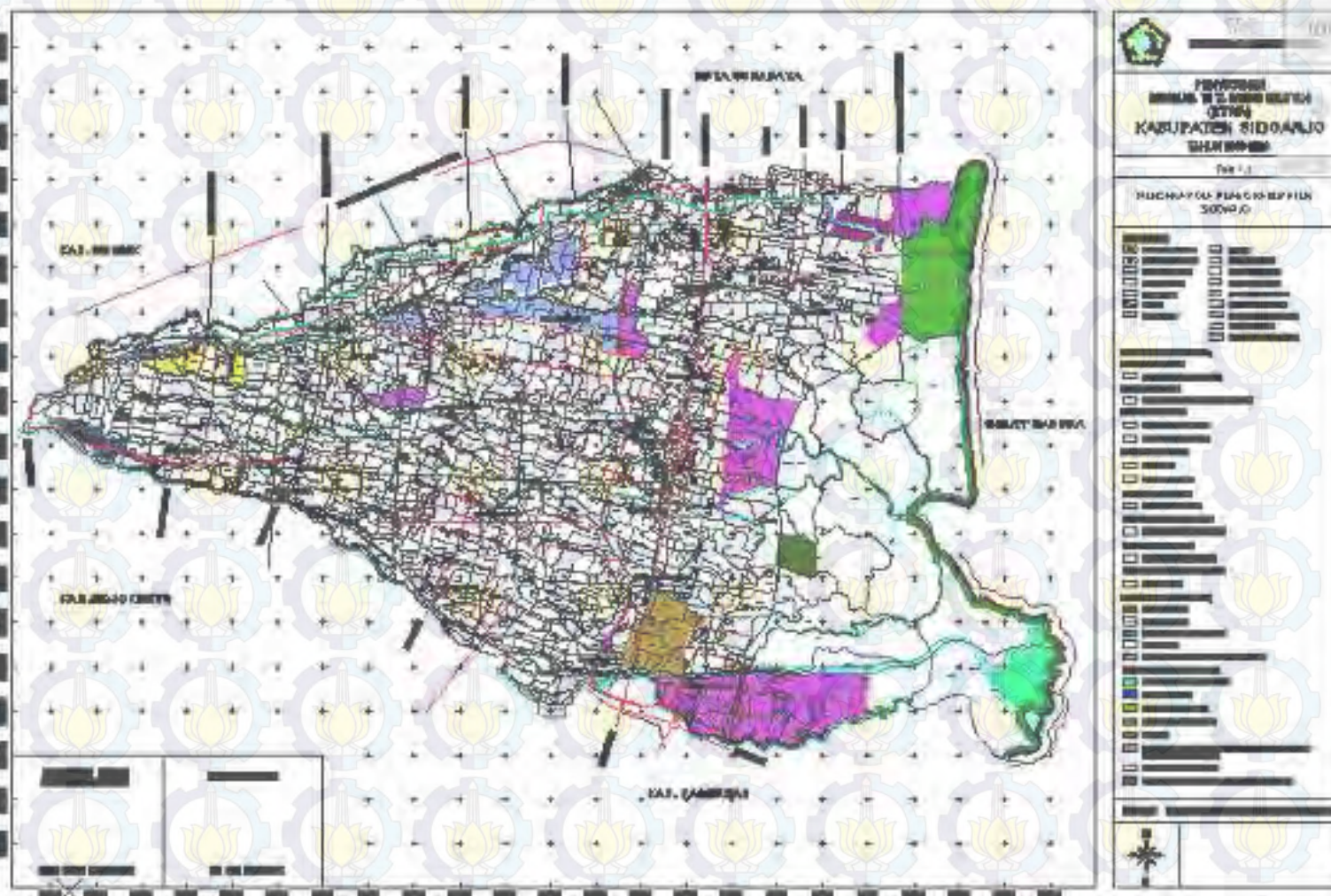
- KOTA SURABAYA
- KAB. BOJONEGORO
- KAB. PASURUAN
- SELATAN SURABAYA

Skala:

1:100,000



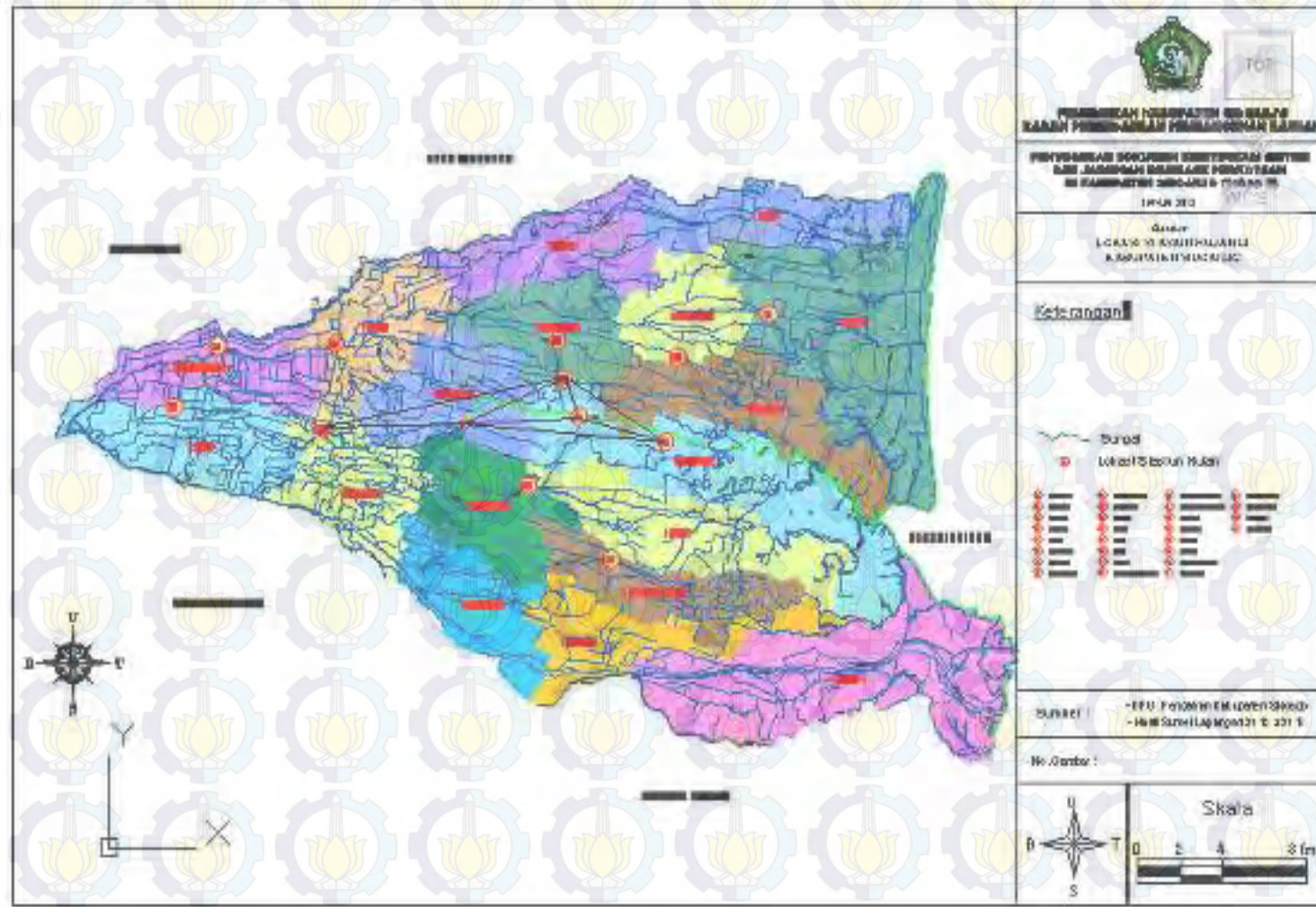
Lampiran 1.2 RENCANA POLA RUANG KABUPATEN SDOARJO



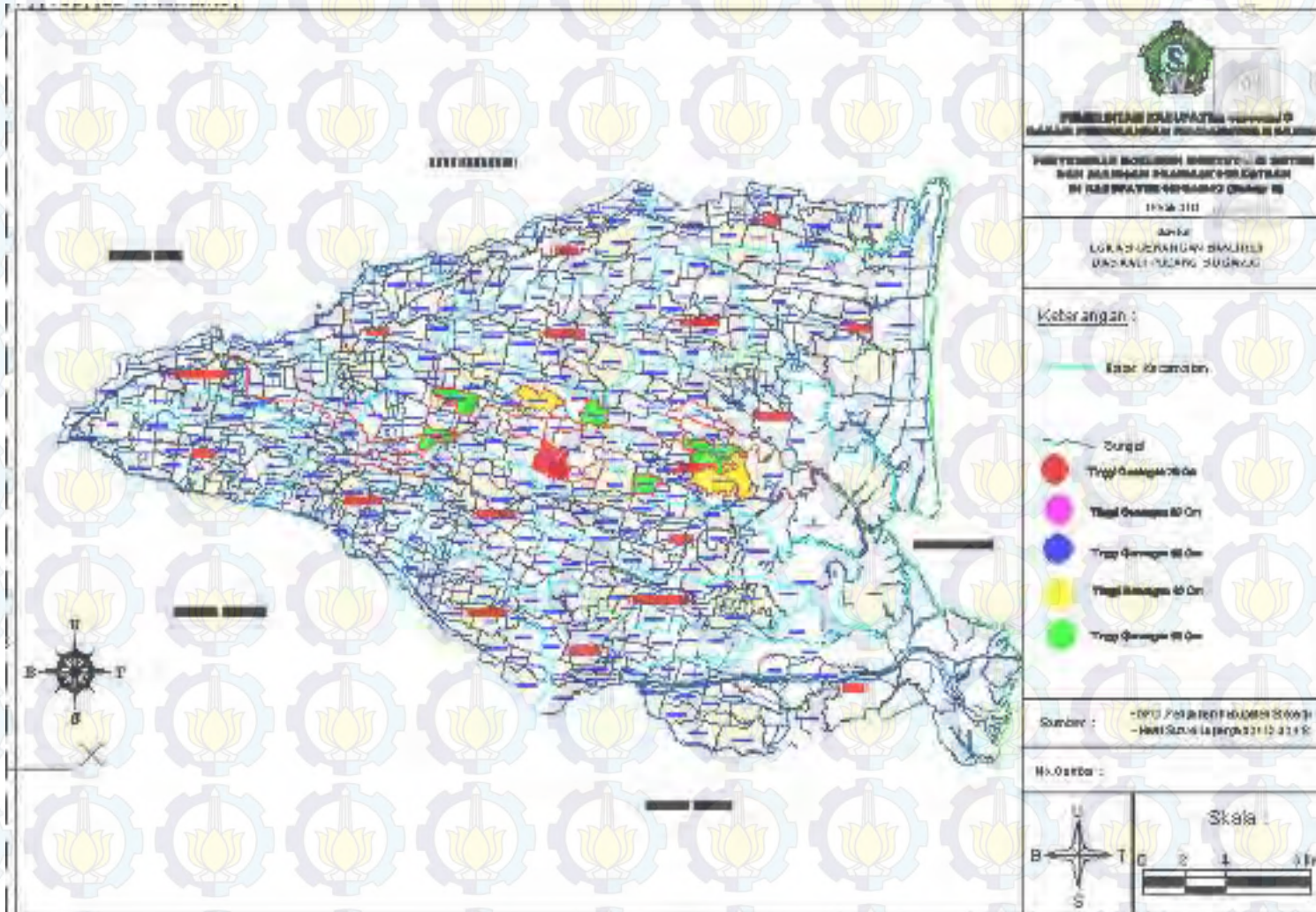
Lampiran 1.3 PETA KONTUR KABUPATEN SIDOARJO

The map displays the topography of Sidoarjo Regency with various elevation contours. Major roads and administrative boundaries are clearly marked. The legend provides symbols for district boundaries, district names, and specific locations. The scale bar indicates distances in kilometers, and the north arrow points towards the top of the map.

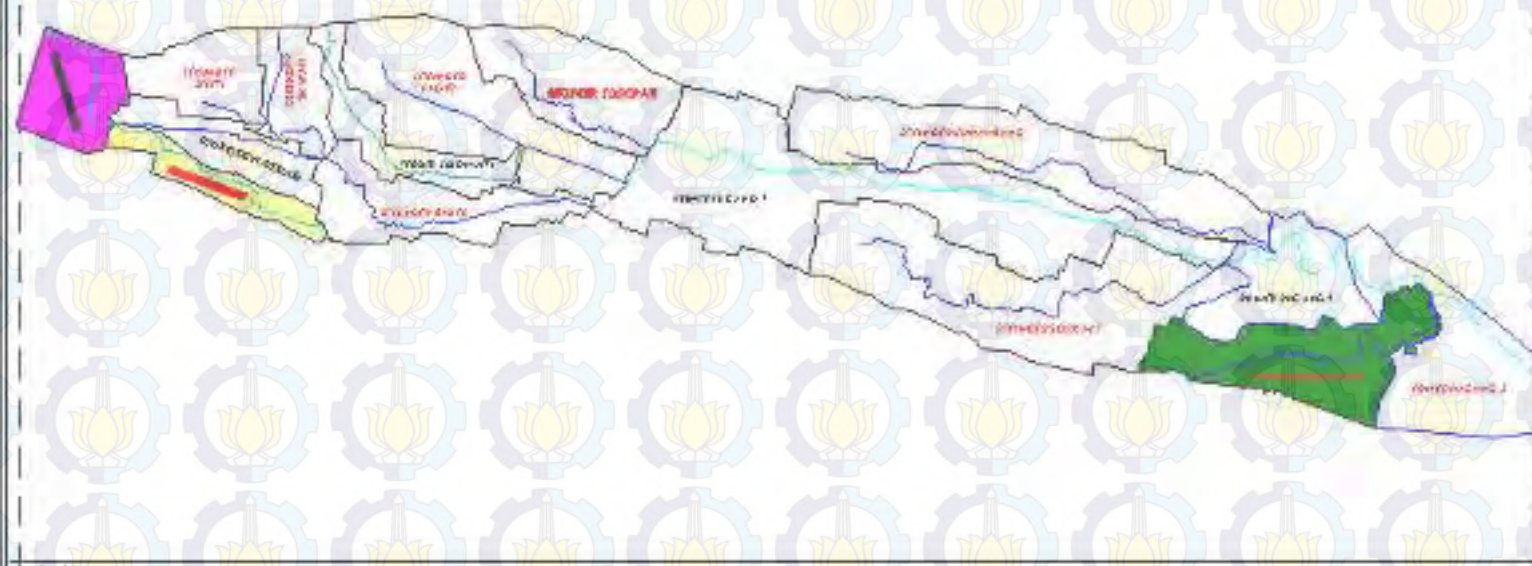
Lampiran 1.4 LOKASI STASIUN HUJAN



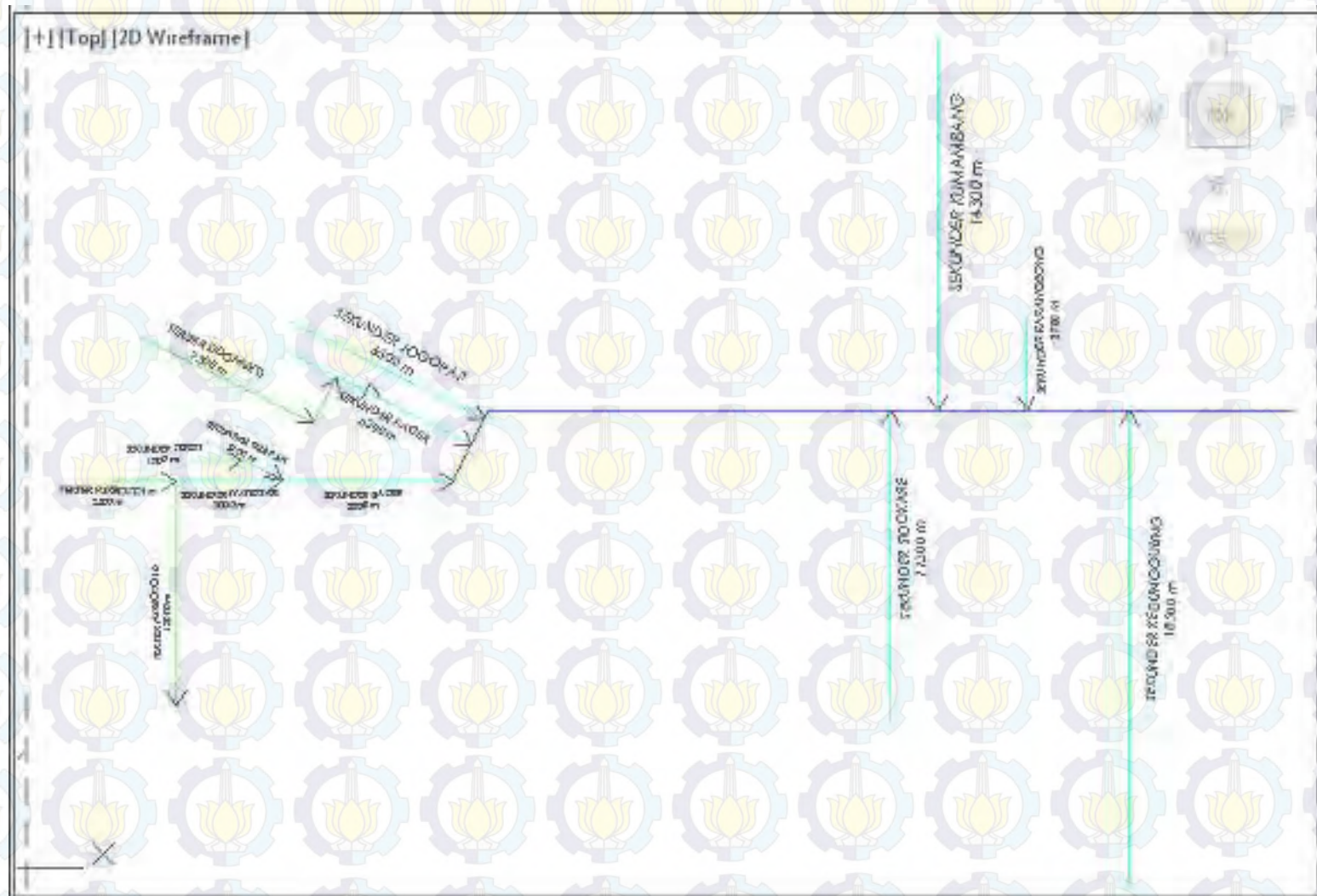
Lampiran 1.5 LOKASI GENANGAN BANJIR DI KALI PUCANG



LAMPIRAN 1.6 DAS PUCANG



Lampiran 1.7 SKEMA ARAH ALIRAN



BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Sidoarjo pada tanggal 31 Januari 1989 dengan nama lengkap Dwi Retnowati merupakan anak dua dari enam bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal MI Al-Munawwir Jombang, SMP Al-Fattah Sidoarjo, SMA Khadijah Surabaya. Pada tahun 2007, Penulis menempuh pendidikan di Diploma Teknik Sipil ITS Surabaya dan pada tahun 2011 Penulis melanjutkan ke Jenjang S1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember dan terdaftar dengan NRP 3111105050.

Di Jurusan Teknik Sipil ITS, pada semester delapan penulis mengambil bidang minat Hidroteknik. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis dapat melalui:

Email : dweeimmortal@rocketmail.com