



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 180609

**EVALUASI PENANGGULANGAN BENCANA
BANJIR DAS GUNUNG ANYAR KALI
PERBATASAN DI KECAMATAN GUNUNG
ANYAR KOTA SURABAYA**

**NUGRAHA AL ABDU
NRP. 10 1 1 1500 000141**

**DOSEN PEMBIMBING 1
IR. ISMAIL SA'UD, M.MT.
NIP. 19600517 198903 1 002**

**DOSEN PEMBIMBING 2
M. HAFIIZH IMAADUDDIN, S.T M.T.
NIP. 19860212201504 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020**



TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 180609

**EVALUASI PENANGGULANGAN BENCANA
BANJIR DAS GUNUNG ANYAR KALI
PERBATASAN DI KECAMATAN GUNUNG
ANYAR KOTA SURABAYA**

**NUGRAHA AL ABDU
NRP. 10 1 1 1500 000141**

**DOSEN PEMBIMBING 1
IR. ISMAIL SA'UD, MMT.
NIP. 19600517 198903 1 002**

**DOSEN PEMBIMBING 2
M. HAFIIZH IMAADUDDIN S.T M.T.
NIP. 19860212201504 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020**



FINAL PROJECT - VC 180609

**EVALUATION OF FLOOD DISASTER
MANAGEMENT OF BUNJIR WATERSHED, ANYAR
BORDERS IN GUNUNG ANYAR DISTRICT,
SURABAYA CITY**

**NUGRAHA AL ABDU
NRP. 10 1 1 1500 000141**

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

**SUPERVISOR 2
M. HAFIIZH IMAADUDDIN, STMT.
NIP. 198605212201504 1 001**

**DIPLOMA III PROGRAM OF CIVIL ENGINEERING
CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTEMENT
FACULTY OF VOCATIONS
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020**

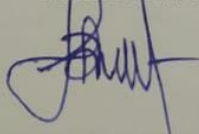
LEMBAR PENGESAHAN
EVALUASI PENANGGULANGAN BENCANA BANJIR
DAS GUNUNG ANYAR KALI PERBATASAN DI
KECAMATAN GUNUNG ANYAR KOTA SURABAYA

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Gelar
Ahli Madya
Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Surabaya 2020

Disusun oleh :

Mahasiswa



Nugraha Al Abdu

NRP. 1011150000141

31 JAN 2020

Disetujui oleh,
Dosen Pembimbing

Disetujui oleh,
Dosen Pembimbing



Ir. Ismail Sa'ud, M.M.T.
NIP. 19600517 198903 1 002

M. Hafizh Imaaduddin S.T M.T.
NIP. 19860212 201504 1 001



BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA **TEKNIK SIPIL**
DEPARTEMEN **TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL**
FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :
-/890/IT2.VI.8.1/PP.05.02/2020

Tanggal :
15 Januari 2020

Judul Tugas Akhir Terapan	Evaluasi Penanggulangan Bencana Banjir DAS Gunung Anyar Kali Perbatasan di Kecamatan Gunung Anyar Kota Surabaya		
Nama Mahasiswa 1	Nugraha Al Abdu	NRP	1011150000141
Nama Mahasiswa 2	-	NRP	-
Dosen Pembimbing 1	Ir. Ismail Sa'ud, M.MT. NIP 19600517 198903 1 002	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	M. Hafitizh Imaaduddin, S.T. M.T. NIP 19860212 201504 1 001	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
<i>Solusi penanggulangan banjir pd pertemuan saluran</i>	 Ir. Didik Harijanto, CES NIP 19590329 198811 1 001
	 Ir. Edy Sumirman, M.T. NIP 19581212 198701 1 001
	- NIP -
	- NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
Ir. Didik Harijanto, CES NIP 19590329 198811 1 001	Ir. Edy Sumirman, M.T. NIP 19581212 198701 1 001	- NIP -	- NIP -

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	Ir. Ismail Sa'ud, M.MT. NIP 19600517 198903 1 002	M. Hafitizh Imaaduddin, S.T. M.T. NIP 19860212 201504 1 001



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

: 1 Nugraha AL Abdu 2

NRP

: 1 1011150000141 2

Judul Tugas Akhir

: Evaluasi Penanggulangan Banjir DAS Gunung Anyar Kali Perbatasan Di Kecamatan Gunung Anyar

Dosen Pembimbing

: Ir. Ismail Sa'ud

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	25-09-2019	<ul style="list-style-type: none"> Perbaiki Judul Perlengkap data saluran Prapen 		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	16-10-2019	<ul style="list-style-type: none"> Identifikasi masalah gangguan Gak elevasi saluran Muka air laut mengacu pada tinggi maks pada pompa (untuk backwater) Polygon jesson dicoba dimensi paturan prapen yang belum ada disamakan pada dimensi terakhir yang ada Lihat CH tertinggi pada acuan periode ulang 		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	29-10-2019	<ul style="list-style-type: none"> Cek DAS saluran Prapen-Jemursari Pembagian DAS disesuaikan data yang sudah ada Buat skema yang lebih detail Perhitungan Debit Mahayari Identifikasi tuga 		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

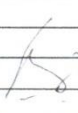
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 MUGAALHA AL ABDU 2
 NRP : 1 011150000141 2
 Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : Ir. Ismail Sa'ud

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
4	10-01-2020	• Letra pada grafik boezem diperjelas				
		• Perlebaran 15 - 57 m berdasarkan SDMP		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		• Pagar normalisasi berada pada pompa				
		• Backwater tetap dihitung untuk mengetahui panjang pengaruhnya		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		• Pengoperasian pompa medakan Ayu hilir & ikut pada pompa		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		• Cek Permen PUPR tentang Sempadan Sungai dan Danau		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
					<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

ABSTRAK

EVALUASI PENANGGULANGAN BENCANA BANJIR DAS GUNUNG ANYAR KALI PERBATASAN DI KECAMATAN GUNUNG ANYAR KOTA SURABAYA

Nama : Nugraha Al Abdu
NRP : 1011150000141
Program Studi : Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi Institut Teknologi
Sepuluh Nopember
Dosen Pembimbing 1 : Ir. Ismail Sa'ud, M.MT.
NIP : 19600517 198903 1 002
Dosen Pembimbing 2 : M. Hafiizh Imaaduddin, S.T M.T.
NIP : 19860212201504 1 001

Bencana banjir merupakan salah satu bencana yang sering terjadi di Indonesia dan banyak negara akhir-akhir ini. Banjir adalah fenomena alam yang tak dapat dihindari pada hampir semua sungai tidak hanya merusak lingkungan dan sumber daya alam, tetapi juga menyebabkan kehilangan jiwa dan kerugian ekonomi. Banjir bukan hanya disebabkan oleh curah hujan yang sangat tinggi saja tetapi juga disebabkan oleh pasang surut air laut, meluapnya muka air sungai yang disebabkan oleh penampang sungai yang tidak mampu menampung banyaknya air baik dari air hujan ataupun dari yang lainnya.

Kecamatan Gunung Anyar adalah sebuah kecamatan yang berada pada sebagian kecil wilayah kota Surabaya bagian timur dimana pada bagian utara berbatasan dengan kecamatan Rungkut. Kecamatan Gunung Anyar memiliki luas 9,71 Km² dan terbagi atas 4 desa yang berdekatan dengan pesisir pantai berada di kecamatan Gunung Anyar, kota Surabaya

Untuk penanganan banjir yang sudah dilakukan di kecamatan Gunung Anyar sampai saat ini hanya normalisasi sedimentasi pada saluran tersebut tetapi hal tersebut kurang efektif karena hanya bersifat sementara saja sebab sedimentasi yang terjadi pada saluran ini diakibatkan oleh dua faktor yaitu sedimentasi pada bagian hulu dan sedimentasi akibat erosi di bagian hilir pada saat muka air laut pasang sehingga dalam jangka waktu yang lama bisa jadi akan terjadi pendangkalan pada bagian hilir yang dapat memperlambat proses mengalirnya air menuju ke laut.

Kata kunci : Surabaya, Q Banjir, Pintu Air, Pompa

ABSTRACT

Name : *Nugraha Al Abdu*
NRP : *1011150000141*
Study Program : *Diploma III Program of Civil
Engineering Civil Infrastructure
Departement Faculty of Vocations
Institut Teknologi Sepuluh Nopember*
Supervisor 1 : *Ir. Ismail Sa'ud, MMT*
NIP : *19600517 198903 1 002*
Supervisor 2 : *M. Hafizh Imaaduddin, S.T M.T.*
NIP : *19860212201504 1 001*

Flood disaster is one of the disasters that often occur in Indonesia and many countries lately. Flooding is a natural phenomenon that can not be avoided in almost all rivers not only damage the environment and natural resources, but also cause loss of life and economic losses. Flooding is not only caused by very high rainfall but also caused by tides, the overflow of river water caused by a cross section of the river that is unable to accommodate the amount of water either from rain water or from others.

Gunung Anyar Subdistrict is a sub-district which is located in a small part of the eastern part of the city of Surabaya where in the north it borders Rungkut sub-district. Gunung Anyar subdistrict has an area of 9.71 Km² and is divided into 4 villages adjacent to the coast located in Gunung Anyar sub-district, Surabaya city

For handling floods that have been carried out in the Gunung Anyar subdistrict until now only the normalization of sedimentation in the channel but it is less effective because it is only temporary because sedimentation that occurs in this channel is caused by two factors, namely sedimentation in the upstream and sedimentation due erosion in the downstream at sea level so that in the long run there could be siltation in the downstream which can slow down the process of water flowing into the sea.

Key words :Surabaya City, Q Floods, ,

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan syukur kehadirat Allah SWT atas rahmat dan hidayah-Nya Proposal Proyek Akhir kami yang berjudul **“EVALUASI PENANGGULANGAN BENCANA BANJIR DAS GUNUNG ANYAR KALI PERBATASAN DI KECAMATAN GUNUNG ANYAR KOTA SURABAYA”** dapat tersusun serta terselesaikan dengan baik dan kami dapat mempresentasikan pada Sidang Proyek Akhir.

Proyek Akhir ini merupakan salah satu syarat akademis pada program studi Diploma III Teknik Infrastruktur Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Tujuan dari penulisan Proyek Akhir ini agar mahasiswa dapat memahami serta mengetahui langkah kerja dalam pekerjaan pembangunan saluran diversifikasi.

Tersusunnya Laporan Proyek Akhir ini tidak lepas dari bantuan serta bimbingan orang sekitar. Dalam kesempatan ini kami mengucapkan terimakasih kepada semua pihak yang telah membantu penyusunan Proyek Akhir ini, yaitu:

1. Bapak Ir. Ismail Sa'ud, M.T. selaku dosen pembimbing pertama dalam proyek akhir kami
2. Bapak M. Hafizh Imaduddin, S.T., M.T. selaku dosen pembimbing kedua dalam proyek akhir kami
3. Orang Tua dan Keluarga kami yang telah member dorongan baik moral maupun materil yang tak terhingga sehingga kami dapat menyelesaikan Proyek Akhir ini
4. Rekan – rekan mahasiswa Diploma III Teknik Sipil ITS Surabaya yang telah banyak membantu penyelesaian Proyek Akhir ini
5. Seluruh pihak yang secara langsung ataupun tidak langsung telah membantu kami dalam menyelesaikan proyek akhir kami yang tidak dapat disebutkan satupersatu.

Penulis menyadari bahwa proyek akhir terapan yang disusun ini masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu sangat diharapkan segala saran dan kritik yang bersifat membangun demi kebaikan dan kesempurnaan proyek akhir terapan ini. Semoga proyek akhir terapan ini dapat bermanfaat bagi semua pihak yang membutuhkan

Surabaya, 22 Januari 2020

Penyusun

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR GAMBAR	v
DAFTAR TABEL	viii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. <i>Latar Belakang</i>	1
1.2. <i>Rumusan Masalah</i>	3
1.3. <i>Tujuan</i>	4
1.4. <i>Batasan Masalah</i>	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1. <i>Drainase</i>	7
2.1.1. <i>Drainase Perkotaan</i>	8
2.1.2. <i>Peran Drainase</i>	8
2.1.3. <i>Konsep Drainase</i>	9
2.2. <i>Analisa Hidrologi</i>	10
2.2.1. <i>Analisa Curah Hujan Rencana</i>	10
2.2.2. <i>Parameter Dasar Statistik</i>	12
2.2.3. <i>Analisa Distribusi Frekuensi Curah Hujan</i>	14
2.2.4. <i>Uji Kecocokan distribusi Frekuensi Curah Hujan</i>	17
2.2.5. <i>Debit Banjir Rencana</i>	19
2.3. <i>Analisa Hidrolika</i>	27
2.3.1. <i>Perhitungan Kapasitas Saluran</i>	27
2.3.3. <i>Kecepatan Aliran</i>	29
2.3.2. <i>Debit Aliran</i>	30
2.3.4. <i>Perhitungan Back Water</i>	30
2.4. <i>Pengertian Banjir / Genangan</i>	31
B. <i>Upaya pengendalian Banjir / Genangan</i>	31
BAB III METODOLOGI	33
3.1. <i>Tahap Persiapan</i>	33
3.2. <i>Identifikasi Masalah</i>	33
3.3. <i>Pengidentifikasian Masalah</i>	34
3.4. <i>Flow Chart</i>	35

BAB 4 ANALISA PERHITUNGAN	37
4.1. <i>Analisis Hidrologi</i>	37
4.1.1. Penentuan Curah Hujan Wilayah	37
4.1.2. Perhitungan Curah Hujan Rencana	39
4.1.3. Analisa Frekuensi Perhitungan Distribusi	40
4.1.4. Pemilihan Jenis Distribusi	44
4.1.5. Uji Kecocokan Distribusi	45
4.1.6. Perhitungan Curah Hujan Rencana	53
4.1.7. Intensitas Hujan	55
4.2. <i>Analisis Hidrolika</i>	66
4.2.1. Analisa Penampang dengan HEC-RAS	68
4.2.2. Analisa penampang Eksisting	99
BAB 5 PENUTUP	143
5.1 <i>Kesimpulan</i>	143
5.2 <i>Saran</i>	144
DAFTAR PUSTAKA.....	145
BIODATA PENULIS.....	146
LAMPIRAN.....	147

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Wilayah Gunung Anyar	3
Gambar 1. 2 Wilayah Gunung Anyar	3
Gambar 4. 1 Pos stasiun hujan	37
Gambar 4. 2 Sungai dan saluran	68
Gambar 4. 3 Kali Perbatasan dengan Q ₁₀ tahun	69
Gambar 4. 4 Cross 5+400.....	70
Gambar 4. 5 Cross 5+300.....	70
Gambar 4. 6 Cross 5+200.....	71
Gambar 4. 7 Cross 5+100.....	71
Gambar 4. 8 Cross 5+000.....	72
Gambar 4. 9 Cross 4+900.....	72
Gambar 4. 10 Cross 4+800.....	73
Gambar 4. 11 Cross 4+800.....	73
Gambar 4. 12 Cross 4+600.....	74
Gambar 4. 13 Cross 4+500.....	74
Gambar 4. 14 Cross 4+400.....	75
Gambar 4. 15 Cross 4+300.....	75
Gambar 4. 16 Cross 4+200.....	76
Gambar 4. 17 Cross 4+100.....	76
Gambar 4. 18 Cross 4+000.....	77
Gambar 4. 19 Cross 3+900.....	77

Gambar 4. 20 Cross 3+800.....	78
Gambar 4. 21 Cross 3+700.....	78
Gambar 4. 22 Cross 3+600.....	79
Gambar 4. 23 Cross 3+550.....	79
Gambar 4. 24 Cross 3+500.....	80
Gambar 4. 25 Cross 3+400.....	80
Gambar 4. 26 Cross 3+000.....	81
Gambar 4. 27 Cross 2+700.....	81
Gambar 4. 28 Cross 2+500.....	82
Gambar 4. 29 Cross 2+400.....	82
Gambar 4. 30 Cross 1+800.....	83
Gambar 4. 31 Cross 1+700.....	83
Gambar 4. 32 Cross 5+400 Redesign	84
Gambar 4. 33 Cross 5+300 Redesign	85
Gambar 4. 34 Cross 5+200 Redesign	85
Gambar 4. 35 Cross 5+100 Redisgn	86
Gambar 4. 36 Cross 5+000 Redisgn	86
Gambar 4. 37 Cross 4+900 Redisgn	87
Gambar 4. 38 Cross 4+800 Redisgn	87
Gambar 4. 39 Cross 4+700 Redisgn	88
Gambar 4. 40 Cross 4+600 redisgn	88
Gambar 4. 41 Cross 4+500 Redisgn	89
Gambar 4. 42 Cross 4+400 Redisgn	89

Gambar 4. 43 Cross 4+300 Redisgn	90
Gambar 4. 44 Cross 4+200 Redisgn	90
Gambar 4. 45 Cross 4+100 Redisgn	91
Gambar 4. 46 Cross 4+000 Redisgn	91
Gambar 4. 47 Cross 3+900 Redisgn	92
Gambar 4. 48 Cross 3+800 Redisgn	92
Gambar 4. 49 Cross 3+700 Redisgn	93
Gambar 4. 50 Cross 3+600 Redisgn	93
Gambar 4. 51 Cross 3+550 Redisgn	94
Gambar 4. 52 Cross 3+500 Redisgn	94
Gambar 4. 53 Cross 3+400 Redisgn	95
Gambar 4. 54 Cross 3+300 Redisgn	95
Gambar 4. 55 Cross 3+000 Redisgn	96
Gambar 4. 56 Cross 2+700 Redisgn	96
Gambar 4. 57 Cross 2+500 Redisgn	97
Gambar 4. 58 Cross 2+500 Redisgn	97
Gambar 4. 59 Cross 1+800 Redisgn	98
Gambar 4. 60 Cross 1+700 Redisgn	98

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Hubungan Kondisi Lahan dan Intensitas Hujan	9
Tabel 2. 2 Periode Ulang Hujan Untuk Desain Saluran Drainase	9
Tabel 2. 3 Parameter Statistik jenis Distribusi	14
Tabel 2. 4 <i>Reduce Mean</i> (Y_n).....	16
Tabel 2. 5 <i>Reduced Standart Deviation</i> (S_n).....	16
Tabel 2. 6 Nilai Reduced Variate (Y_t)	17
Tabel 2. 7 Parameter statistik yang menentukandistribusi	17
Tabel 2. 8 Kecepatan Aliran Air yang Diizinkan Berdasarkan Jenis Material.....	21
Tabel 2. 9 Koefisien aliran untuk metode Rasional.....	22
Table 4. 1 Data Stasiun Hujan Wonorejo.....	39
Table 4. 2 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata	40
Table 4. 3 Perhitungan Distribusi Normal	41
Table 4. 4 Perhitungan Distribusi Log Peason III	43
Table 4. 5 Kecocokan Distribusi	45
Table 4. 6 Uji Chi - Kuadrat.....	46
Table 4. 7 Grup Kelas	47
Table 4. 8 Derajat Kepercayaan	47
Table 4. 9 Uji Smirnov.....	50

Table 4. 10 Uji Smirnov Log Person III	52
Table 4. 11 Hujan Rencana	54
Table 4. 12 Intensitas Hujan.....	56
Table 4. 13 Waktu kosentrasi dan Debit Banjir.....	57
Table 4. 14 Curah Hujan Jam-jaman	58
Table 4. 15Ordinat Hidrograf satuan SintetikNakayashu	60
Table 4. 16 Debit banjir Q 2tahun Nakayashu	61
Table 4. 17 Debit banjir Q 5 tahun Nakayashu	62
Table 4. 18 Debit banjir Q 10 tahun Nakayashu	63
Table 4. 19 Debit banjir Q 25 tahun Nakayashu	64
Table 4. 20 Debit banjir Q 50 tahun Nakayashu	65
Table 4. 21 Debit banjir Q 50 tahun Nakayashu	66
Table 4. 22 Debit banjir Rencana Nakayashu	67
Table 4. 23 Perhitungan Penampang Eksisting	100
Table 4. 24 Perhitungan Penampang Eksisting Lanjutan	101
Table 4. 25 Perhitungan Penampang Eksisting Lanjutan	102
Table 4. 26 Pertimbangan Perlu Tidaknya Perbaikan Penampang	103
Table 4. 27 Pertimbangan Perlu Tidaknya Perbaikan Penampang	104
Table 4. 28 Pertimbangan Perlu Tidaknya Perbaikan Penampang	105
Table 4. 29 Perhitungan Redisn Saluran	106

Table 4. 30 Perhitungan Redisn Saluran lanjutan.....	107
Table 4. 31 Perhitungan Redisn Saluran lanjutan.....	108
Table 4. 32 Perhitungan Back Water Air Laut - Perbatasan	111
Table 4. 33 Perhitungan Back Water Perbatasan – Menanggal Indah	112
Table 4. 34 Perhitungan Back Water Perbatasan – Dukuh Menanggal.....	113
Table 4. 35 Perhitungan Back Water Perbatasan – Siwalankerto.....	114
Table 4. 36 Perhitungan Back Water Perbatasan – Siwalankerto Selatan.....	115
Table 4. 37 Perhitungan Back Water Perbatasan – Rungkut Industri	116
Table 4. 38 Perhitungan Back Water Perbatasan – Rungkut Barat.....	117
Table 4. 39 Perhitungan Back Water Perbatasan – Rungkut Barata.....	118
Table 4. 40 Perhitungan Back Water Perbatasan – Amir Mahmud	119
Table 4. 41 Perhitungan Bukaian Pintu tiap Saluran	121
Table 4. 42 Perhitungan tebal plat Pintu tiap Saluran....	124

Table 4. 43 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Menanggal Indah	127
Table 4. 44 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Dukuh Menanggal.....	130
Table 4. 45 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Siwalankerto Selatan	133
Table 4. 46 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Siwalankerto	136
Table 4. 47 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Rungkut Industri	139
Table 4. 48 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Rungkut Barata	142

BAB I PENDAHULUAN

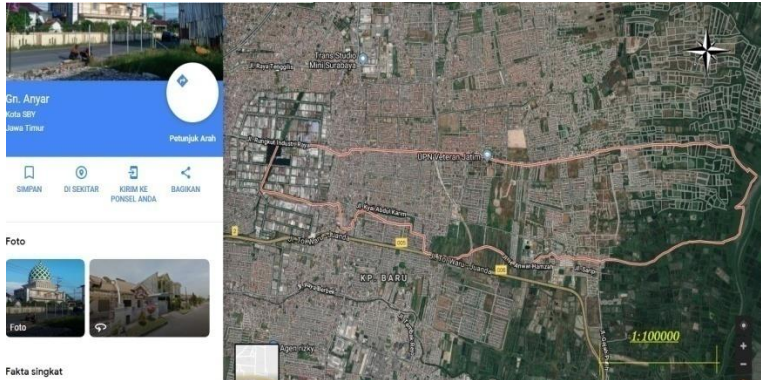
1.1. Latar Belakang

Bencana banjir merupakan salah satu bencana yang sering terjadi di Indonesia dan banyak negara akhir-akhir ini. Banjir adalah fenomena alam yang tak dapat dihindari pada hampir semua sungai tidak hanya merusak lingkungan dan sumber daya alam, tetapi juga menyebabkan kehilangan jiwa dan kerugian ekonomi. Banjir bukan hanya disebabkan oleh curah hujan yang sangat tinggi saja tetapi juga disebabkan oleh pasang surut air laut, meluapnya muka air sungai yang disebabkan oleh penampang sungai yang tidak mampu menampung banyaknya air baik dari air hujan ataupun dari yang lainnya. Bencana banjir sebagaimana kejadian alam yang tidak dapat dihindari tapi dapat dikelola dengan maksud mengurangi resiko dengan dampak negatif

Kecamatan Gunung Anyar adalah sebuah kecamatan yang berada pada sebagian kecil wilayah kota Surabaya bagian timur dimana pada bagian utara berbatasan dengan kecamatan Rungkut. Kecamatan Gunung Anyar memiliki luas 9,71 Km² dan terbagi atas 4 desa yang berdekatan dengan pesisir pantai berada di kecamatan Gunung Anyar, kota Surabaya. Sungai di Kecamatan Gunung Anyar setiap tahunnya selalu mengalami banjir yang disebabkan oleh curah hujan dan pasang surut air laut sehingga debit air yang mengalir di sungai tersebut

mengalir dengan memasuki penampang sungai tersebut yang menjadikan salah satu faktor yang mempengaruhi banjir di daerah tersebut

Untuk penanganan banjir yang sudah dilakukan di kecamatan Gunung Anyar sampai saat ini hanya normalisasi sedimentasi pada saluran tersebut tetapi hal tersebut kurang efektif karena hanya bersifat sementara saja sebab sedimentasi yang terjadi pada saluran ini diakibatkan oleh dua faktor yaitu sedimentasi pada bagian hulu dan sedimentasi akibat erosi di bagian hilir pada saat muka air laut pasang sehingga dalam jangka waktu yang lama bisa jadi akan terjadi pendangkalan pada bagian hilir yang dapat memperlambat proses mengalirnya air menuju ke laut.



Gambar 1. 1 Wilayah Gunung Anyar



Gambar 1. 2 Wilayah Gunung Anyar

1.2. Rumusan Masalah

Salah satu penyebab banjir yang terjadi di kecamatan Gunung Anyar kota Surabaya adalah curah hujan yang dan juga pasang surut air laut yang menyebabkan ai laut naik ke permukaan. Curah hujan tersebut kemudian akan

bertransformasi menjadi aliran air atau debit yang mengalir di saluran yang akhirnya menimbulkan banjir. Oleh karena itu timbul permasalahan sebagai berikut :

1. Bagaimana kondisi permukaan muka air di kali perbatasan di kecamatan Gunung Anyar ?
2. Bagaimana cara menanggulangi bencana banjir yang terjadi di kecamatan Gunung Anyar?

1.3. Tujuan

Penulisan tugas akhir evaluasi penanggulangan bencana banjir DAS Gunung Anyar kali perbatasan di kecamatan Gunung Anyar kota Surabaya bertujuan untuk :

1. Mengetahui kondisi permukaan muka air di kali perbatasan di kecamatan Gunung Anyar.
2. Menanggulangi bencana banjir di kecamatan Gunung Anyar.

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah dari evaluasi penanggulangan bencana banjir DAS Gunung Anyar kali perbatasan di kecamatan Gunung Anyar kota Surabaya ini adalah :

1. Analisa hidrologi berdasarkan curah hujan atau hidrologi dari Balai Besar Wilayah Sungai Brantas

2. Analisa hidrolika berdasarkan debit banjir rencana dengan menggunakan software HEC-RAS
3. Tidak meninjau status kepemilikan lahan eksisting

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Drainase

Pengertian drainase menurut beberapa ahli, antara lain:

- a) Drainase adalah prasarana yang berfungsi untuk mengalirkan air permukaan ke badan air yaitu sumber air permukaan tanah yang berupa sungai, danau, laut dan dibawah permukaan tanah berupa air tanah di dalam tanah atau bangunan (Maryono, 2007)
- b) Drainase yaitu suatu cara pembuangan kelebihan air yang tidak diinginkan pada suatu daerah, serta cara – cara penanggulangan akibat yang ditimbulkan oleh air tersebut (Suhardjono, 1984).
- c) Drainase mempunyai arti mengalirkan, menguras, membuang, atau mengalirkan air. Secara umum, drainase didefinisikan sebagai serangkaian bangunan air yang berfungsi untuk mengurangi dan/atau membuang kelebihan air dari suatu kawasan atau lahan, sehingga lahan dapat difungsikan secara optimal. Drainase juga diartikan sebagai usaha untuk mengontrol kualitas airtanah dalam kaitannya dengan salinitas (Suripin, 2004)

Dirunut dari hulunya, bangunan system drainase terdiri dari saluran penerima (inceptor drain), saluran pengumpul (collector drain), saluran pembawa (conveyor drain), saluran induk (main drain), dan badan air penerima (receiving waters). Di sepanjang system sering dijumpai bangunan lainnya seperti gorong – gorong, siphon, jembatan air, pelimpah, pintu – pintu air, bangunan terjun, kolam tendon, dan stasiun pompa.

Saat ini system drainase sudah menjadi salah satu infrastruktur perkotaan yang sangat penting. Kualitas manajemen mutu suatu kota dapat dilihat dari kualitas system drainase yang ada. Sistem drainase yang baik dapat membebaskan kota dari genangan air (Suripin, 2004).

2.1.1. Drainase Perkotaan

Drainase perkotaan adalah drainase di wilayah kota yang berfungsi untuk mengendalikan atau mengelola air permukaan sehingga tidak mengganggu maupun merugikan masyarakat (Cipta Karya, 2012). Akar permasalahan banjir diperkotaan berasal dari penambahan penduduk yang sangat cepat, diatas rata – rata pertumbuhan nasional, akibat urbanisasi, baik migrasi musiman maupun permanen. Pertumbuhan penduduk yang tidak diimbangi dengan penyediaan sarana dan prasarana perkotaan yang memadai mengakibatkan pemanfaatan lahan perkotaan menjadi acak – cakan (semrawut). Pemanfaatan lahan yang tidak tertib inilah yang menyebabkan persoalan drainase di perkotaan menjadi sangat kompleks (Suripin, 2004).

Drainase perkotaan terbagi menjadi dua, yaitu drainase air hujan (storm water drainage) dan drainase air limbah (sewer drainage). Drainase air hujan terletak diatas permukaan tanah dan drainase air limbah terletak dibawah permukaan air tanah. Adanya pemisahan antara drainase air hujan dan drainase air limbah ini dikarenakan air hujan yang turun ke bumi masih dapat digunakan oleh manusia dan makhluk lainnya, karena tidak mengandung partikel – partikel atau zat – zat yang merugikan harus dibuat system drainase tersendiri di bawah permukaan tanah, agar tidak mengganggu kehidupan makhluk hidup.

2.1.2. Peran Drainase

Sistem drainase dalam wilayah perkotaan memiliki peran yang sangat penting, diantaranya:

1. Mengeringkan bagian wilayah kota dari genangan sehingga tidak menimbulkan dampak negatif.
2. Mengalirkan air permukaan ke badan air terdekat secepatnya.
3. Mengendalikan kelebihan air permukaan yang dapat dimanfaatkan untuk persediaan air dan kehidupan akuatik.

Tabel 2. 1 Hubungan Kondisi Lahan dan Intensitas Hujan

Derajat Curah Hujan	Intensitas Curah Hujan (mm/jam)	Kondisi
Hujan sangat lemah	<1,20	Tanah agak basah atau dibasahi sedikit
Hujan lemah	1,20-3,00	Tanah menjadi basah, sulit membuat puddel
Hujan normal	3,00-18,0	Dapat dibuat puddle, bunyi hujan terdengar
Hujan deras	18,0-60,0	Air tergenang diseluruh permukaan tanah Dan bunyi hujan terdengar keras
Hujan sangat deras	>60,0	Hujan seperti ditumpahkan, saluran meluap

(Sumber : Sistem drainase perkotaan berkelanjutan, 2004)

Tabel 2. 2 Periode Ulang Hujan Untuk Desain Saluran Drainase

No.	Jenis Kawasan	Saluran Primer	Saluran Sekunder	Saluran Tersier
Permukiman:				
1.	Kota Sedang	5-10 Tahun	2-5 Tahun	2-5 Tahun
	Kota Kecil	10-20 Tahun	2-5 Tahun	2-5 Tahun
2	Industri	2-5 Tahun	2-5 Tahun	2-5 Tahun
3	Perumahan	5-20 Tahun	2-5 Tahun	2-5 Tahun

(Sumber: Sistem drainase perkotaan yang berkelanjutan. Suripin, 2004)

2.1.3. Konsep Drainase

Secara garis besar konsep drainase yang ada dibagi menjadi:

a) Drainase Konvensional

Konsep drainase konvensional (lama) menekankan pada upaya membuang atau mengataskan kelebihan air, dalam hal ini air hujan secepat – cepatnya dialirkan ke sungai dan seterusnya mengalir ke laut. Konsep ini jika ditinjau lebih lanjut akan menimbulkan dampak negatif yang sangat besar. Jika hal ini dilakukan pada semua kawasan, akan memunculkan berbagai masalah, baik di daerah hulu, tengah, maupun hilir. Konservasi air di kawasan yang di-drain rendah, dengan kata lain terjadi penurunan peresapan air permukaan ke dalam tanah. Muka air tanah cenderung turun karena infiltrasi rendah. Penurunan ini membawa akibat terhadap

ekologi dan dimungkinkan terjadi penurunan muka tanah (Maryono, 2003).

b) Drainase Berwawasan Lingkungan (eko-drainase)

Definisi konsep drainase berwawasan lingkungan (eko-drainase) yaitu upaya mengelola kelebihan air dengan cara meresapkan ke dalam tanah secara alamiah sebanyak – banyaknya atau mengalirkan ke sungai tanpa melampaui kapasitas sungai (Maryono, 2003). Konsep dasar pengembangan drainase yang berkelanjutan yaitu dengan meningkatkan daya guna air, meminimalkan kerugian serta memperbaiki dan konservasi lingkungan (Suripin, 2004).

Terdapat 2 (dua) pola yang digunakan antara lain:

- Pola detensi (menampung air sementara), misalnya dengan membuat kolam penampungan.
- Pola retensi (meresapkan), antara lain dengan membuat sumur resapan, saluran resapan, bidang resapan, dan kolam resapan.

2.2. Analisa Hidrologi

Analisis hidrologi adalah analisis awal dalam perencanaan konstruksi bangunan keairan untuk mengetahui besarnya debit yang akan dialirkan sehingga dapat ditentukan dimensi bangunan secara ekonomi. Besar debit yang digunakan dalam perencanaan adalah debit rencana pada periode ulang tertentu.

2.2.1. Analisa Curah Hujan Rencana

Data hujan yang diperoleh dari stasiun hujan merupakan hujan yang terjadi pada 1 titik saja/ *point rainfall* (Soemarto, 1999). Untuk perhitungan hidrologi dibutuhkan data hujan pada kawasan yang ditinjau sehingga dibutuhkan beberapa stasiun hujan yang akan diubah menjadi curah hujan wilayah. Ada 3 cara yang sering digunakan untuk menentukan curah hujan wilayah, yaitu rata-rata aljabar (aritmatik), Poligon Thiessen, dan Isohyet.

Dari ketiga metode di atas perlu dipilih metode yang sesuai pada suatu daerah tangkapan air.

1. Thiessen Poligon

Dalam analisa ini perhitungan area rainfall menggunakan metode *Polygon Thiessen*. Hal ini disebabkan kondisi stasiun hujan yang tidak merata. Hal yang perlu diperhatikan dalam metode ini adalah sebagai berikut :

- Jumlah stasiun pengamatan minimal tiga buah.
- Penambahan stasiun akan mengubah seluruh jaringan
- Topografi daerah tidak diperhitungkan.
- Stasiun hujan tidak tersebar merata

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

Dimana :

R Hujan rata-rata daerah (mm)

R_n Hujan pada pos penakar hujan (mm)

A_n Luas daerah pengaruh pos penakar hujan (km²)

A Luas total DAS (km²)

2. *Aritmatic Mean*

Biasanya cara ini dipakai pada daerah yang datar dan banyak stasiun penakar hujan dan dengan anggapan bahwa daerah tersebut sifat curah hujannya seragam. Cara ini digunakan apabila

- Daerah tersebut berada pada daerah yang datar
- Penempatan alat ukur tersebar merata
- Variasi curah hujan sedikit dari harga tengahnya

Cara penghitungannya sebagai berikut :

$$R = \frac{1}{n} + (R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n \text{ atau } R)$$

$$= \frac{1}{n} \sum_{n=1}^n R_1$$

Dimana :

R Tinggi hujan rata-rata daerah aliran

$R_1 R_2 R_3 R_n$ Tinggi hujan masing-masing stasiun

N Banyaknya stasiun

2.2.2. Parameter Dasar Statistik

Dalam statistik ada beberapa parameter yang berkaitan dengan analisis data, yaitu meliputi rata-rata, standart deviasi, koefisien *skewness* dan koefisien kurtosis. Parameter statistik ini digunakan untuk menentukan distribusi frekuensi yang akan digunakan. Berikut setiap jenis distribusi mempunyai parameter statistik yang terdiri dari :

- Nilai rata-rata tinggi hujan

Tinggi rata-rata hujan diperoleh dari rata-rata penakaran tinggi hujan. Rumus yang digunakan :

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

Dimana :

\bar{X} = rerata (mm)

Ri = variable random (mm)

N = jumlah data

Sumber: Triatmojo, 2010

- Standar Deviasi

Standar Deviasi dapat digunakan untuk mengetahui variabilitas dari distribusi. Semakin besar standart deviasinya maka semakin besar penyebaran dari distribusi. Nilai standart deviasi dapat dihtung menggunakan rumus sebagai berikut :

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

Dimana :

S = Deviasi standart

Xi = Nilai varian ke i

X = Nilai rata-rata varian

n = Jumlah data

Sumber : Soewarno, 1995

- Koefisien Skewness (Cs)

Koefisien Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simestrisan dari suatu

bentuk distribusi. . Nilai koefisien skewness dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2) \times S^3} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3$$

Dimana :

CS = Koefisien Skewness

X_i = Nilai varian ke i

\bar{X} = Nilai rata-rata varian

n = Jumlah data

S = Deviasi standar

Sumber : *Triatmojo, 2010*

- Koefisien Kurtosis (Ck)

Koefisien Keruncingan (kurtosis) dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Nilai koefisien kurtosis dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \times S^4} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4 \times S$$

Dimana :

Ck = Koefisien Kurtosis

X_i = Nilai varian ke i

\bar{X} = Nilai rata-rata varian

n = Jumlah data

S = Deviasi standar

Sumber : *Triatmojo, 2010*

- Koefisien Variasi (Cv)

Koefisien variasi adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dengan nilai rata-rata hitung suatu distribusi. Nilai koefisien variasi dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$CV = \frac{S}{\bar{X}}$$

Dimana

CV = Koefisien variasi

\bar{X} = Nilai rata-rata varian

Perhitungan curah hujan rencana dihitung dengan analisis distribusi frekuensi. Distribusi yang digunakan adalah distribusi normal, distribusi gumbel dan distribusi *log person type III*.

Adapun syarat-syarat parameter statistik dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 2. 3 Parameter Statistik jenis Distribusi

No	Distribusi	Persyaratan
1	Normal	Cs = 0 Ck = 3
2	Log Normal	Cs = Cv ³ + 3 Cv Ck = Cv ⁸ + 6Cv ⁶ + 15Cv ⁴ + 16Cv ² + 3
3	Gumbel	Cs = 1.14 Ck = 5.4
4	<i>Log Person Type III</i>	Selain dari nilai diatas / flexibel

Sumber : Triatmodjo, 2010

2.2.3. Analisa Distribusi Frekuensi Curah Hujan

Curah hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan yang terjadi pada periode ulang tertentu. Perhitungan hujan rencana dipakai metode antara lain :

a. Metode Distribusi Normal

Rumus dasar yang digunakan dalam menggunakan analisa distribusi normal adalah :

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

$$V = \frac{\sum_{i=L}^n Xi}{n}$$

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

Dimana :

X Curah hujan dengan periode ulang T tahun

X Curah hujan rata-rata harian maksimum selama tahun pengamatan

S Standart Deviasi
 K Faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik dari distribusi peluang yang digunakan untuk analisa peluang.

Sumber : Soewarno, 1995

b. Metode Distribusi Gumbel

Distribusi Gumbel digunakan untuk analisis data maksimum, misalnya untuk analisis frekwensi banjir. Distribusi Gumbel mempunyai koefisien kemencengan (*Coeffisien of skwenes*) atau $CS = 1,14$.

Dalam perhitungan rumus yang dipakai untuk metode distribusi gumbel adalah :

$$X_T = \bar{X} + K.Sd$$

Dimana :

X_T Curah hujan rancangan untuk periode ulang pada T tahun

X Nilai rata-rata dari data hujan

Sd Standart deviasi

K Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang dan tipedistribusi frekuensi

Faktor probabilitas K untuk harga-harga ekstrim Gumbel dapat dihitung dengan rumus :

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

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

Y_T Reduce mean

Y_n Reduce Standart Deviasi sebagai fungsi dari banyaknya data n

S_n Parameter Gumbel periode T tahun

N Jumlah pengamatan

Sumber : Soewarno, 1995

Tabel 2. 4 Reduce Mean (Yn)

N	Yn	N	Yn	N	Yn	N	Yn
10	0.4952	15	0.5128	20	0.5236	25	0.5309
11	0.4996	16	0.5157	21	0.5252	26	0.532
12	0.5035	17	0.5181	22	0.5268	27	0.5332
13	0.5070	18	0.5202	23	0.5283	28	0.5342
14	0.5100	19	0.522	24	0.5296	29	0.5353

(Sumber : Triatmodjo, 2008: 227)

Tabel 2. 5 Reduced Standart Deviation (Sn)

N	Sn	N	Sn	N	Sn	N	Sn
10	0,9496	15	1,0206	20	1,0628	25	1,0915
11	0,9676	16	1,0136	21	1,0696	26	1,1961
12	0,9833	17	1,0411	22	1,0754	27	1,1004
13	0,9971	18	1,0493	23	1,0811	28	1,1047
14	1,0095	19	1,0565	24	1,0864	29	1,1086

(Sumber : Triatmodjo, 2008: 227)

c. Metode Distribusi Log Person Type III

Distribusi Pearson Tipe III digunakan untuk analisis variabel hidrologi dengan nilai varian minimum misalnya analisis frekuensi distribusi dari debit minimum (*low flows*). Distribusi Pearson Tipe III digunakan apabila nilai CS tidak memenuhi untuk Distribusi Gumbel maupun Distribusi Normal. Tiga parameter yang paling penting dalam Log Pearson Tipe III yaitu harga rata-rata, simpangan baku dan koefisien kemencengan. Berikut langkah-langkah penggunaan distribusi Log Pearson Type III :

- Ubah data ke dalam bentuk logaritmis, $X = \log X$.
- Menghitung harga rata-rata :

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

- Menghitung harga simpangan baku :

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

- Persamaan metode Log Pearson III :

$$\text{Log } X_T = \log \bar{X} + K \cdot S$$

Dimana :

K = variabel standar untuk X yang besarnya tergantung koefisien kemencengan G.

Tabel 2. 6 Nilai Reduced Variate (Yt)

Periode Ulang	Reduced Variate
2	0,3668
5	1,5004
10	2,2510
20	2,9709
25	3,1993
50	3,9028
100	4,6012

(Sumber : Triatmodjo, 2008)

Tabel 2. 7 Parameter statistik yang menentukandistribusi

Distribusi	Parameter Statistik	Syarat Nilai
Gumbel	Cs	Cs = 1.14
	Ck	Ck = 5.4
Log Person	Cs	Bebas
Type III	Ck	Bebas

(Sumber : Triatmodjo, 2008: 250)

2.2.4. Uji Kecocokan distribusi Frekuensi Curah Hujan

a. Metode Chi – Kuadrat

Uji Chi Kuadrat bertujuan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang dipilih bisa mewakili distribusi

statistic sampel data yang dianalisis. Pengujian ini menggunakan parameter X^2 , dapat dihitung dengan rumus :

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

$$G = 1 + 1,37 \ln(n)$$

$$Dk = G - R - 1$$

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

$$T(Xm) = \frac{n + 1}{m}$$

Dimana :

- X^2 Parameter Chi Kuadrat
- G Jumlah Sub kelompok
- E_i Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1
- O_i Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1
- dk Derajat kebebasan
- R Konstanta
- P Peluang

b. Metode Smirnov Kolmogorov

Pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data, yaitu distribusi empiris dan distribusi teoritis yang disebut Δ_{mak}

$$\Delta_{mak} = |P_e - P_t|$$

Dimana :

- Δ_{mak} Selisih antara peluang teoritis dengan peluang empiris
- Δ_{cr} Simpangan kritis (dari tabel)
- P_e Peluang empiris
- P_f Peluang teoritis

Kemudian dibandingkan antara Δ_{mak} dengan Δ_{cr} bila $\Delta_{mak} < \Delta_{cr}$ maka pemilihan distribusi frekuensi tersebut dapat diterapkan pada data tersebut.

2.2.5. Debit Banjir Rencana

Metode yang biasa digunakan untuk menghitung debit banjir rencana pada suatu ruas sungai atau saluran adalah sebagai berikut :

a. Metode Rasional

Metode rasional dapat menggambarkan hubungan antara debit dengan besarnya curah hujan untuk DPS dengan luas sampai 500 Ha, dan merupakan metode yang paling tua untuk menaksir debit banjir berdasarkan data curah hujan. Debit banjir yang dihitung berdasarkan parameter hujan dan karakteristik DPS.

$$Q = \frac{1}{3.6} \times C \times I \times A$$

Dimana :

Q = Debit maksimum rencana (m³/dt).

A = Luas daerah aliran (km²)

C = Koefisien aliran

I = Intensitas curah hujan (mm/jam).

1. Intensitas Curah Hujan

Data yang digunakan untuk menghitung intensitas curah hujan adalah curah hujan jangka pendek yang dinyatakan dalam intensitas per jam yang disebut intensitas curah hujan (mm/jam). Besarnya intensitas curah hujan itu berbeda-beda yang disebabkan oleh lamanya curah hujan atau frekuensi kejadiannya. Untuk mengestimasi intensitas curah hujan, dalam perencanaan ini biasanya digunakan salah satu dari rumus di bawah ini :

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24} \right) \times \left(\frac{24}{T_c} \right)^{2/3}$$

Dimana:

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

T_c = Lamanya waktu konsentrasi (jam)

R₂₄ = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

2. Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi, T_c adalah waktu yang diperlukan untuk mengalirkan air hujan dari titik terjauh menuju suatu titik tertentu ditinjau pada daerah pengaliran. Umumnya waktu konsentrasi terdiri dari waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir pada permukaan tanah menuju saluran terdekat (T_o) dan waktu untuk mengalir dalam saluran ke suatu tempat yang ditinjau (T_f).

$$T_c = T_o + T_f$$

Di mana :

T_c = Waktu konsentrasi durasi hujan (menit)

T_f = Waktu pengaliran dalam saluran (menit)

T_o = Waktu pengaliran pada permukaan saluran (menit)

L = Panjang saluran (m)

D = Beda tinggi antara titik terjauh (m)

V = Kecepatan aliran air dalam saluran (m/dt)

Untuk mencari nilai T_o dan T_f menggunakan rumus sebagai berikut :

- Rumus Kirpich

$$T_o = 0.0195 \times \left(\frac{L_o}{\sqrt{I_o}} \right)^{0.77}$$

Dimana :

L_o = jarak titik tinjau lahan terhadap system saluran yang ditinjau

I_o = kemiringan rata-rata permukaan tanah ke saluran yang ditinjau

- Rumus Dr. Rizha

$$T_f = \frac{L}{V}$$

Dimana :

L = panjang saluran (m)

V = kecepatan di dalam saluran (m/det)

Tabel 2. 8 Kecepatan Aliran Air yang Diizinkan Berdasarkan Jenis Material

Jenis bahan	Kecepatan (m/det)
Lempung kepasiran	0.5
Lanau alluvial	0.6
Kerikil halus	0.75
Lempung kokoh	0.75
Lempung padat	1.1
Kerikil kasar	1.2
Batu-batu besar	1.5
Pasangan batu	1.5
Beton	1.5
Beton bertulang	1.5

(Sumber : Petunjuk Desain Drainase Permukaan Jalan No.008/BNKT/1990)

3. Tata Guna Lahan

Data tata guna lahan ada kaitannya dengan besarnya aliran permukaan. Aliran permukaan ini menjadi besaran aliran drainase. Besarnya aliran permukaan tergantung dari banyaknya air hujan yang mengalir setelah dikurangi banyaknya air hujan yang meresap. Berapa besarnya air yang dialirkan bergantung pula kepada tingkat kerapatan permukaan tanah, dan ini berkaitan dengan penggunaan lahan. Besarnya koefisien limpasan (C) pada berbagai macam kondisi daerah aliran disajikan dalam tabel di bawah ini.

Tabel 2. 9 Koefisien aliran untuk metode Rasional

Diskripsi Lahan/Karakter Permukaan	Koefisien Aliran (C)
Bisnis	
Perkotaan	0.70 - 0.95
Pinggiran	0.50 - 0.70
Perumahan	
Rumah tunggal	0.30 - 0.50
Multiunit, terpisah	0.40 - 0.60
Multiunit, tergabung	0.60 - 0.75
Apartemen	0.50 - 0.70
Industri	
Ringan	0.50 - 0.80
Berat	0.60 - 0.90
Perkerasan	
Aspal dan beton	0.70 - 0.95
Batu bata, paving	0.50 - 0.70
Atap	
Halaman, tanah berat	0.70 - 0.95
Datar 2%	

Tabel 2.10(Lanjutan)

Diskripsi Lahan/Karakter Permukaan	Koefisien Aliran (C)
Rata-rata 2 - 7%	0.05 - 0.10
Curam 7%	0.10 - 0.15
Halaman kereta api	0.15 - 0.20
Taman tempat bermain	0.10 - 0.35
Taman,pekuburan	0.10 - 0.25
Hutan	
Datar 0 - 5%	0.10 - 0.40
Bergelombang 5 - 10%	0.25 - 0.50
Berbukit 10 - 30%	0.30 - 0.60

(Sumber : Suripin, 2004: 80-81)

4. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran merupakan hasil perbandingan antara jumlah hujan yang mengalir sebagai limpasan diatas permukaan tertentu dan tertangkap di titik yang ditinjau dengan jumlah hujan yang jatuh ke bumi atau curah hujan. Untuk menentukan harga koefisien pengaliran dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$C_{gab} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i C_i}{\sum_{i=1}^n A}$$

Dimana :

C_{gab} = koefisien pengaliran rata-rata

A_i = luas masing-masing tata guna lahan

C_i = koefisien pengaliran masing-masing tata guna lahan

A = luas tata guna lahan keseluruhan

b. Metode Hidrograf Satuan Sintesis (HSS) Nakayasu

Hidrograf adalah kurva yang memberi hubungan antara parameter aliran dan waktu. Parameter tersebut bisa berupa kedalaman aliran (elevasi) atau debit aliran; sehingga terdapat dua macam hidrograf yaitu hidrograf muka air dan hidrograf debit. Hidrograf muka air dapat ditransformasikan menjadi hidrograf debit dengan menggunakan *rating curve*. Untuk selanjutnya yang dimaksud dengan hidrograf adalah hidrograf debit, kecuali apabila dinyatakan lain.

Pada tahun 1932, L.K. *Sherman* mengenalkan konsep hidrograf satuan, yang banyak digunakan untuk melakukan transformasi dari hujan menjadi debit aliran. Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung (tanpa aliran dasar) yang tercatat di ujung hilir DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1 mm yang terjadi secara merata di permukaan *catchment area* dengan intensitas tetap dalam satu durasi tertentu.

Metode hidrograf satuan banyak digunakan untuk memperkirakan banjir rancangan. Metode ini relatif sederhana, mudah penyerapannya, tidak memerlukan data yang kompleks, dan memberikan hasil rancangan yang cukup teliti. Data yang diperlukan untuk menurunkan hidrograf satuan terukur di *catchment area* yang ditinjau adalah data hujan otomatis dan pencatatan debit di titik kontrol. Beberapa anggapan dalam penggunaan hidrograf satuan adalah sebagai berikut ini:

1. Hujan efektif mempunyai intensitas konstan selama durasi hujan efektif. Untuk memenuhi anggapan ini maka hujan deras yang dipilih adalah hujan dengan durasi singkat.
2. Hujan efektif terdistribusi secara merata pada seluruh *catchment area*. Dengan anggapan ini maka hidrograf satuan tidak berlaku untuk *catchment area* yang sangat luas, karena ini sulit untuk mendapatkan hujan yang sangat merata di seluruh *catchment area*. Penggunaan pada *catchment area* yang sangat luas dapat dilakukan dengan cara membagi *catchment area* menjadi sejumlah sub *catchment area* dilakukan analisis hidrograf satuan.

3. Dari data hujan dan hidrograf limpasan langsung yang tercatat setiap interval waktu tertentu (misalnya tiap jam), selanjutnya dilakukan pemilihan data untuk analisis tahap selanjutnya. Untuk penurunan hidrograf satuan, dipilih kasus banjir dengan kriteria berikut ini:
4. Hidrograf banjir berpuncak tunggal, hal ini dimaksudkan untuk memudahkan analisis.
5. Hujan penyebab banjir terjadi merata diseluruh *catchment area*, hal ini dipilih untuk memenuhi kriteria teori hidrograf satuan.
6. Dipilih kasus banjir dengan debit yang memiliki puncak yang relatif cukup besar.

Berdasarkan kriteria tersebut, maka akan terdapat beberapa kasus banjir. Untuk masing-masing kasus banjir diturunkan hidrograf satuannya. Hidrograf satuan yang dianggap dapat mewakili *catchment area* yang ditinjau adalah hidrograf satuan rerata yang diperoleh dari beberapa kasus banjir tersebut.

Di daerah yang data hidrologinya tidak tersedia untuk menurunkan hidrograf satuan, maka dibuatlah hidrograf satuan sintesis yang didasarkan pada karakteristik fisik dari *catchment area*. Metode *Nakayasu* adalah salah satu dari beberapa metode yang biasa digunakan dalam perhitungan hidrograf satuan sintesis ini. Hidrograf satuan sintesis *Nakayasu* dikembangkan berdasarkan beberapa sungai di Jepang (*Sumber : Soemarto, 1987*).

Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti :

- a. Tenggang waktu dari permukaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)
- b. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
- c. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
- d. Luas daerah aliran sungai
- e. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)

Bentuk HSS *Nakayasu* dalam persamaan berikut ini :

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left(\frac{A \cdot Re}{0,3T_p + T_{0,3}} \right)$$

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

$$t_g = 0,4 + 0,058L = L > 15 \text{ km}$$

$$t_g = 0,21L^{0,7} = L < 15 \text{ km}$$

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

$$t_r = 0,5t_g \text{ sampai } t_g$$

Dimana :

Qp	debit puncak banjir (m ³ /dt)
A	luas <i>catchment area</i> (km ²)
Re	curah hujan efektif (1 mm)
Tp	waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf (jam)
T0,3	waktu dari puncak banjir sampai 0,3 (30%) kali debit puncak (jam)
Tg	waktu konsentrasi
Tr	satuan waktu dari curah hujan (jam)
α	koefisien karakteristik <i>catchment area</i> biasanya diambil dua
L	panjang sungai utama (km)

Bentuk hidrograf satuan oleh persamaan berikut :

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

$$Q_t = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^2$$

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

$$Q_r = Q_p \times 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}}$$

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

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(0,5T_{0,3})]/(1,5T_{0,3})}$$

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

$$Q_t = Q_p \times 0,3 \frac{[(t - T_p) + (1,5T_{0,3})]}{2T_{0,3}}$$

$$Q_p = 2,78 \frac{C_p \cdot A}{T_p}$$

2.3. Analisa Hidrolika

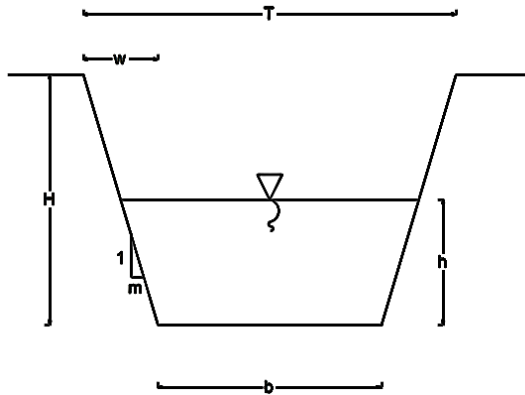
Analisa hidrolika dilakukan untuk mengetahui apakah secara teknis sistem drainase yang direncanakan sesuai dengan persyaratan teknis. Analisis ini berisi perhitungan kapasitas saluran dan analisis perencanaan saluran.

2.3.1. Perhitungan Kapasitas Saluran

a. Penampang Tunggal Trapesium

Kapasitas pengaliran sungai dihitung berdasarkan Rumus Manning yang mana perhitungannya dibuatkan atas hasil pengukuran profil yaitu long section dan cross section sungai. Dalam proyek ini dihitung persegmen sungai dan hasil perhitungan dimasukkan ke dalam tabel.

Cara ini memungkinkan untuk mengevaluasi pengaruh masing-masing variable terhadap besarnya kecepatan. Bila dilakukan evaluasi semacam ini, kecepatan pada kondisi tertentu pada variable-variable sama dengan tingkat pengaruh setiap variable tersebut terhadap kecepatannya.



$$Q = A \times V$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$A = \frac{(T + B)}{2} \times h$$

$$P = B + h + h$$

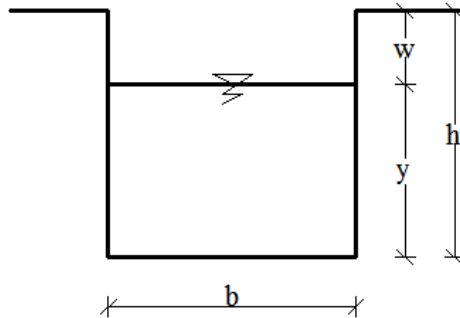
Dimana :

- Q = Debit aliran (m³/dt)
- V = Kecepatan aliran (m/dt)
- n = Koefisien kekasaran manning
- P = Keliling penampang basah (m)
- A = Luas penampang basah (m²)
- R = Jari-jari hidrolis (m)
- I = Kemiringan saluran

b. Penampang Tunggal Segi Empat

Kapasitas pengaliran sungai dihitung berdasarkan Rumus Manning yang mana perhitungannya dibuatkan atas hasil pengukuran profil yaitu long section dan cross section sungai. Dalam proyek ini dihitung persegmen sungai dan hasil perhitungan dimasukkan ke dalam tabel.

Cara ini memungkinkan untuk mengevaluasi pengaruh masing-masing variable terhadap besarnya kecepatan. Bila dilakukan evaluasi semacam ini, kecepatan pada kondisi tertentu pada variable-variable sama dengan tingkat pengaruh setiap variable tersebut terhadap kecepatannya.



Untuk penampang saluran segi empat dapat dihitung menggunakan rumus dibawah ini :

$$\begin{aligned} Q &= A \times V \\ V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ A &= b \times h \\ P &= 2h + b \end{aligned}$$

Dimana :

- Q = Debit aliran (m³/dt)
- V = Kecepatan aliran (m/dt)
- m = Kemiringan penampang
- n = Koefisien kekasaran manning
- P = Keliling penampang basah (m)
- A = Luas penampang basah (m²)
- R = Jari-jari hidrolis (m)
- I = Kemiringan saluran

2.3.3.Kecepatan Aliran

Untuk memperhitungkan kecepatan aliran dalam perhitungan kapasitas saluran yang direncanakan, digunakan rumus kecepatan manning

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

Dimana :

- V = Kecepatan rata-rata dalam saluran (m/det)
- n = Koefisien kekasaran dinding saluran
- R = Jari-jari hidrolis (m)
- I = Kemiringan dasar saluran

Nilai koefisien manning untuk jenis-jenis material disajikan dalam tabel 2.10 Nilai kekasaran manning dapat menjadi nilai kekasaran manning gabungan apabila dalam satu saluran ada lebih dari satu jenis bahan yang menyusun saluran tersebut.

Tabel 2.12 Nilai koefisien Manning

Bahan	Koefisien Manning
Besi tulangan dilapisi	0.014
Kaca	0.01
Saluran beton	0.013
Bata dilapisi mortar	0.015
Pasangan batu disemen	0.025
Saluran tanah bersih	0.022
Saluran tanah	0.03
Saluran dengan dasar batu tebing rumput	0.04
Saluran pada galian batu cadas	0.04

(Sumber : Anggrahini, 1996: 395)

2.3.2. Debit Aliran

Untuk menghitung kapasitas saluran digunakan persamaan kontinuitas dan rumus manning

$$Q = V \times A$$

Dimana :

Q = Debit pengaliran (m³/det)

V = Kecepatan rata-rata dalam saluran (m/det)

A = Luas Penampang basah saluran (m)

2.3.4. Perhitungan *Back Water*

Analisa *back water* dipengaruhi oleh penyempitan kapasitas saluran dan untuk mengetahui sejauh mana ketinggian air pada jarak tertentu akibat adanya muka air banjir tertinggi di sekitar daerah muara.

Secara umum metode tahapan langsung dinyatakan dengan membagi saluran menjadi pendek, lalu menghitung secara bertahap dari satu ujung ke ujung yang lainnya. Persamaan tinggi tekanan total di kedua ujung penampang 1 dan 2 dapat dinyatakan sebahai berikut :

$$i_b \cdot \Delta x + h_1 + \frac{v^2}{2g} = h_2 + \frac{v^2}{2g} + i_f \cdot \Delta x$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{i_b - i_f} = \frac{\Delta E}{i_b - i_f}$$

Dengan E adalah sebagai energy spesifik, atau anggapa

$$\alpha = \alpha_1 = \alpha_2$$

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Dengan rumus Manning, kemiringan gesek dinyatakan dalam :

$$S_f = \left[\frac{n \cdot V}{R^{\frac{3}{4}}} \right]^2$$

Dimana :

- H = Kedalaman aliran
- V = Kecepatan rata-rata
- α = Koefisien energy
- i_b = Kemiringan dasar saluran
- i_f = Kemiringan garis energi

2.4. Pengertian Banjir / Genangan

Pengertian banjir atau genangan adalah suatu kondisi dimana tidak tertampungnya air dalam saluran pembuang (kali) atau terhambatnya aliran air didalam saluran pembuang (Suripin, 2004). Dikatakan banjir apabila terjadi luapan air yang disebabkan kurangnya kapasitas penampang saluran.

B. Upaya pengendalian Banjir / Genangan

Perbaikan system drainase perkotaan pada umumnya mengikuti tahapan – tahapan sebagai berikut:

1. Mempelajari system drainase yang sudah ada saat ini.
2. Merumuskan rencana perbaikan system drainase
3. Perencanaan fasilitas drainase, seperti saluran drainase, tanggul, gorong – gorong, stasiun pompa, dan lain – lain.
4. Pelaksanaan pekerjaan
5. Operasi dan pemeliharaan fasilitas drainase

Berdasarkan tahapan – tahapan diatas, dapat disusun usaha perbaikan drainase yang memungkinkan untuk mengendalikan

banjir di daerah perkotaan yang dapat dipilih dari beberapa alternative berikut :

1. Penurunan debit buangan dengan pembuatan resapan air di daerah simpanan (retention area) di daerah hulu dan tengah.
2. Pembuatan saluran tambahan/sudetan tambahan untuk mengurangi daerah tangkapan.
3. Perbaikan dan/atau normalisasi saluran drainase
4. Pembuatan pintu klep untuk mengatasi airtinggi di saluran utama/saluran induk
5. Pengurugan daerah – daerah rendah
6. Perubahan arah aliran air saluran drainase
7. Pembuatan stasiun pompa dan kolam penampungan.

BAB III METODOLOGI

Metodologi dalam mengevaluasi permasalahan ini yaitu dengan pendekatan survey, sedangkan menurut tingkat penjabarannya yaitu dari pendataan, pengamatan dan analisis sehingga menggambarkan bagaimana kinerja sistem drainase dan hal apa saja yang mempengaruhi kinerja nya.

3.1. Tahap Persiapan

Tahap persiapan merupakan tahapan awal yang mencakup serangkaian kegiatan meliputi pembuatan dan pengajuan berkas-berkas yang di perlukan untuk memperoleh data. Data-data yang diperlukan untuk penyusunan tugas akhir terapan ini antara lain :

- a. Peta sistem Drainase
Digunakan untuk mengetahui catchment area, skema sistem jaringan, dan mengetahui arah aliran saluran
- b. Data curah hujan
Data tersebut digunakan untuk mengetahui data hujan rata-rata tiap stasiun hujan yang kemudian diketahui data hujan maksimum
- c. Peta Lokasi
Untuk mengetahui daerah stasiun hujan, catchment area, dan lokasi sistem drainase
- d. Data banjir yang sudah pernah terjadi
Gambaran kondisi saluran saat ini meliputi potongan melintang, potongan memanjang, dan gambar situasi lapangan.

3.2. Identifikasi Masalah

Mengidentifikasi masalah yang muncul akibat beberapa faktor penyebab banjir didaerah sistem Drainase tersebut. Dari informasi dan data yang telah diperoleh dapat ditarik suatu hipotesis untuk menyelesaikan permasalahan dengan mengacu pada teori-teori dari studi literatur. Hasil berupa pemanfaatan biopori sebagai teknologi ekodrainase yang baik

1. Pemanfaatan Biopori sebagai alat mereduksi banjir yang baik

2. Analisa saluran pada sistem drainase yang mengarah ke Kali Perbatasan
3. Debit rencana periode ulang 2 tahun, 5 tahun, dan 10 tahun
4. Debit banjir rencana
5. Solusi dari inti permasalahan

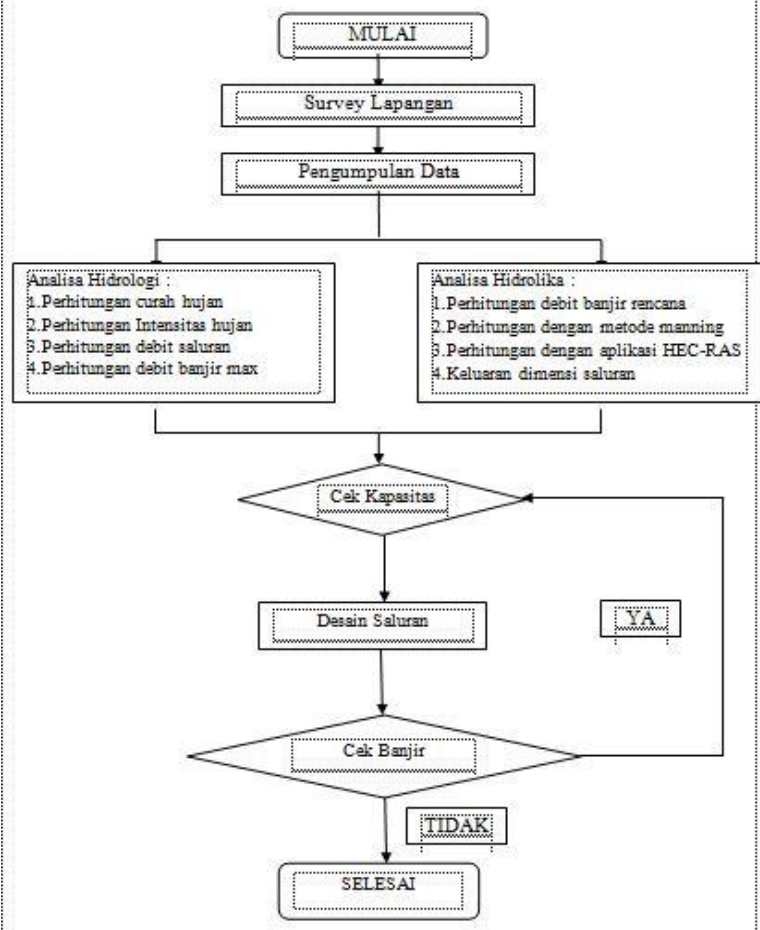
3.3. Pengidentifikasian Masalah

3.3.1 Evaluasi data curah hujan

Evaluasi data curah hujan meliputi :

- a. Curah hujan rata-rata
 - Metode Poligon Thiessen
- b. Curah hujan rencana
 - Metode Log Person tipe III
 - Metode distribusi Gumble
- c. Uji kesesuaian distribusi frekwensi curah hujan
 - Metode Chi kuadrat
 - Metode Smirnov-Klomogorov
- d. Perhitungan debit banjir rencana
 - Metode Rasional
- e. Analisa Hidrologi
- f. Analisa Hidrolika
- g. Analisa Resapan
- h. Analisa *Back Water*
- i. Evaluasi kemampuan daya tampung saluran

3.4. Flow Chart

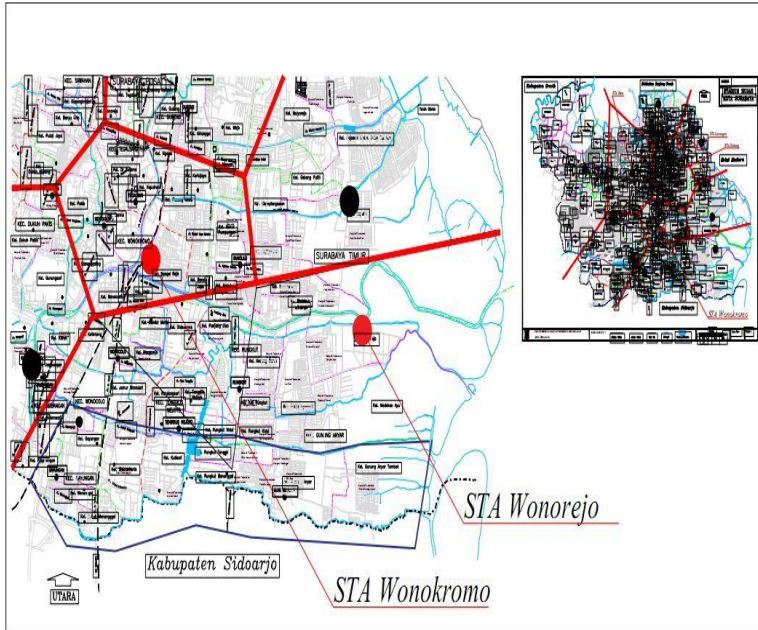


“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB 4 ANALISA PERHITUNGAN

4.1. Analisis Hidrologi

4.1.1. Penentuan Curah Hujan Wilayah



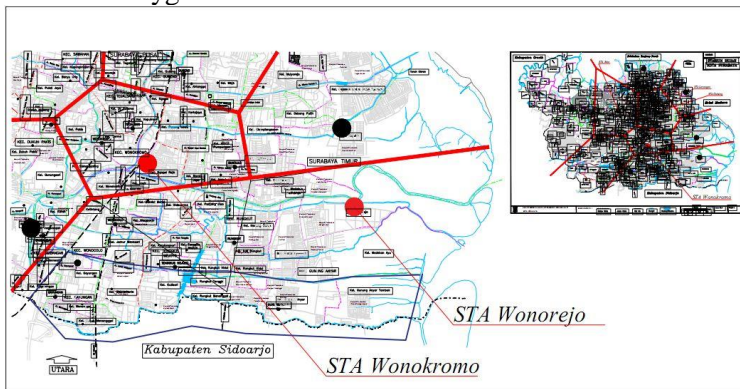
Gambar 4. 1Pos stasiun hujan

Kota Surabaya yang merupakan salah satu daerah otonom dan merupakan kota terbesar pertama di Jawa Timur setelah kota Surabaya. Memiliki luas wilayah 350,54 Km², yang terdiri dari 31 Kecamatan dan 154 Kelurahan. Secara keseluruhan wilayah kota Surabaya meliputi bagian wilayah kota sebagai berikut:

1. SubSurabaya Pusat.
2. Sub Surabaya Timur.
3. Sub Surabaya Barat.
4. Sub Surabaya Utara.
5. Sub Surabaya Selatan.

Ruang lingkup wilayah perencanaan yang diulas dalam kajian teknis mengenai banjir ini adalah daerah Sub Surabaya Timur.

Untuk analisa hidrologi dibutuhkan data hujan pada kawasan yang ditinjau sehingga memerlukan satu atau beberapa stasiun hujan. Ada 3 cara yang sering digunakan untuk mengubah data hujan tersebut. Cara-cara itu adalah Aritmatika, Polygon Thiesen, dan Ishoyet. Metode yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini adalah metode Thiesen Polygon.



Sebagai lokasi penelitian Daerah Pengaliran Sungai (DPS) Perbatasan mempunyai luas wilayah 970,6 ha atau seluas 9,706km². yang mencakup sebagian wilayah Kecamatan Gunung Anyar.

Ditinjau dari stasiun hujan yang cukup, maka digunakan cara Polygon Thiesen untuk mencari stasiun yang berpengaruh di Kali Perbatasan. Data curah hujan yang digunakan yaitu data hujan selama 11 tahun (2007-2017) yang merupakan stasiun yang berfungsi untuk pengamatan. Stasiun hujan yang berpengaruh yaitu Stasiun Wonorejo Pada tabel 4.1.

Table 4. 1Data Stasiun Hujan Wonorejo

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata (mm)
1	2007	100
2	2008	85
3	2009	76
4	2010	109
5	2011	97
6	2012	114
7	2013	95
8	2014	89
9	2015	68
10	2016	87
11	2017	112

Sumber: Dinas PU Bina Marga Surabaya

4.1.2. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana digunakan untuk menghitung debit banjir setiap periode rencana yang ditentukan. Sesuai dengan kriteria klasifikasi saluran dan luasan daerah tangkapan, dalam analisa ini ditentukan periode ulang rencana. Periode ulang rencana ini akan menunjukkan tingkat layanan dari sistem drainase yang direncanakan. Dapat dilihat pada tabel 4.2.

Table 4. 2Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata

tahun	hujan rata-rata
2007	100
2008	85
2009	76
2010	109
2011	97
2012	114
2013	95
2014	89
2015	68
2016	87
2017	112
Σx	1032.000
Xrata-rata	93.818

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.3. Analisa Frekuensi Perhitungan Distribusi

Analisa frekuensi adalah analisa tentang pengulangan suatu kejadian untuk menentukan periode ulang berikut nilai probabilitasnya. Adapun distribusi yang dapat dipakai adalah :

1. Distribusi Normal
2. Distribusi Gumbel
3. Distribusi Log Person Type III

Table 4. 3Perhitungan Distribusi Normal

tahun	hujan rata-rata	(Xi-X)	(Xi-X)^2	(Xi-X)^3	(Xi-X)^4
2007	100	6.182	38.215	236.237	1460.377
2008	85	-8.818	77.760	-685.705	6046.669
2009	76	-17.818	317.488	-5657.052	100798.378
2010	109	15.182	230.488	3499.221	53124.535
2011	97	3.182	10.124	32.213	102.495
2012	114	20.182	407.306	8220.171	165898.003
2013	95	1.182	1.397	1.651	1.951
2014	89	-4.818	23.215	-111.853	538.930
2015	68	-25.818	666.579	-17209.845	444326.913
2016	87	-6.818	46.488	-316.961	2161.097
2017	112	18.182	330.579	6010.518	109282.153
Σx	1032.000	0.000	2149.64	-5981.40	883741.50

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari Hasil perhitungan tabel 4.3 selanjutnya ditentukan jenis sebaran yang sesuai, dalam penentuan jenis sebaran diperlukan perhitungan sebagai berikut :

Untuk perhitungan deviasi standar dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

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

$$S = \frac{\sqrt{2149,64}}{11 - 1}$$

$$S = \sqrt{214,9} = 14,659$$

Koefisien Variasi (*Coefisien Variation*) :

$$Cv = \frac{Sr}{\bar{x}}$$

$$Cv = \frac{14,659}{93,818}$$

$$Cv = 0,156$$

Koefisien Kemencengan (*Coefisien Of Skewness*) :

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{n}{(n-1)(n-2) \times S^3} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 \\
 C_s &= \frac{11}{(11-1)(11-2) \times 14,659^3} \times (-5981,40) \\
 C_s &= -0,23
 \end{aligned}$$

Koefisien Ketajaman (*Coefisien Of Kurtosis*) :

$$\begin{aligned}
 C_k &= \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \times S^4} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4 \\
 C_k &= \frac{11^2}{(11-1)(11-2)(11-3) \times 14,659^4} (883741,50) \\
 C_k &= 3,21
 \end{aligned}$$

Table 4. 4Perhitungan Distribusi Log Peason III

tahun	x	Log (xi)	Log (x̄)	Log (xi - x̄)	Log (xi - x̄) ²	Log (xi - x̄) ³	Log(xi - x̄) ⁴
2007	100	2.000	1.967	0.033	0.001	0.000	0.0000012
2008	85	1.929	1.967	-0.038	0.001	0.000	0.0000020
2009	76	1.881	1.967	-0.086	0.007	-0.001	0.0000558
2010	109	2.037	1.967	0.070	0.005	0.000	0.0000243
2011	97	1.987	1.967	0.020	0.000	0.000	0.0000001
2012	114	2.057	1.967	0.090	0.008	0.001	0.0000646
2013	95	1.978	1.967	0.010	0.000	0.000	0.0000000
2014	89	1.949	1.967	-0.018	0.000	0.000	0.0000001
2015	68	1.833	1.967	-0.135	0.018	-0.002	0.0003296
2016	87	1.940	1.967	-0.028	0.001	0.000	0.0000006
2017	112	2.049	1.967	0.082	0.007	0.001	0.0000452
Total	1032.000	21.640		0.000	0.049	-0.002	0.0004783

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk perhitungan deviasi standar dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$s. \log x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log xi - \log x)^2}{(n - 1)}}$$

$$s. \log x = \sqrt{\frac{0,049}{(11 - 1)}}$$

$$s. \log x = 0,07$$

Koefisien Variasi (*Coefisien Variation*) :

$$Cv = \frac{Sr}{\overline{\log x}}$$

$$Cv = \frac{0,07}{1.967}$$

$$Cv = 0.03$$

Koefisien Kemencengan (*Coefisien Of Skewness*) :

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2) x S^3} \sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log x})^3$$

$$Cs = \frac{11}{(11-1)(11-2) x 0,07^3} (-0.0020)$$

$$Cs = -0,71$$

Koefisien Ketajaman (*Coefisien Of Kurtosis*) :

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) x S^4} \sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log x})^4$$

$$Ck = \frac{11^2}{(11-1)(11-2)(11-3)x 0.07^4} (0.0004783)$$

$$Ck = 3,34$$

4.1.4. Pemilihan Jenis Distribusi

Dalam Statistik terdapat beberapa jenis sebaran (Distribusi), namun yang sering digunakan dalam hidrologi adalah :

1. Metode Distribusi Normal
2. Metode Distribusi Log Person III

Berikut adalah perbandingan syarat – syarat distribusi dan hasil perhitungan analisa frekuensi Curah Hujan. Lihat pada tabel 4.5.

Table 4. 5Kecocokan Distribusi

Distribusi	Syarat nilai	Perhitungan
Normal	$Cs = 0$	$Cs = -0,21$
	$Ck = 3$	$Ck = 3,61$
Gumbel	$Cs \leq 1,1396$	$Cs = -0,21$
	$Ck \leq 5,4002$	$Ck = 3,21$
Log pearson III	$Cs = \text{BEBAS}$	$Cs = -0,71$
	$Ck = \text{BEBAS}$	$Ck = 3,34$

Sumber : Hasil Perhitungan

Berdasarkan tabel 4.5, maka dapat disimpulkan bahwa jenis distribusi yang memenuhi syarat yaitu Distribusi Gumbel dan Distribusi *Log Pearson Type III*.

4.1.5. Uji Kecocokan Distribusi

Perhitungan uji kecocokan dengan menggunakan data hujan yang tersedia merupakan cara dalam menentukan distribusi yang dipakai. Perhitungan uji kecocokan harus dilakukan karena masing-masing perhitungan distribusi hujan memiliki sifat statistik yang berbeda-beda. Pemilihan distribusi yang tidak tepat mengakibatkan kesalahan perkiraan yang mungkin cukup besar baik *over estimated* maupun *under estimated*. Parameter uji kecocokan yang sering dipakai adalah metode Chi-Kuadrat dan metode Smirnov-Kolmogorov.

4.1.5.1. Uji Chi – Kuadrat (*Chi Square*)

Uji Chi-Kuadrat untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang di analisis. Pengambilan keputusan uji ini disebut dengan Uji Chi-Kuadrat karena menggunakan parameter χ^2

Interpretasi hasilnya adalah:

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

1. Perhitungan Chi-Kuadrat untuk Ditribusi Gumbel:

$$\begin{aligned}
 \text{Banyaknya data} &= 11 \\
 \text{Jumlah Sub Kelompok} &= 1+1,37 \text{ Ln } 11 \\
 &= 4,71 \approx 5 \\
 \text{Taraf Signifikan} &= 5\% \\
 \text{Derajat Kebebasan} &= 5-2-1 = 2 \\
 \text{Menghitung batasan sub-grup } \Delta x &= \left(\frac{X_{maks} - X_{min}}{G-1} \right) \\
 &= \left(\frac{114-68}{5-1} \right) \\
 &= 11,50 \\
 X_{awal} &= X_{min} - 0,5\Delta x \\
 &= 68 \\
 &\quad - (0,5 \times 11,50) \\
 &= 62,25 \\
 E_i &= \frac{N}{G} = \frac{11}{5} = 2,2 \\
 \text{Chi Kritis} &= 5,991
 \end{aligned}$$

Table 4. 6 Uji Chi - Kuadrat

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata (mm)
1	2012	114
2	2017	112
3	2010	109
4	2007	100
5	2011	97
6	2013	95
7	2014	89
8	2016	87
9	2008	85
10	2009	76
11	2015	68

Sumber : Hasil Perhitungan

Table 4. 7Grup Kelas

Sub Kelompok	O _i	E _i	O _i -E _i	(O _i -E _i) ²	(O _i -E _i) ² /E _i
62-74	1	2.200	-1.200	1.440	0.655
74-86	2	2.200	-0.200	0.040	0.018
86-98	4	2.200	1.800	3.240	1.473
98-110	2	2.200	-0.200	0.040	0.018
110-120	2	2.200	-0.200	0.040	0.018
Chi Kuadrat Terhitung					2.182

Sumber : Hasil Perhitungan

Nilai Chi Kuadrat hitung = 2,182
 Derajat Kebebasan = 1
 Derajat signifiksn alpha = 5%
 Nilai Chi Teoritis = 5,991

Table 4. 8Derajat Kepercayaan

dk	α (derajat kepercayaan)							
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.500	0.025	0.010	0.005
1	0.0000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.789
2	0.010	0.020	0.051	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.751	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	1.625	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.067	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	5.242	5.812	6.908	7.902	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	8.672	27.587	30.191	32.852	36.191	38.532
20	7.434	8.260	9.591	10.851	33.141	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.671	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.924	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.796	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	50.993
30	12.787	14.935	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

Dari perhitungan Chi Kuadrat untuk distribusi dengan metode *Gumbel*, diperoleh nilai Chi Kuadrat hitung = 2,182. Dengan derajat kebebasan (DK) = 2, dan derajat signifikan $\alpha = 5\%$, maka diperoleh Chi Kuadrat teoritis 5,991 (dari uraian perhitungan)

Perhitungan akan diterima apabila nilai Chi Kuadrat teoritis > nilai Chi Kuadrat hitung. Dari perhitungan di atas diperoleh nilai $5,991 > 2,182$, sehingga perhitungan diterima.

4.1.5.2. Uji Smirnov Kolmogorov

Uji Smirnov Kolmogorov merupakan uji kecocokan non parameter, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi. Secara garis besar, prosedur smirnov Kolmogorov adalah sebagai berikut :

1. Data diurutkan dari yang paling besar ke yang paling kecil atau sebaliknya dan ditentukan peluang masing-masing data.

$$X_1 P(X_1)$$

$$X_2 P(X_2)$$

$$X_n P(X_n)$$

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

$$X_1 P(X_1)$$

$$X_2 P(X_2)$$

$$X_n P(X_n)$$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut, dapat ditentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dan peluang teoritisnya (D_{max})

$$D_{maks} = [P(X_m) - P(X_m)]$$

4. Bila $D_{max} < D_o$ (nilai kritis Kolmogorov *Test*), maka distribusi yang dipakai untuk menentukan distribusinya dapat diterima.

- Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Gumbel
Diketahui pada tabel :

$$N = 11$$

$$\bar{X} = 93,818\text{mm}$$

$$Sr = 14,659$$

Dimana :

$$N = \text{Jumlah data Hujan}$$

$$S_n = \text{Standart Deviasi}$$

$$\bar{X} = \text{Curah Hujan rata – rata (mm)}$$

$$X = \text{Curah Hujan (mm)}$$

Sehingga bisa dihitung :

$$\text{Pada } m = 1$$

$$\begin{aligned} P(x) &= \frac{m}{n+1} \\ &= \frac{1}{11+1} \\ &= 0,08 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P(x<) &= 1 - P(x) \\ &= 1 - 0,08 \\ &= 0,92 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F(t) &= \frac{(xi - \bar{X})}{Sr} \\ &= \frac{(0,03)}{0,07} \\ &= 0,039 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P'(x<) &= \text{di dapat pada tabel wilayah Luas di} \\ &\text{bawah kurva Normal} \\ &= 0,887 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P'(x) &= 1 - P'(x<) \\ &= 1 - 0,887 \\ &= 0,11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Dx &= P(x) - P'(x) \\ &= 0,06 - 0,11 \\ &= -0,05 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selengkanya dapat dilihat pada table 4.9

Table 4. 9 Uji Smirnov

no	curah hujan	m	P(x)	P(x<)	P'(x)	P'(x<)	D	
1	114	1	0.083	0.917	0.100	0.900	0.017	
2	112	2	0.167	0.833	0.200	0.800	0.033	
3	109	3	0.250	0.750	0.300	0.700	0.050	
4	100	4	0.333	0.667	0.400	0.600	0.067	
5	97	5	0.417	0.583	0.500	0.500	0.083	
6	95	6	0.500	0.500	0.600	0.400	0.100	
7	89	7	0.583	0.417	0.700	0.300	0.117	
8	87	8	0.667	0.333	0.800	0.200	0.133	
9	85	9	0.750	0.250	0.900	0.100	0.150	
10	76	10	0.833	0.167	1.000	0.000	0.167	
11	68	11	0.917	0.083	1.100	-0.100	0.183	
D maks								0.183

Dari perhitungan nilai D pada Tabel, menunjukkan nilai $D_{max} = 0,183$, data pada peringkat $m = 6$. Dengan menggunakan data pada Tabel untuk derajat kepercayaan 5 %, maka diperoleh $D_o = 0,34$. Karena nilai $D_{max} = 0,117 < D_o$ kritis = 0,34 , maka persamaan distribusi *Gumbel* yang diperoleh dapat diterima.

- Uji Smirnov – Kolmogorov distribusi *Log Pearson Type III*

Diketahui pada tabel :

$$N = 11$$

$$\bar{X} = 1,967 \text{ mm}$$

$$S_r = 0,07$$

Dimana :

N = Jumlah data Hujan

S_n = Standart Deviasi

\bar{X} = Curah Hujan rata – rata (mm)

X = Curah Hujan (mm)

Sehingga bisa dihitung :

$$\text{Pada } m = 1$$

$$\begin{aligned} P(x) &= \frac{m}{n+1} \\ &= \frac{1}{11+1} \\ &= 0,08 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P(x <) &= 1 - P(x) \\ &= 1 - 0,08 \\ &= 0,91 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F(t) &= \frac{(Xi - \bar{X})}{Sr} \\ &= \frac{(0,02)}{0,07} \\ &= 0,27 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P'(x <) &= \text{di dapat pada tabel wilayah Luas di} \\ &\text{bawah kurva Normal} \\ &= 0,887 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P'(x) &= 1 - P'(x <) \\ &= 1 - 0,887 \\ &= 0,11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Dx &= P(x) - P'(x) \\ &= 0,08 - 0,11 \\ &= -0,03 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selengkanya dapat dilihat pada tabel 4.10

Table 4. 10 Uji Smirnov Log Person III

m	Log Xi	(LogXi-LogX)	P(xi)	P(xi<)	f(t)	P'(xi)	P'(xi<)	D
1	0.35	0.03	0.06	0.94	0.39	0.11	0.89	-0.05
2	0.35	0.03	0.13	0.88	0.38	0.16	0.84	-0.04
3	0.35	0.02	0.19	0.81	0.33	0.19	0.81	0.00
4	0.35	0.02	0.25	0.75	0.33	0.21	0.79	0.04
5	0.34	0.01	0.31	0.69	0.20	0.22	0.78	0.09
6	0.33	0.00	0.38	0.63	0.04	0.26	0.74	0.11
7	0.33	0.00	0.44	0.56	0.02	0.34	0.66	0.09
8	0.33	0.00	0.50	0.50	0.00	0.39	0.61	0.11
9	0.33	0.00	0.56	0.44	0.00	0.47	0.53	0.09
10	0.32	-0.01	0.63	0.38	-0.08	0.54	0.46	0.08
11	0.31	-0.02	0.69	0.31	-0.24	0.68	0.32	0.01
12	0.30	-0.02	0.75	0.25	-0.33	0.78	0.22	-0.03
13	0.30	-0.02	0.81	0.19	-0.33	0.82	0.18	-0.01
14	0.30	-0.02	0.88	0.13	-0.33	0.90	0.10	-0.03
15	0.30	-0.03	0.94	0.06	-0.37	0.99	0.01	-0.06
D max								0.114

Dari perhitungan nilai D pada Tabel, menunjukan nilai $D_{max} = 0,114$, data pada peringkat $m = 6$. Dengan menggunakan data pada Tabel untuk derajat kepercayaan 5 %, maka diperoleh $D_0 = 0,34$. Karena nilai $D_{max} = 0,114 < D_0$ kritis = 0,34 , maka persamaan distribusi *Log Pearson Type III* yang diperoleh dapat diterima.

Sehingga dari perhitungan uji kecocokan didapatkan perbandingan nilai chi – Kuadrat dan nilai *Smirnov – kolmogorov* yang kemudian akan dipakai pada perhitungan Curah Hujan rencana. Lihat pada tabel

Jenis Distribusi	Uji Chi - Kuadrat	Uji Smirnov - Kolmogorov
Gumbel	4.67 < 5.990 Diterima	0.117 < 0.34 Diterima
<i>Log Pearson Type III</i>	8.67 < 5.990 Tidak Diterima	0.114 < 0.34 Diterima

Dari tabel 4.12 menunjukkan bahwa nilai Chi – kuadrat dan nilai Smirnov – kolmogorov yang memenuhi syarat dan nilai paling kecil adalah distribusi Gumbel, sehingga untuk menghitung Curah hujan rencana menggunakan metode distribusi Gumbel.

4.1.6. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Hujan rencana adalah hujan tahunan terbesar dengan peluang tertentu yang mungkin terjadi di suatu daerah. Dari hasil uji distribusi yang digunakan, maka untuk menghitung curah hujan menggunakan metode distribusi Gumbel.

Diketahui pada tabel 4.3 :

$$\begin{aligned}
 N &= 11 \\
 \bar{X} &= 1,967 \text{ mm} \\
 Sr &= 21,64 \\
 Yn &= 0,5128 \text{ (di dapat pada tabel 3.2)} \\
 Sn &= 1,0206
 \end{aligned}$$

4.1.6.1. Curah Hujan rencana

Selanjutnya nilai K dapat dicari dengan menggunakan Tabel Cs. Distribusi Log Pearson Type III.

Table 4. 11Hujan Rencana

No	PUT(tahun)	Log X rata2	K	S	Log Xt	Xt
1	2	1.967	0.083	0.070	1.973	93.989
2	5	1.967	0.856	0.070	2.027	106.513
3	10	1.967	1.216	0.070	2.053	112.902
4	25	1.967	1.567	0.070	2.077	119.501
5	50	1.967	1.777	0.070	2.092	123.632
6	100	1.967	1.950	0.070	2.104	127.142

Periode ulang 2 Tahun :

$$\begin{aligned} \text{Log } R_2 &= \text{Log } X + (k.S) \\ \text{Log } R_2 &= 1,967 + (0,195 \cdot 0,07) \\ \text{Log } R_2 &= 1,973 \\ R_2 &= 93,989 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Periode ulang 5 Tahun :

$$\begin{aligned} \text{Log } R_5 &= \text{Log } X + (k.S) \\ \text{Log } R_5 &= 1,967 + (0,856 \cdot 0,07) \\ \text{Log } R_5 &= 2,027 \\ R_5 &= 106,513 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Periode ulang 10 Tahun :

$$\begin{aligned} \text{Log } R_{10} &= \text{Log } X + (k.S) \\ \text{Log } R_{10} &= 1,967 + (1,216 \cdot 0,07) \\ \text{Log } R_{10} &= 2,053 \\ R_{10} &= 112,902 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Periode ulang 25 Tahun :

$$\begin{aligned} \text{Log } R_{25} &= \text{Log } X + (k.S) \\ \text{Log } R_{25} &= 1,967 + (1,567 \cdot 0,07) \\ \text{Log } R_{25} &= 2,077 \\ R_{25} &= 119,501 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Periode ulang 50 Tahun :

$$\text{Log } R_{50} = \text{Log } X + (k.S)$$

$$\text{Log } R_{10} = 1,967 + (1,777 \cdot 0,07)$$

$$\text{Log } R_{10} = 2,092$$

$$R_{10} = 123,632 \text{ mm}$$

- Periode ulang 100 Tahun :

$$\text{Log } R_{10} = \text{Log } X + (k.S)$$

$$\text{Log } R_{10} = 1,967 + (1,950 \cdot 0,07)$$

$$\text{Log } R_{10} = 2,104$$

$$R_{10} = 127,142 \text{ mm}$$

- Untuk saluran sekunder menggunakan periode ulang 10 tahun
- Untuk saluran primer menggunakan periode ulang 25 tahun dan 50 tahun

4.1.7. Intensitas Hujan

Waktu curah hujan sangat mempengaruhi besar kecilnya intensitas hujan karena besarnya intensitas hujan yang berbeda-beda. Untuk menghitung intensitas hujan dapat menggunakan rumus *Mononobe*, sebagai berikut:

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

Dimana:

I = Intensitas Hujan (mm/jam)

R₂₄ = Curah hujan harian rata-rata pada periode ulang tertentu (mm)

t = waktu (jam)

Table 4. 12Intensitas Hujan

No.	t (menit)	t (jam)	Intensitas Hujan I (mm/jam)					
			Periode ulang (Tahun)					
			2	5	10	25	50	100
			Curah Hujan Rencana Maksimum, R ₂₄ (mm)					
			93.99	106.51	112.90	119.50	123.63	127.14
1	5	0.08	175.84	199.27	211.22	223.56	231.29	237.86
2	10	0.17	106.36	120.53	127.76	135.22	139.90	143.87
3	15	0.25	82.23	93.19	98.78	104.55	108.17	111.24
4	30	0.5	51.79	58.69	62.21	65.85	68.12	70.06
5	45	0.75	39.52	44.78	47.47	50.25	51.98	53.46
6	60	1	32.62	36.97	39.18	41.47	42.91	44.12
7	120	2	20.54	23.28	24.68	26.12	27.02	27.79
8	180	3	15.68	17.76	18.83	19.93	20.62	21.20
9	360	6	9.87	11.19	11.86	12.55	12.99	13.36
10	720	12	6.22	7.05	7.47	7.91	8.18	8.41
11	1440	24	3.92	4.44	4.70	4.98	5.15	5.30
12	2880	48	2.47	2.80	2.96	3.14	3.24	3.34

$$I_5 = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left(\frac{24}{t}\right)^{2/3}$$

$$I_5 = \frac{119,5}{24} \cdot \left(\frac{24}{0,08}\right)^{2/3}$$

$$I_5 = 175,84$$

4.1.7.1. Analisa Konsentrasi Waktu dan Debit rencana

Waktu konsentrasi adalah waktu yang dibutuhkan air untuk mengalir ke saluran dari titik terjauh suatu lahan. Waktu konsentrasi dapat dihitung dengan rumus:

$$t_c = \left(\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S}\right)^{0,385}$$

Dengan :

t_c = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang saluran (km)

S = kemiringan saluran

Ada beberapa metode yang sering digunakan dalam menghitung atau memperkirakan besarnya

debit. Metode Rasional dapat digunakan untuk menghitung debit puncak sungai atau saluran, namun dengan daerah pengaliran yang terbatas dengan rumus :

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A$$

Dengan :

Q = debit banjir (m^3/dtk)

C = koefisien pengaliran

I = intensitas hujan (mm/jam)

A = luas daerah pengaliran (km^2)

Dalam perhitungan t_c debit rencana yang digunakan adalah periode 10 tahun

Table 4. 13 Waktu konsentrasi dan Debit Banjir

No	Nama	Periode Ulang 10 (tahun)	A (km ²)	L (m)	H (m)	C	w (m/dtk)	i	t_c Jam	I (mm/jam)	Qt (m ³ /dtk)
1	menanggal indah	104.97	0.107	2827	0.95	0.7	0.165	0.000335692	2.15	181.212	3.77
2	dukuh menanggal	104.97	0.038	800	0.82	0.7	0.321	0.00102	1.40	426.819	3.11
3	simo waru utra	104.97	0.02	400	0.74	0.7	0.459	0.00185	1.12	675.127	2.76
4	gayungan	104.97	0.050	1148	0.90	0.7	0.274	0.0008	1.55	348.196	3.39
5	gayungan perternakan	104.97	0.080	1600	1.01	0.7	0.240	0.00063	1.69	294.466	4.58
6	siwalankerto selatan	104.97	0.021	452	1.10	0.7	0.540	0.00243	1.00	832.967	3.40
7	cbng siwalan kerto	104.97	0.073	721	0.26	0.7	0.171	0.00036	2.10	190.348	2.70
8	siwalankerto	104.97	0.047	1650	2.02	0.7	0.358	0.00122	1.31	490.948	4.52
9	rungkut lnd	104.97	0.31	2200	1.05	0.7	0.203	0.00048	1.88	237.260	14.39
10	rungkut barat	104.97	0.040	780	2.26	0.7	0.600	0.00289	0.94	952.065	7.41
11	rungkut barata	104.97	0.112	1500	0.615	0.7	0.186	0.00041	1.99	211.376	4.60
12	amir mahfud	104.97	0.080	2700	1.101	0.7	0.185	0.00041	2.00	210.493	3.27

$$t_c = \left(\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right)^{0,385}$$

$$t_c = \left(\frac{0,87 \times 2,872^2}{1000 \times 0,00035} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 2.15 \text{ jam}$$

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A$$

$$Q = 0,278 \times 0,7 \times 181,212 \times 0,107$$

$$Q = 3,77 \text{ m}^3/\text{jam}$$

4.1.7.2. Debit Banjir Rencana Nakayashu

Debit Banjir Rencana nakayashu digunakan untuk menghitung curah hujan nakayashu dapat dilihat pada tabel berikut :

Table 4. 14Curah Hujan Jam-jaman

No	Periode ulang	X (mm)	C	Reff	Jam ke-				
					0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
					0.58	0.15	0.11	0.09	0.07
					R24	R24	R24	R24	R24
1	2	93.99	0.7	65.792	38.160	9.869	7.237	5.921	4.605
2	5	106.51	0.7	74.559	43.244	11.184	8.202	6.710	5.219
3	10	112.90	0.7	79.032	45.838	11.855	8.693	7.113	5.532
4	25	119.50	0.7	83.651	48.517	12.548	9.202	7.529	5.856
5	50	123.63	0.7	86.542	50.194	12.981	9.520	7.789	6.058
6	100	127.14	0.7	88.999	51.620	13.350	9.790	8.010	6.230

$$C = \frac{C \times A}{A}$$

$$= \frac{0,7 \times 9,71}{9,71}$$

$$= 0,7$$

$$R \text{ efektif} = C \times X(\text{mm})$$

$$= 0,7 \times 93,99$$

$$= 65,792$$

4.1.7.3. Debit Banjir Nakayashu

Panjang Sungai(L)	= 6,25 Km
Luas daerah aliran (A)	= 9,71 Km ²
Unit hujan efektif (mm)	= 1 mm
Parameter Hidrograf (α)	= 4

$$\begin{aligned}t_g &= 0,21 \times L^{0,7} \\ &= 0,21 \times 6,25^{0,7} \\ &= 0,757\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_r &= (0,5 \text{ s/d } 1) \\ &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_p &= t_g + 0,8 \times t_r \\ &= 0,757 + 0,8 \times 1 \\ &= 1,557\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_{0,3} &= \alpha \times t_g \\ &= 4 \times 0,757 \\ &= 3,030\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_p + T_{0,3} &= 1,557 + 3,030 \\ &= 4,587\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_p &= \frac{CARO}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})} \\ &= \frac{0,7 \times 9,71 \times 1}{3,6(0,3 \times 1,557 + 3,030)} \\ &= 0,771 \text{ m}^3/\text{dt}\end{aligned}$$

Table 4. 15 Ordinat Hidrograf satuan Sintetik Nakayashu

No	Waktu	t/T_p	$(t-T_p)$	$(t-T_p)/T_{0,3}$	$(t-T_p+0,5T_{0,3})/1,5T_{0,3}$	$(t-T_p+1,5T_{0,3})/2T_{0,3}$	UH	Keterangan
1	0	0.000	-1.557	-0.514	-0.009	0.493	0.000	Qa
2	1	0.642	-0.557	-0.184	0.211	0.658	0.266	
3	1.557417451	1.000	0.000	0.000	0.333	0.750	0.771	
4	2	1.284	0.443	0.146	0.431	0.823	0.647	Qt1
	4.587	2.945	3.030	1.000	1.000	1.250	0.231	
5	3	1.926	1.443	0.476	0.651	0.988	0.352	Qt2
	9.132	5.863	7.574	2.500	2.000	2.000	0.069	
6	4	2.568	2.443	0.806	0.871	1.153	0.192	Qt3
7	5	3.210	3.443	1.136	1.091	1.318	0.158	
8	6	3.853	4.443	1.466	1.311	1.483	0.129	
9	7	4.495	5.443	1.796	1.531	1.648	0.106	
10	8	5.137	6.443	2.126	1.751	1.813	0.087	
11	9	5.779	7.443	2.457	1.971	1.978	0.071	
12	10	6.421	8.443	2.787	2.191	2.143	0.058	
13	11	7.063	9.443	3.117	2.411	2.308	0.048	
14	12	7.705	10.443	3.447	2.631	2.473	0.039	
15	13	8.347	11.443	3.777	2.851	2.638	0.032	
16	14	8.989	12.443	4.107	3.071	2.803	0.026	
17	15	9.631	13.443	4.437	3.291	2.968	0.022	
18	16	10.273	14.443	4.767	3.511	3.134	0.018	
19	17	10.916	15.443	5.097	3.731	3.299	0.015	
20	18	11.558	16.443	5.427	3.951	3.464	0.012	
21	19	12.200	17.443	5.757	4.172	3.629	0.010	
22	20	12.842	18.443	6.087	4.392	3.794	0.008	
23	21	13.484	19.443	6.417	4.612	3.959	0.007	
24	22	14.126	20.443	6.747	4.832	4.124	0.005	
25	23	14.768	21.443	7.078	5.052	4.289	0.004	
26	24	15.410	22.443	7.408	5.272	4.454	0.004	

Table 4. 16Debit banjir Q 2tahun Nakayashu

t	Qt	Akibat hujan					Q
		R1	R2	R3	R4	R5	
		38.15963137	9.86887	7.237171	5.921322	4.605473	
0	0.000	0.000					0
1	0.266	10.164	0.000				10.164
2	0.647	24.686	2.629	0.000			27.315
3	0.352	13.445	6.384	1.928	0.000		21.757
4	0.192	7.343	3.477	4.682	1.577	0.000	17.080
5	0.158	6.020	1.899	2.550	3.831	1.227	15.527
6	0.129	4.935	1.557	1.393	2.086	2.979	12.951
7	0.106	4.046	1.276	1.142	1.140	1.623	9.226
8	0.087	3.317	1.046	0.936	0.934	0.886	7.120
9	0.071	2.719	0.858	0.767	0.766	0.727	5.837
10	0.058	2.229	0.703	0.629	0.628	0.596	4.785
11	0.048	1.827	0.577	0.516	0.515	0.488	3.923
12	0.039	1.498	0.473	0.423	0.422	0.400	3.216
13	0.032	1.228	0.387	0.347	0.346	0.328	2.636
14	0.026	1.007	0.318	0.284	0.284	0.269	2.161
15	0.022	0.825	0.260	0.233	0.232	0.221	1.772
16	0.018	0.677	0.213	0.191	0.191	0.181	1.453
17	0.015	0.555	0.175	0.157	0.156	0.148	1.191
18	0.012	0.455	0.143	0.128	0.128	0.122	0.976
19	0.010	0.373	0.118	0.105	0.105	0.100	0.800
20	0.008	0.306	0.096	0.086	0.086	0.082	0.656
21	0.007	0.251	0.079	0.071	0.071	0.067	0.538
22	0.005	0.205	0.065	0.058	0.058	0.055	0.441
23	0.004	0.168	0.053	0.048	0.047	0.045	0.361
24	0.004	0.138	0.044	0.039	0.039	0.037	0.296

Table 4. 17Debit banjir Q 5 tahun Nakayashu

t	Qt	Akibat hujan					Q
		R1	R2	R3	R4	R5	
		43.244344	11.18388	8.201514	6.710329	5.219145	
0	0.000	0.000					0
1	0.266	11.518	0.000				11.518
2	0.647	27.976	2.979	0.000			30.955
3	0.352	15.237	7.235	2.185	0.000		24.656
4	0.192	8.322	3.941	5.306	1.787	0.000	19.356
5	0.158	6.822	2.152	2.890	4.341	1.390	17.595
6	0.129	5.593	1.764	1.578	2.364	3.376	14.676
7	0.106	4.585	1.446	1.294	1.291	1.839	10.456
8	0.087	3.759	1.186	1.061	1.059	1.004	8.068
9	0.071	3.081	0.972	0.870	0.868	0.823	6.614
10	0.058	2.526	0.797	0.713	0.711	0.675	5.423
11	0.048	2.071	0.653	0.584	0.583	0.553	4.445
12	0.039	1.698	0.536	0.479	0.478	0.454	3.644
13	0.032	1.392	0.439	0.393	0.392	0.372	2.988
14	0.026	1.141	0.360	0.322	0.321	0.305	2.449
15	0.022	0.935	0.295	0.264	0.263	0.250	2.008
16	0.018	0.767	0.242	0.216	0.216	0.205	1.646
17	0.015	0.629	0.198	0.177	0.177	0.168	1.349
18	0.012	0.515	0.163	0.145	0.145	0.138	1.106
19	0.010	0.423	0.133	0.119	0.119	0.113	0.907
20	0.008	0.346	0.109	0.098	0.098	0.093	0.743
21	0.007	0.284	0.090	0.080	0.080	0.076	0.610
22	0.005	0.233	0.073	0.066	0.066	0.062	0.500
23	0.004	0.191	0.060	0.054	0.054	0.051	0.410
24	0.004	0.156	0.049	0.044	0.044	0.042	0.336

Table 4. 18Debit banjir Q 10 tahun Nakayashu

t	Qt	Akibat hujan					Q
		R1	R2	R3	R4	R5	
		45.83841	11.85476	8.693491	7.112856	5.532221	
0	0.000	0.000					0.000
1	0.266	12.209	0.000				12.209
2	0.647	29.654	3.158	0.000			32.811
3	0.352	16.151	7.669	2.316	0.000		26.135
4	0.192	8.821	4.177	5.624	1.895	0.000	20.517
5	0.158	7.232	2.281	3.063	4.601	1.474	18.651
6	0.129	5.928	1.870	1.673	2.506	3.579	15.557
7	0.106	4.860	1.533	1.372	1.369	1.949	11.083
8	0.087	3.984	1.257	1.124	1.122	1.065	8.552
9	0.071	3.266	1.030	0.922	0.920	0.873	7.011
10	0.058	2.678	0.845	0.756	0.754	0.716	5.748
11	0.048	2.195	0.693	0.619	0.618	0.587	4.712
12	0.039	1.800	0.568	0.508	0.507	0.481	3.863
13	0.032	1.475	0.465	0.416	0.416	0.394	3.167
14	0.026	1.209	0.382	0.341	0.341	0.323	2.596
15	0.022	0.992	0.313	0.280	0.279	0.265	2.128
16	0.018	0.813	0.256	0.229	0.229	0.217	1.745
17	0.015	0.666	0.210	0.188	0.188	0.178	1.430
18	0.012	0.546	0.172	0.154	0.154	0.146	1.173
19	0.010	0.448	0.141	0.126	0.126	0.120	0.961
20	0.008	0.367	0.116	0.104	0.103	0.098	0.788
21	0.007	0.301	0.095	0.085	0.085	0.080	0.646
22	0.005	0.247	0.078	0.070	0.069	0.066	0.530
23	0.004	0.202	0.064	0.057	0.057	0.054	0.434
24	0.004	0.166	0.052	0.047	0.047	0.044	0.356

Table 4. 19Debit banjir Q 25 tahun Nakayashu

t	Qt	Akibat hujan					Q
		R1	R2	R3	R4	R5	
		48.51736	12.54759	9.201569	7.528557	5.855544	
0	0.000	0.000					0.000
1	0.266	12.923	0.000				12.923
2	0.647	31.387	3.342	0.000			34.729
3	0.352	17.095	8.117	2.451	0.000		27.663
4	0.192	9.337	4.421	5.953	2.005	0.000	21.716
5	0.158	7.654	2.415	3.242	4.870	1.560	19.741
6	0.129	6.275	1.980	1.771	2.653	3.788	16.466
7	0.106	5.144	1.623	1.452	1.449	2.063	11.731
8	0.087	4.217	1.330	1.190	1.188	1.127	9.052
9	0.071	3.457	1.091	0.976	0.974	0.924	7.421
10	0.058	2.834	0.894	0.800	0.798	0.757	6.084
11	0.048	2.324	0.733	0.656	0.654	0.621	4.987
12	0.039	1.905	0.601	0.538	0.536	0.509	4.089
13	0.032	1.562	0.493	0.441	0.440	0.417	3.352
14	0.026	1.280	0.404	0.361	0.361	0.342	2.748
15	0.022	1.049	0.331	0.296	0.296	0.280	2.253
16	0.018	0.860	0.271	0.243	0.242	0.230	1.847
17	0.015	0.705	0.223	0.199	0.199	0.188	1.514
18	0.012	0.578	0.182	0.163	0.163	0.155	1.241
19	0.010	0.474	0.150	0.134	0.134	0.127	1.017
20	0.008	0.389	0.123	0.110	0.109	0.104	0.834
21	0.007	0.319	0.101	0.090	0.090	0.085	0.684
22	0.005	0.261	0.082	0.074	0.074	0.070	0.561
23	0.004	0.214	0.068	0.060	0.060	0.057	0.460
24	0.004	0.176	0.055	0.050	0.049	0.047	0.377

Table 4. 20Debit banjir Q 50 tahun Nakayashu

t	Qt	Akibat hujan					Q
		R1	R2	R3	R4	R5	
		50.19444	12.98132	9.519636	7.788793	6.05795	
0	0.000	0.000					0.000
1	0.266	13.370	0.000				13.370
2	0.647	32.472	3.458	0.000			35.929
3	0.352	17.685	8.398	2.536	0.000		28.619
4	0.192	9.659	4.574	6.158	2.075	0.000	22.466
5	0.158	7.919	2.498	3.354	5.039	1.614	20.423
6	0.129	6.492	2.048	1.832	2.744	3.919	17.035
7	0.106	5.322	1.679	1.502	1.499	2.134	12.136
8	0.087	4.363	1.376	1.231	1.229	1.166	9.365
9	0.071	3.577	1.128	1.009	1.007	0.956	7.678
10	0.058	2.932	0.925	0.827	0.826	0.783	6.294
11	0.048	2.404	0.758	0.678	0.677	0.642	5.160
12	0.039	1.971	0.622	0.556	0.555	0.527	4.230
13	0.032	1.616	0.510	0.456	0.455	0.432	3.468
14	0.026	1.324	0.418	0.374	0.373	0.354	2.843
15	0.022	1.086	0.343	0.306	0.306	0.290	2.331
16	0.018	0.890	0.281	0.251	0.251	0.238	1.911
17	0.015	0.730	0.230	0.206	0.206	0.195	1.566
18	0.012	0.598	0.189	0.169	0.168	0.160	1.284
19	0.010	0.490	0.155	0.138	0.138	0.131	1.053
20	0.008	0.402	0.127	0.113	0.113	0.107	0.863
21	0.007	0.330	0.104	0.093	0.093	0.088	0.707
22	0.005	0.270	0.085	0.076	0.076	0.072	0.580
23	0.004	0.222	0.070	0.063	0.062	0.059	0.475
24	0.004	0.182	0.057	0.051	0.051	0.049	0.390

Table 4. 21Debit banjir Q 50 tahun Nakayashu

t	Qt	Akibat hujan					Q
		R1	R2	R3	R4	R5	
		51.6195	13.34987	9.789905	8.009922	6.22994	
0	0.000	0.000					0.000
1	0.266	13.749	0.000				13.749
2	0.647	33.394	3.556	0.000			36.950
3	0.352	18.188	8.636	2.608	0.000		29.431
4	0.192	9.934	4.704	6.333	2.133	0.000	23.104
5	0.158	8.144	2.569	3.449	5.182	1.659	21.003
6	0.129	6.676	2.106	1.884	2.822	4.030	17.519
7	0.106	5.473	1.727	1.544	1.541	2.195	12.481
8	0.087	4.487	1.415	1.266	1.264	1.199	9.631
9	0.071	3.678	1.160	1.038	1.036	0.983	7.895
10	0.058	3.015	0.951	0.851	0.849	0.806	6.473
11	0.048	2.472	0.780	0.698	0.696	0.661	5.306
12	0.039	2.027	0.639	0.572	0.571	0.542	4.350
13	0.032	1.661	0.524	0.469	0.468	0.444	3.566
14	0.026	1.362	0.430	0.384	0.384	0.364	2.924
15	0.022	1.117	0.352	0.315	0.314	0.298	2.397
16	0.018	0.915	0.289	0.258	0.258	0.245	1.965
17	0.015	0.750	0.237	0.212	0.211	0.201	1.611
18	0.012	0.615	0.194	0.174	0.173	0.164	1.321
19	0.010	0.504	0.159	0.142	0.142	0.135	1.083
20	0.008	0.413	0.130	0.117	0.116	0.110	0.887
21	0.007	0.339	0.107	0.096	0.095	0.091	0.728
22	0.005	0.278	0.088	0.078	0.078	0.074	0.596
23	0.004	0.228	0.072	0.064	0.064	0.061	0.489
24	0.004	0.187	0.059	0.053	0.053	0.050	0.401

4.2. Analisis Hidrolika

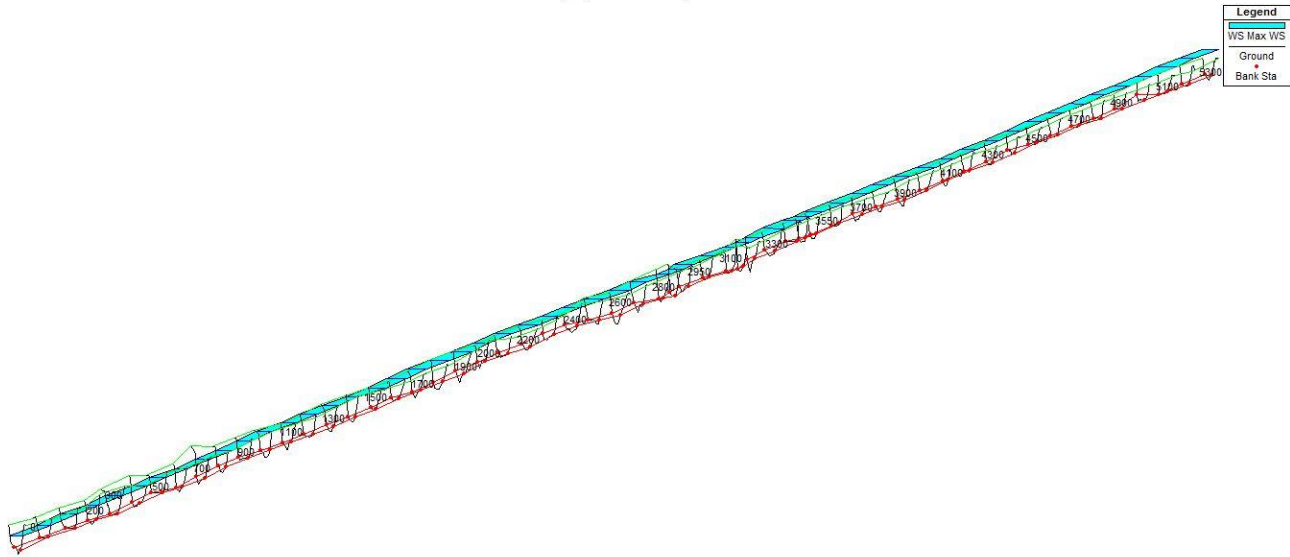
Analisa hidrolika bertujuan untuk mengetahui kemampuan penampang saluran dalam menampung debit banjir rencana. Sebagaimana telah dijelaskan dalam bab II, bahwa salah satu penyebab banjir adalah ketidakmampuan penampang menampung debit banjir yang terjadi

Berdasarkan perhitungan 4.1 Analisis hidrologi, debit banjir yang digunakan untuk menganalisis penampang adalah sebagai berikut :

Table 4. 22 Debit banjir Rencana Nakayashu

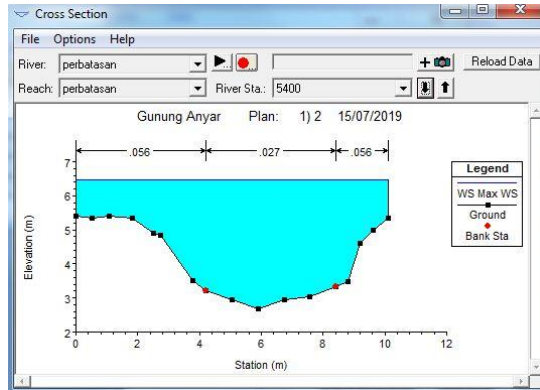
No	Waktu Jam	Qt (m ³ /dt)	PERIODE ULANG					
			2	5	10	25	50	100
			tahun	tahun	tahun	tahun	tahun	tahun
			(m ³ /dt)					
1	0	0.000	0	0	0	0	0	0
2	1	0.266	10.164	11.518	12.209	12.923	13.370	13.749
4	2	0.647	27.315	30.955	32.811	34.729	35.929	36.950
5	3	0.352	21.757	24.656	26.135	27.663	28.619	29.431
6	4	0.192	17.080	19.356	20.517	21.716	22.466	23.104
7	5	0.158	15.527	17.595	18.651	19.741	20.423	21.003
8	6	0.129	12.951	14.676	15.557	16.466	17.035	17.519
9	7	0.106	9.226	10.456	11.083	11.731	12.136	12.481
10	8	0.087	7.120	8.068	8.552	9.052	9.365	9.631
11	9	0.071	5.837	6.614	7.011	7.421	7.678	7.895
12	10	0.058	4.785	5.423	5.748	6.084	6.294	6.473
13	11	0.048	3.923	4.445	4.712	4.987	5.160	5.306
14	12	0.039	3.216	3.644	3.863	4.089	4.230	4.350
15	13	0.032	2.636	2.988	3.167	3.352	3.468	3.566
16	14	0.026	2.161	2.449	2.596	2.748	2.843	2.924
17	15	0.022	1.772	2.008	2.128	2.253	2.331	2.397
18	16	0.018	1.453	1.646	1.745	1.847	1.911	1.965
19	17	0.015	1.191	1.349	1.430	1.514	1.566	1.611
20	18	0.012	0.976	1.106	1.173	1.241	1.284	1.321
21	19	0.010	0.800	0.907	0.961	1.017	1.053	1.083
22	20	0.008	0.656	0.743	0.788	0.834	0.863	0.887
23	21	0.007	0.538	0.610	0.646	0.684	0.707	0.728
24	22	0.005	0.441	0.500	0.530	0.561	0.580	0.596
25	23	0.004	0.361	0.410	0.434	0.460	0.475	0.489
26	24	0.004	0.296	0.336	0.356	0.377	0.390	0.401
Q maksimum (m ³ /dt)			27.315	30.955	32.811	34.729	35.929	36.950

Dalam melakukan analisa penampang ini digunakan 2 metode, yaitu dengan perhitungan secara manual dan perhitungan dengan program HEC-RAS. Dari 2 metode ini kemudian akan di bandingkan dan didapat penampang mana saja yang tidak dapat menampung debit banjir rencana

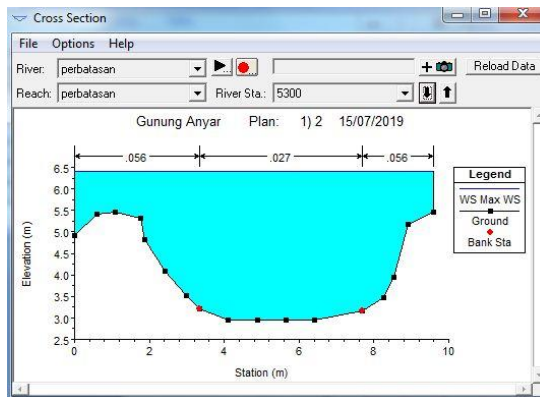


Gambar 4. 3Kali Perbatasan dengan Q_{10} tahun

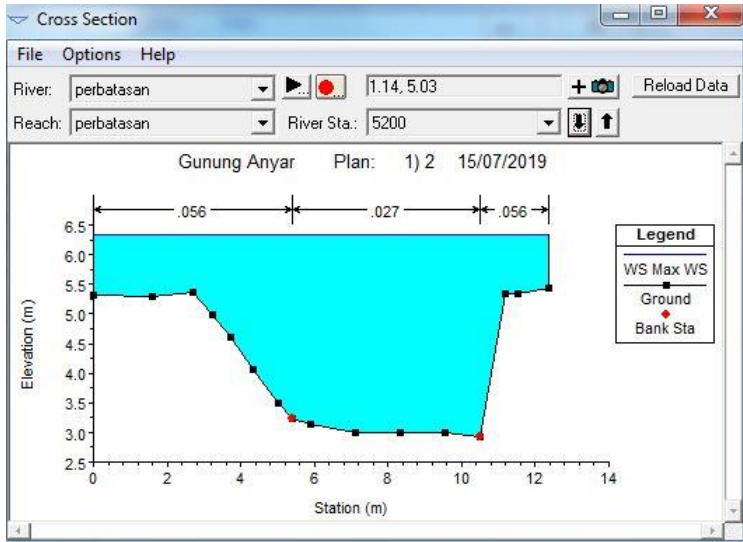
Setelah di run menggunakan unsteady flow analysis menggunakan Q_{10} tahun kemudian mengecek setiap penampang yang ada apakah terjadi luapan pada penampang dan didapatkan hasil sebagai berikut :



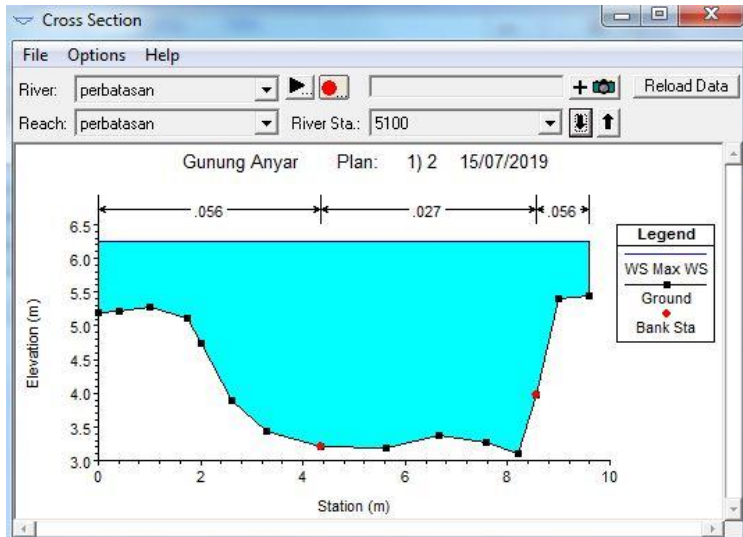
Gambar 4. 4Cross 5+400



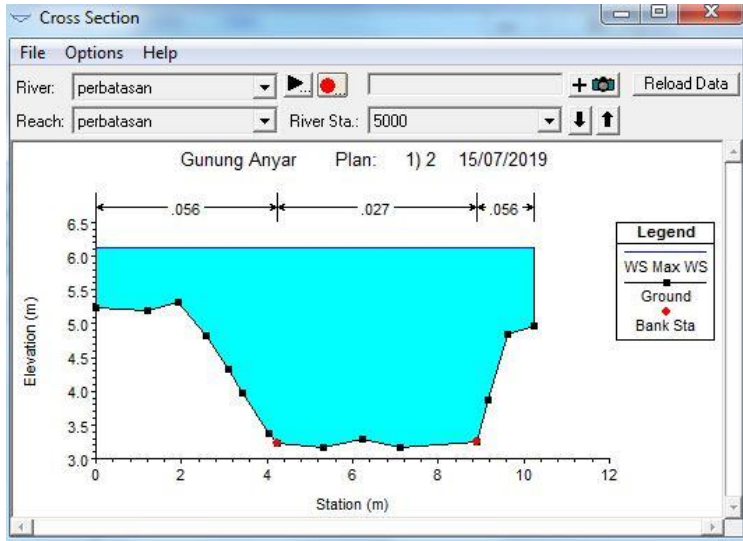
Gambar 4. 5Cross 5+300



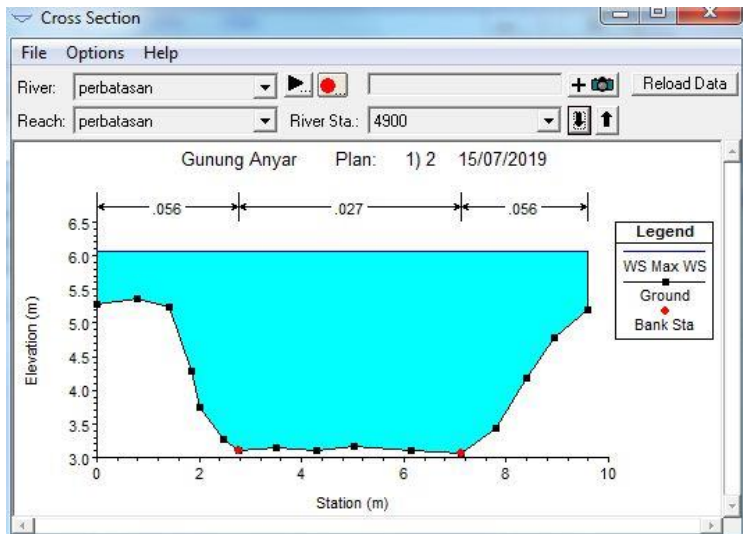
Gambar 4. 6Cross 5+200



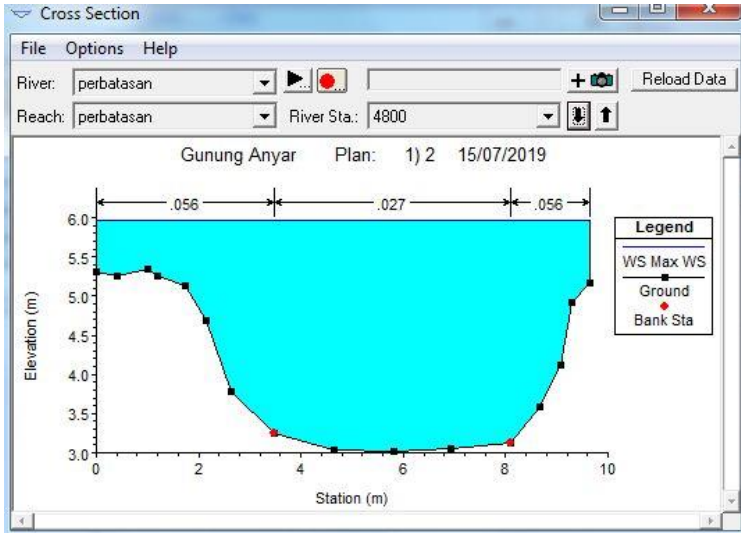
Gambar 4. 7Cross 5+100



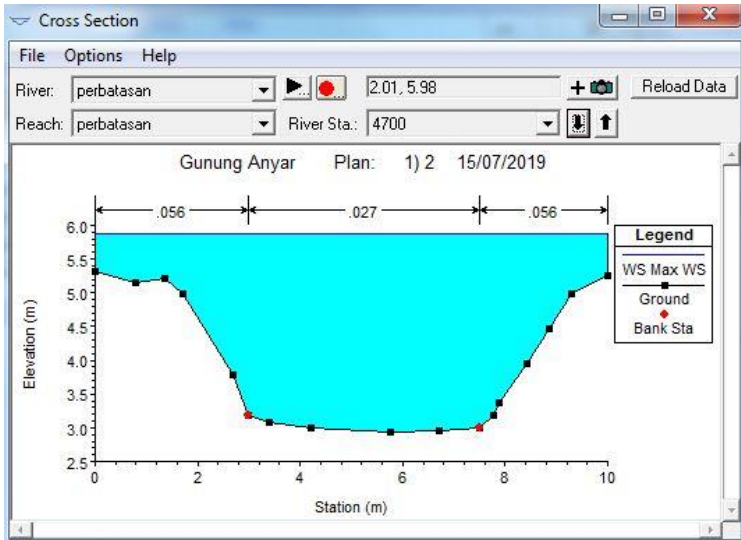
Gambar 4. 8Cross 5+000



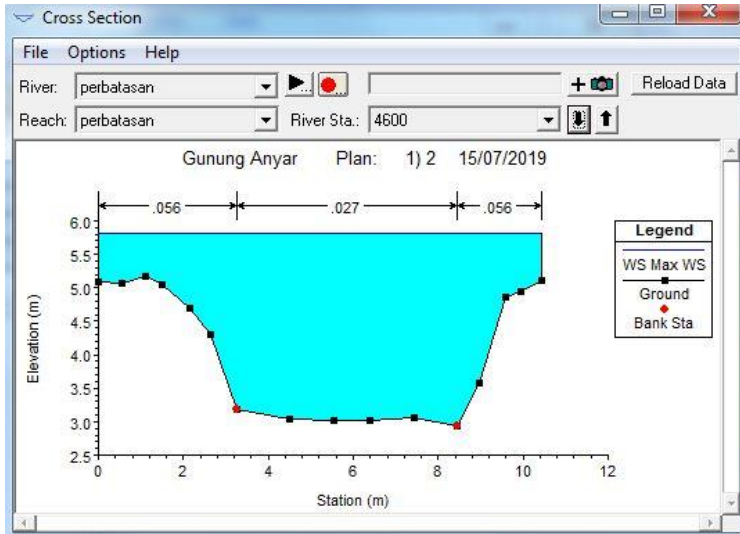
Gambar 4. 9Cross 4+900



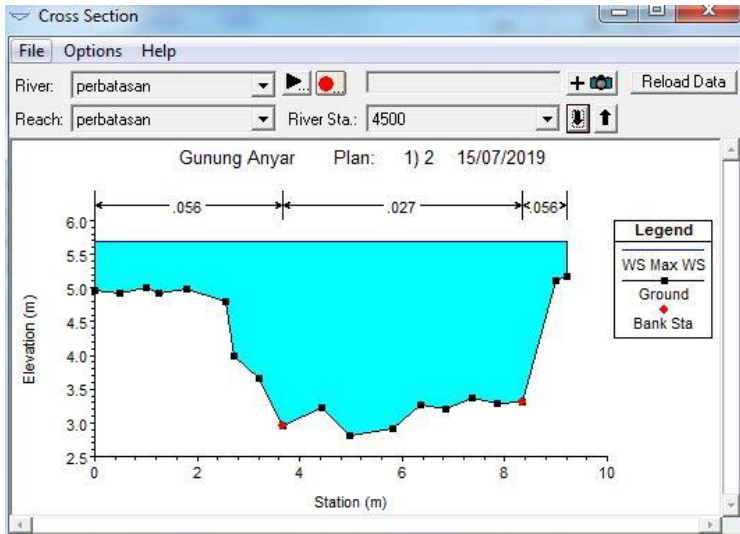
Gambar 4. 10Cross 4+800



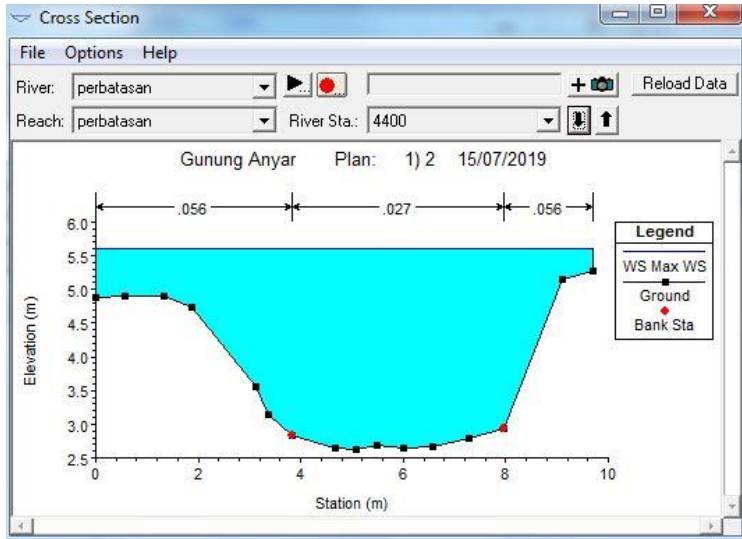
Gambar 4. 11Cross 4+800



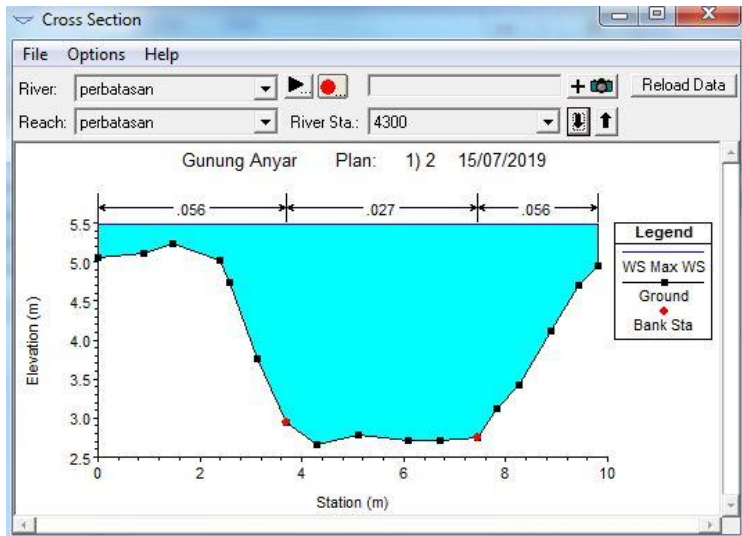
Gambar 4. 12 Cross 4+600



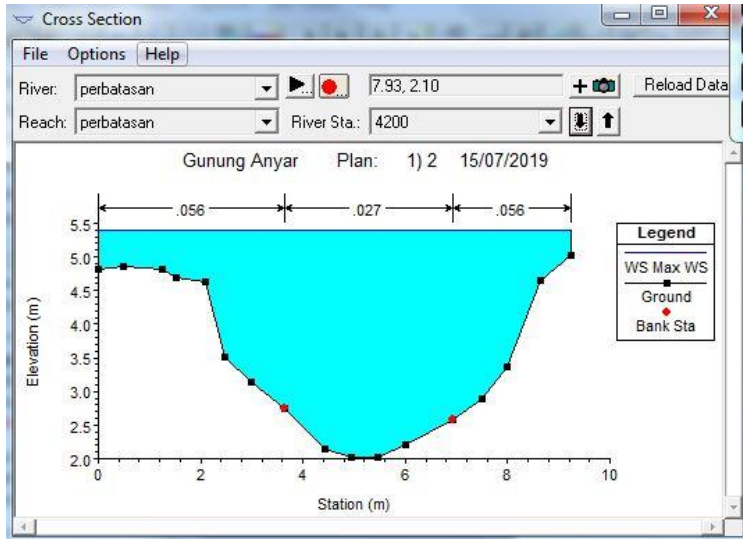
Gambar 4. 13 Cross 4+500



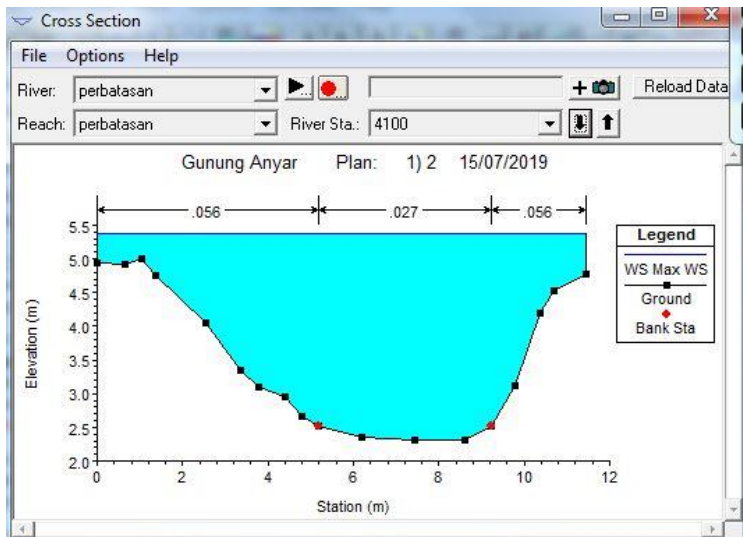
Gambar 4. 14 Cross 4+400



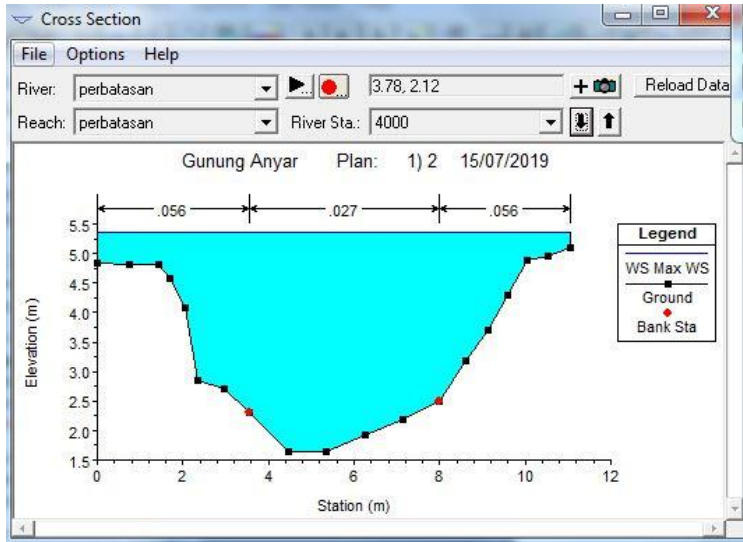
Gambar 4. 15 Cross 4+300



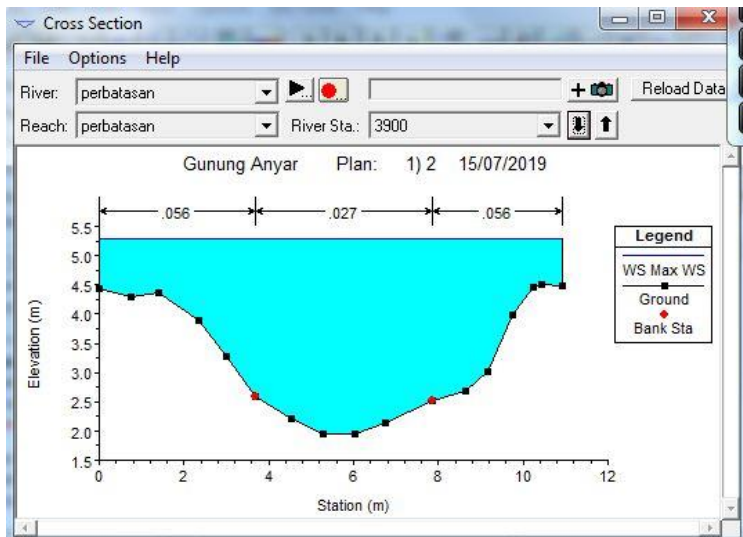
Gambar 4. 16 Cross 4+200



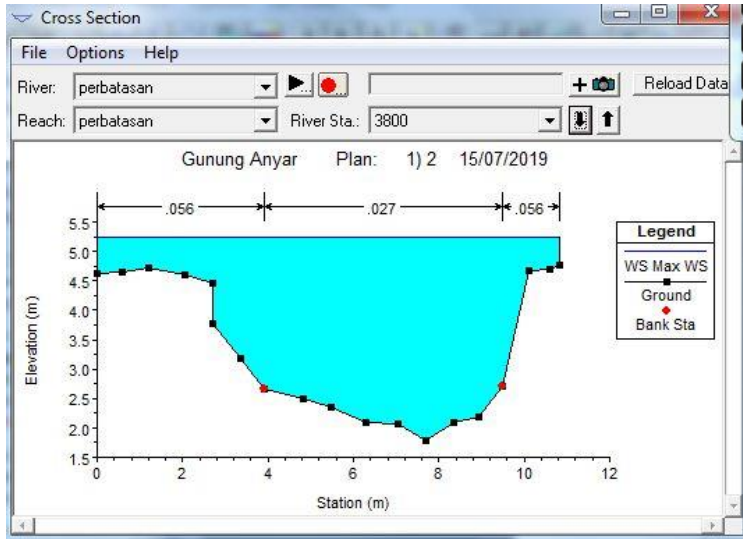
Gambar 4. 17 Cross 4+100



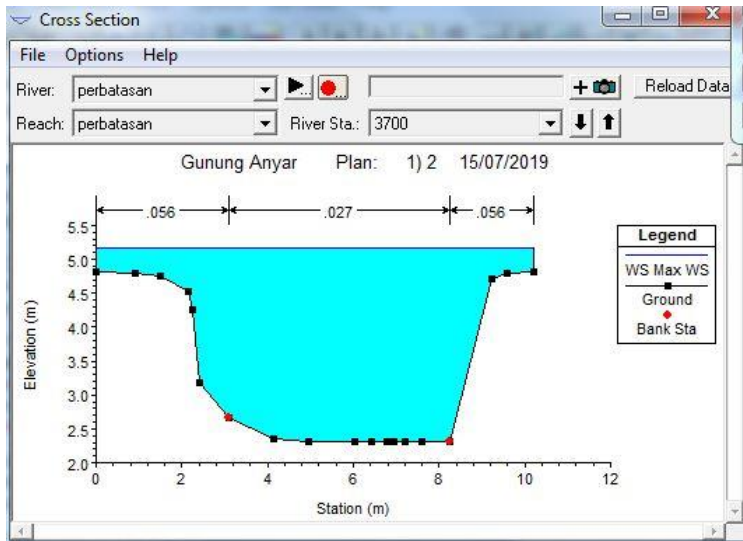
Gambar 4. 18Cross 4+000



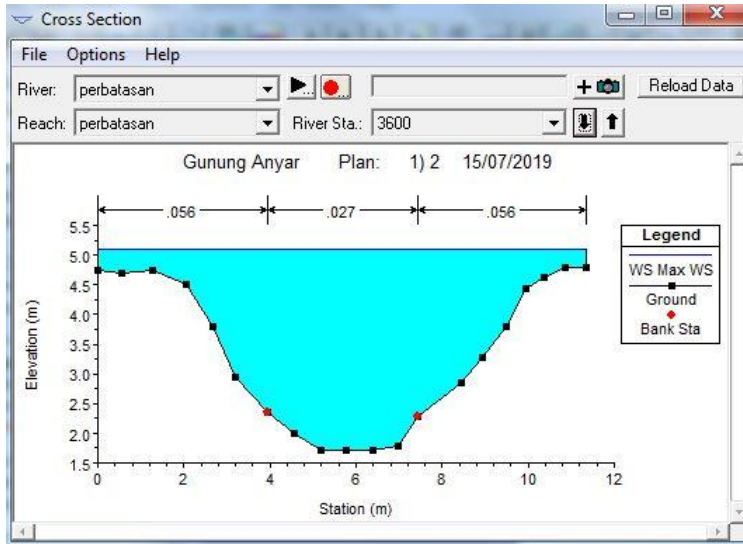
Gambar 4. 19Cross 3+900



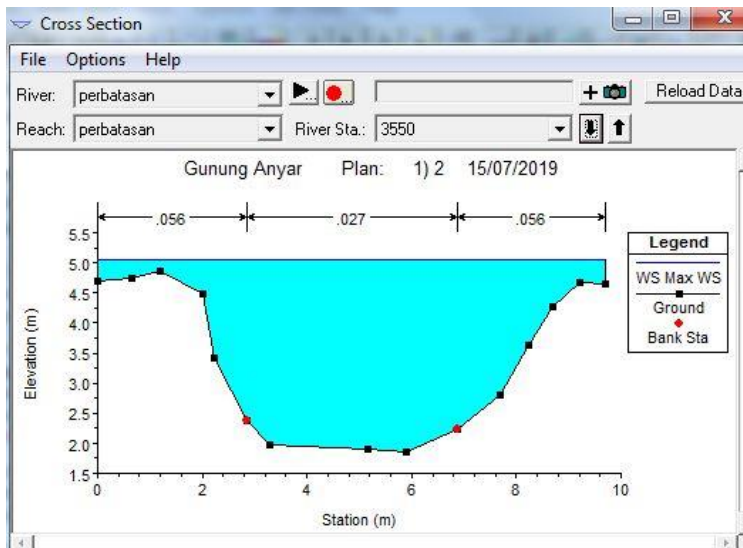
Gambar 4. 20 Cross 3+800



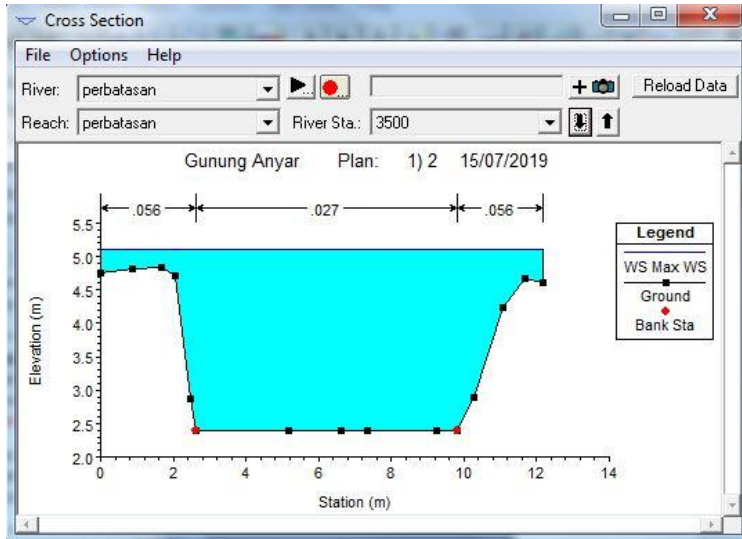
Gambar 4. 21 Cross 3+700



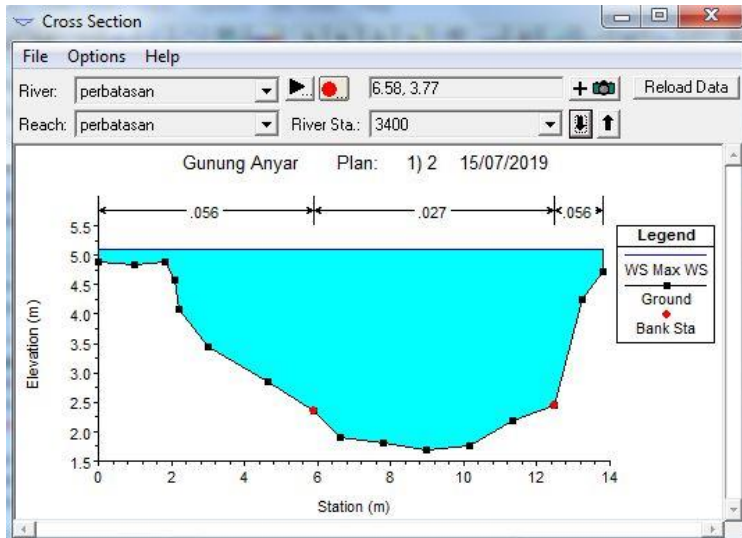
Gambar 4. 22 Cross 3+600



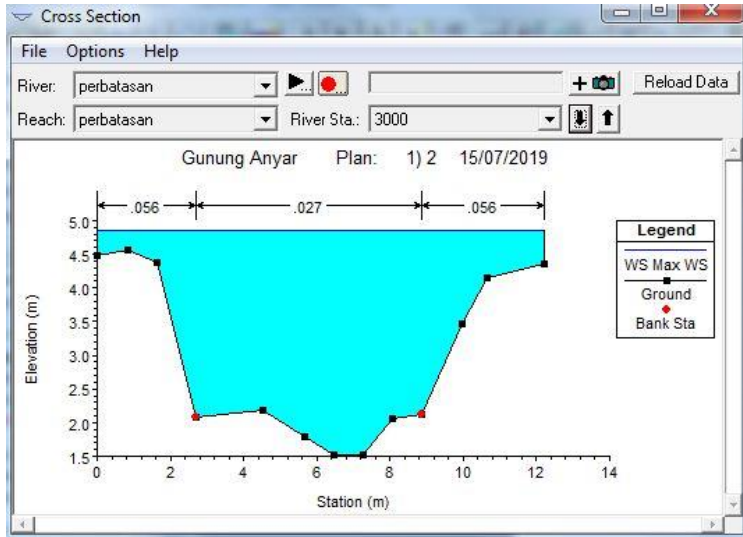
Gambar 4. 23 Cross 3+550



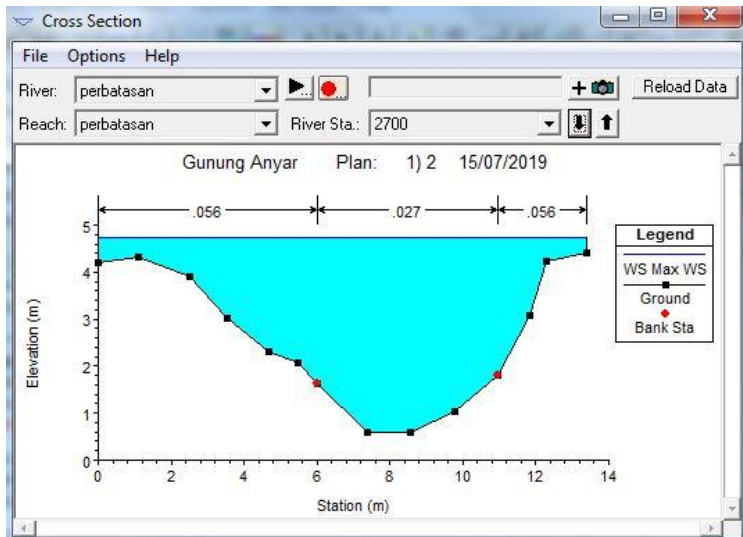
Gambar 4. 24 Cross 3+500



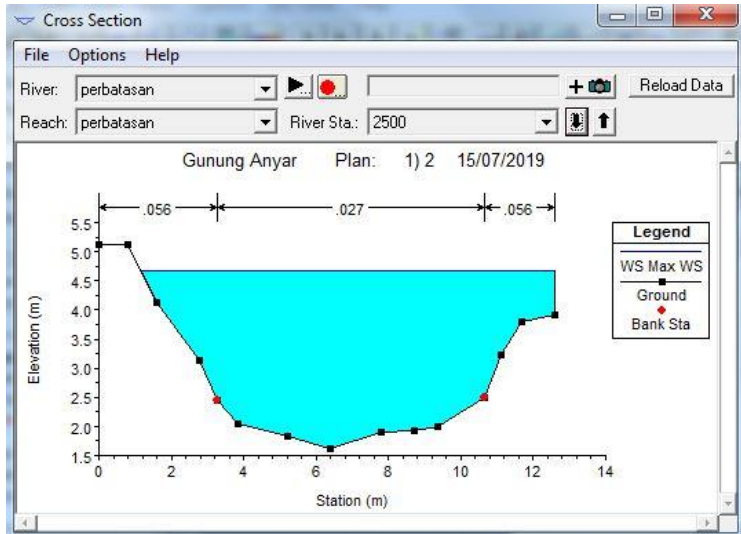
Gambar 4. 25 Cross 3+400



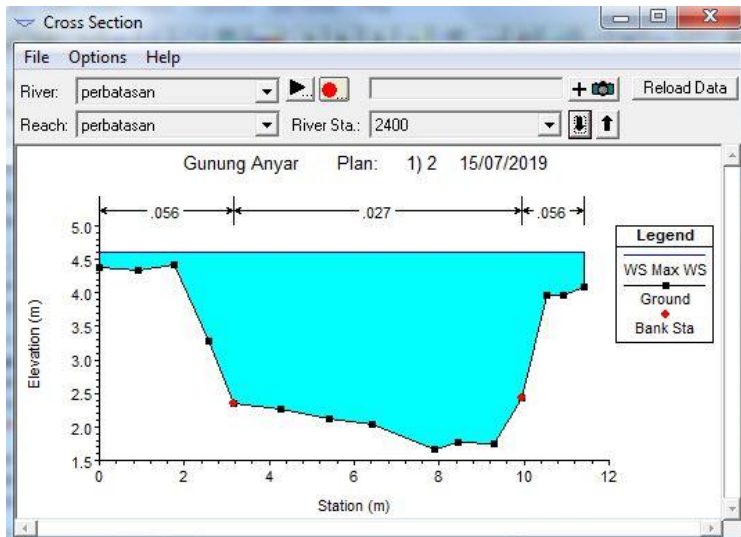
Gambar 4. 26Cross 3+000



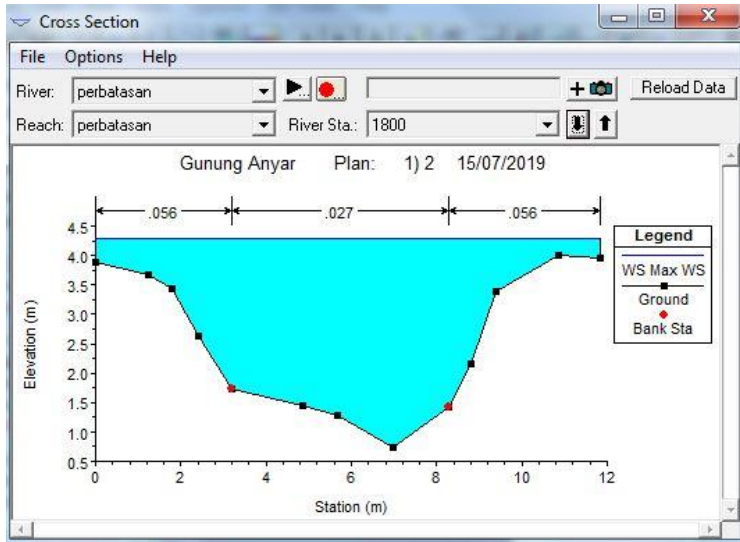
Gambar 4. 27Cross 2+700



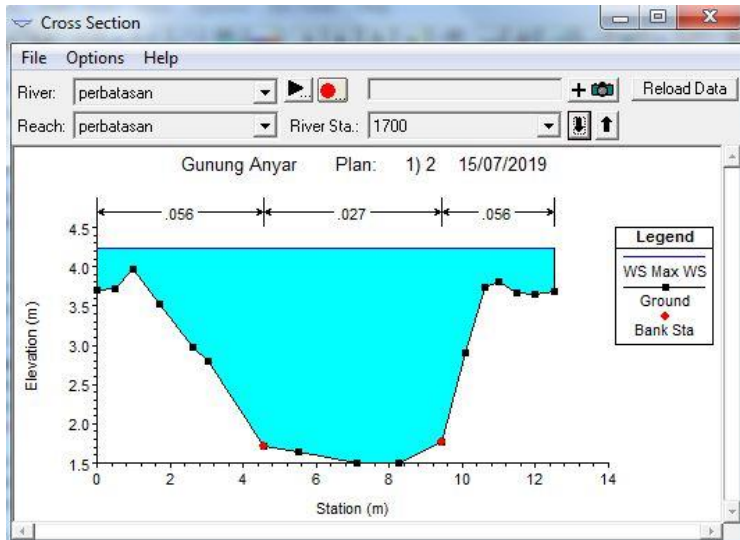
Gambar 4. 28 Cross 2+500



Gambar 4. 29 Cross 2+400



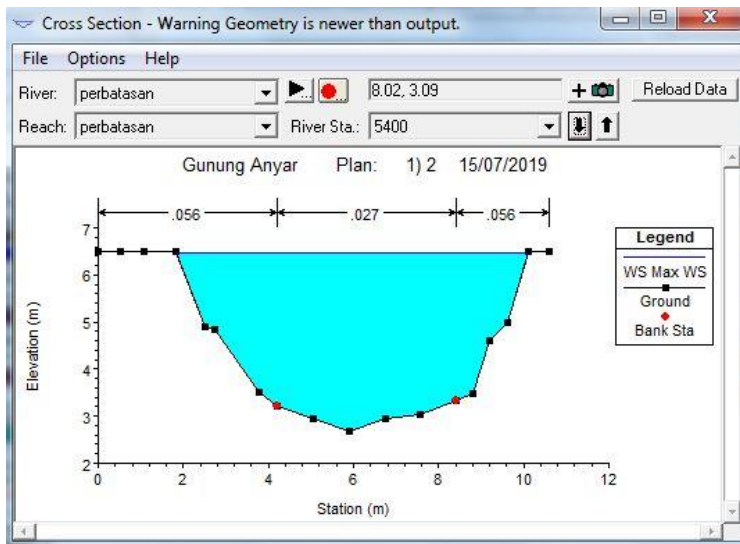
Gambar 4.30 Cross 1+800



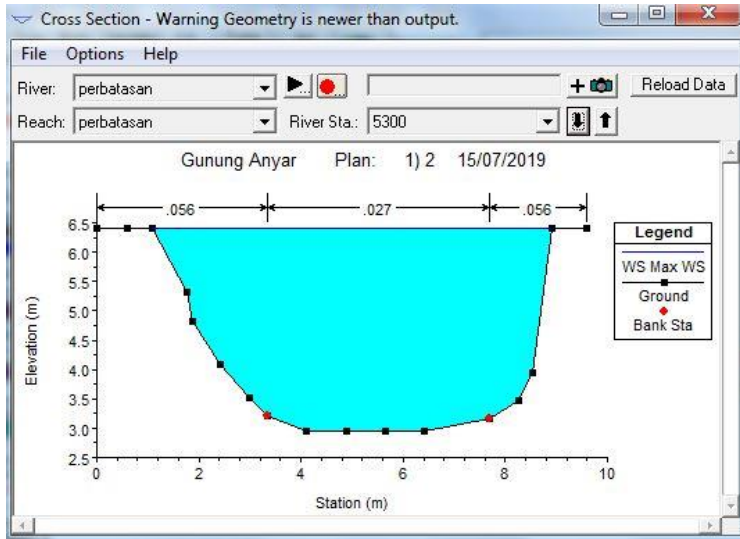
Gambar 4.31 Cross 1+700

4.2.1.1. Analisa perhitungan dengan normalisasi

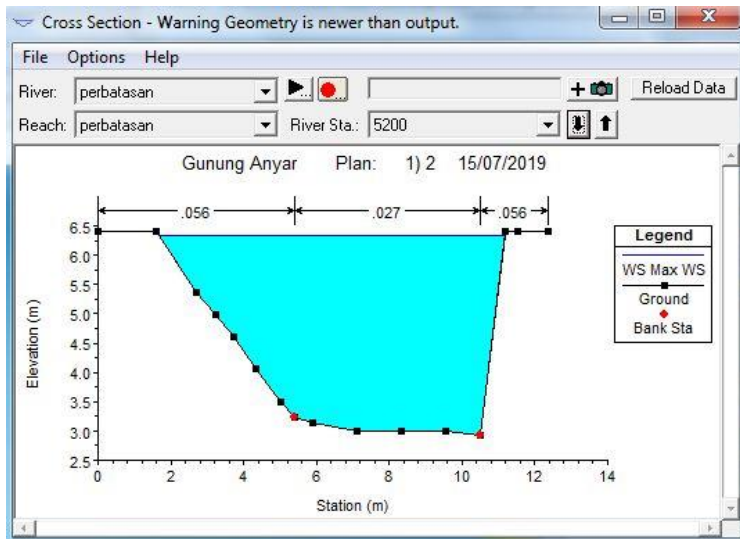
Setelah mengetahui penampang mana saja yang mengalami luapan maka dilakukan penanganan dengan cara meninggikan penampang saluran setinggi luapan yang terjadi dengan software HEC-RAS dan didapatkan hasil sebagai berikut :



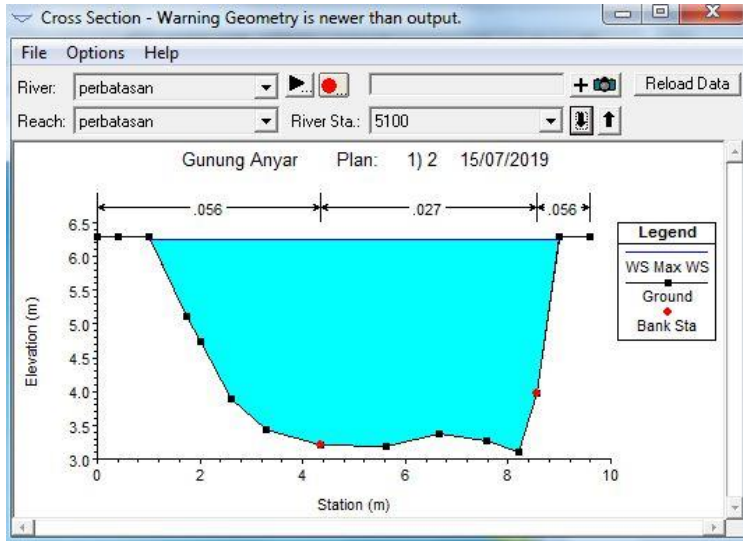
Gambar 4. 32 Cross 5+400 Redesign



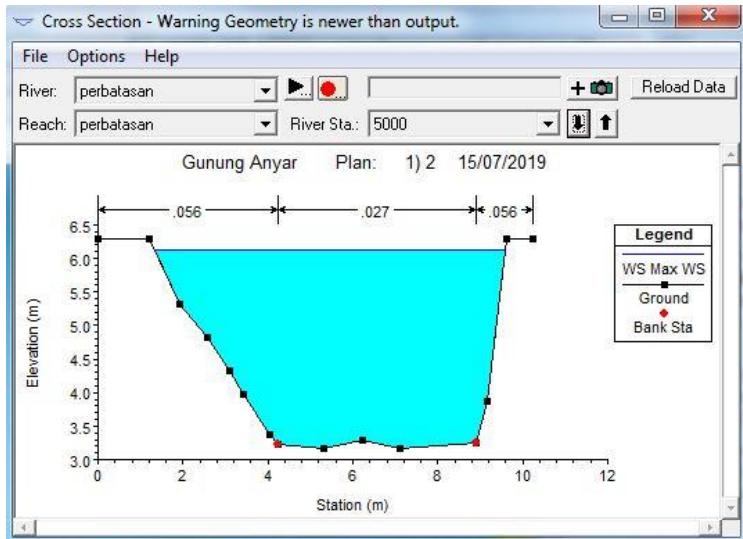
Gambar 4. 33Cross 5+300 Redesign



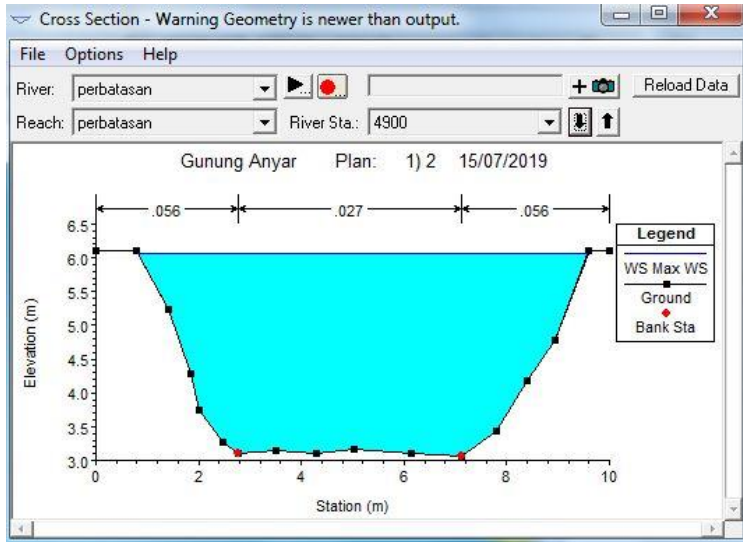
Gambar 4. 34Cross 5+200 Redesign



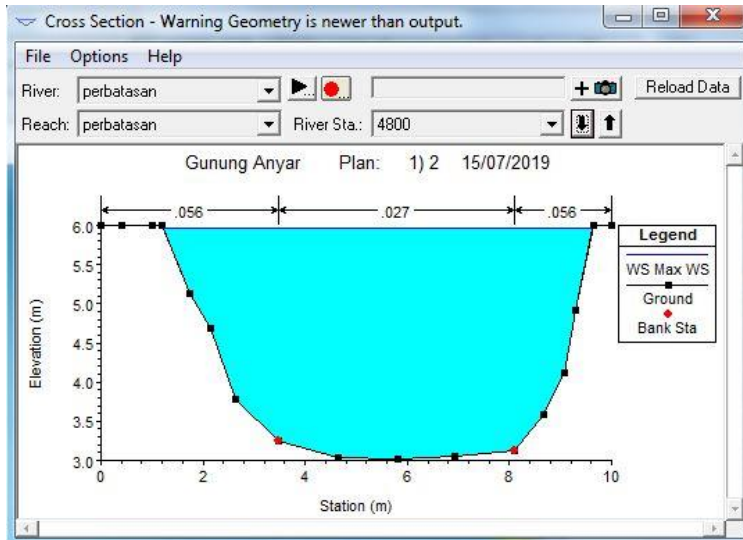
Gambar 4. 35 Cross 5+100 Redisgn



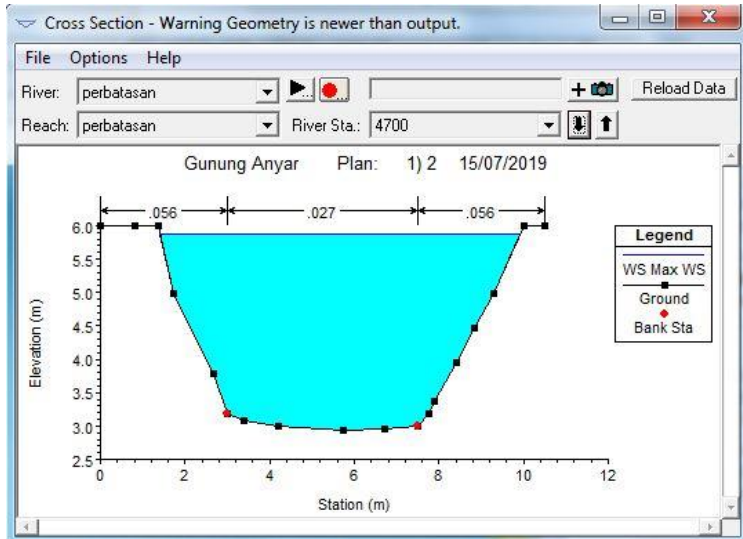
Gambar 4. 36 Cross 5+000 Redisgn



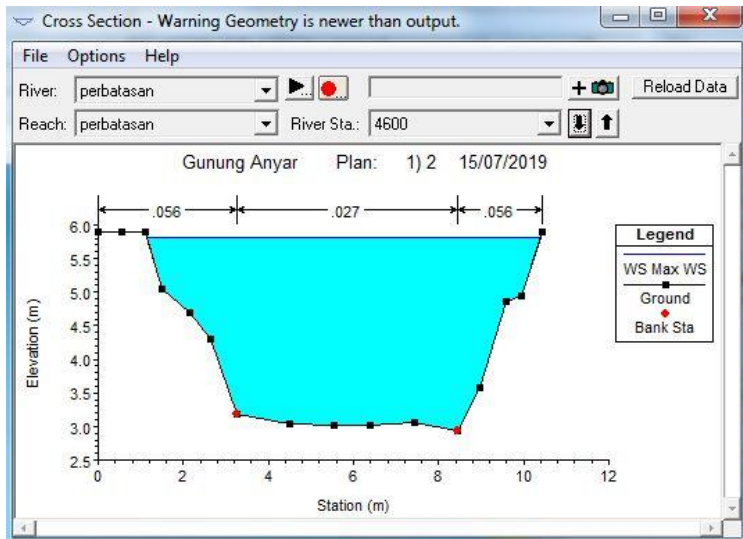
Gambar 4. 37 Cross 4+900 Redisgn



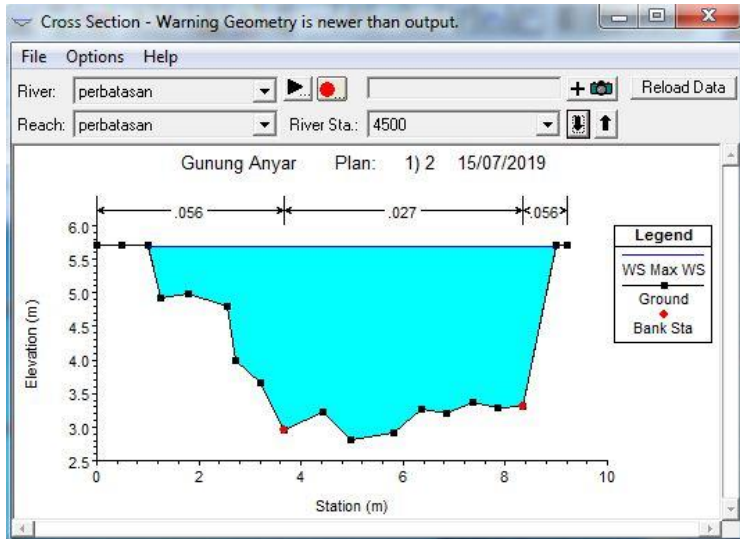
Gambar 4. 38Cross 4+800 Redisgn



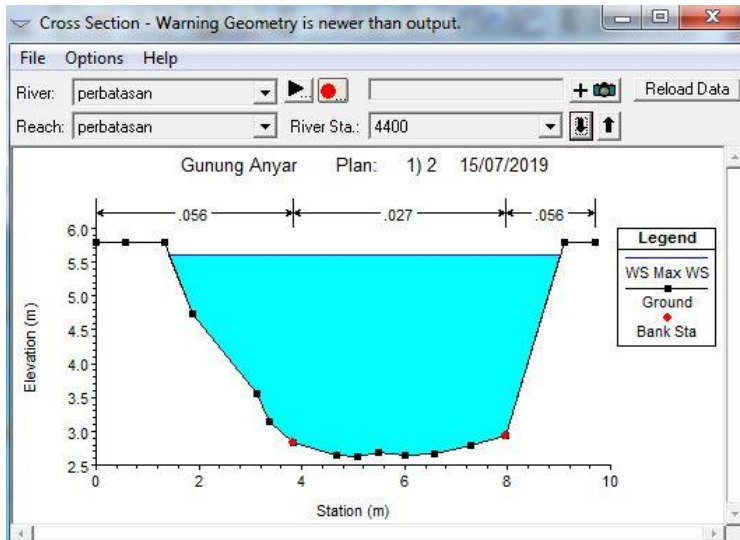
Gambar 4. 39 Cross 4+700 Redisgn



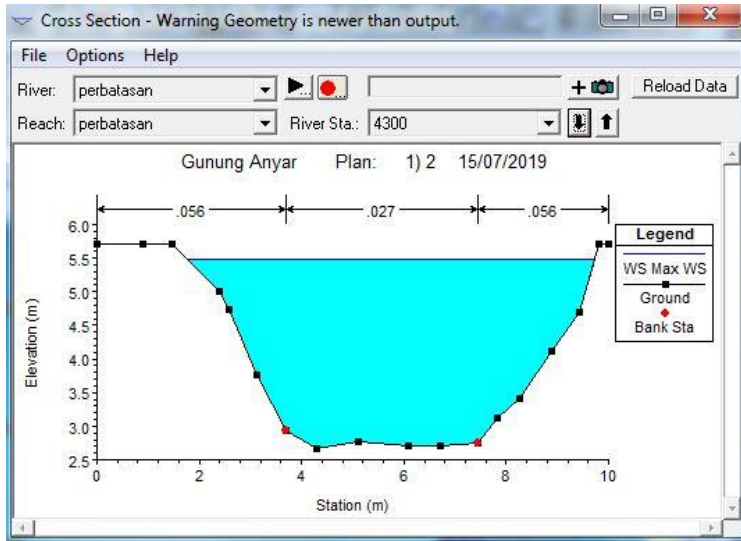
Gambar 4. 40 Cross 4+600 redisgn



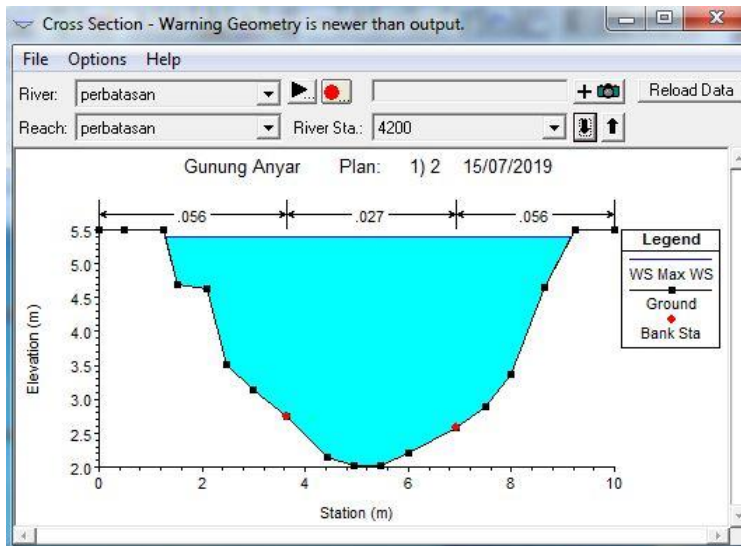
Gambar 4. 41 Cross 4+500 Redisgn



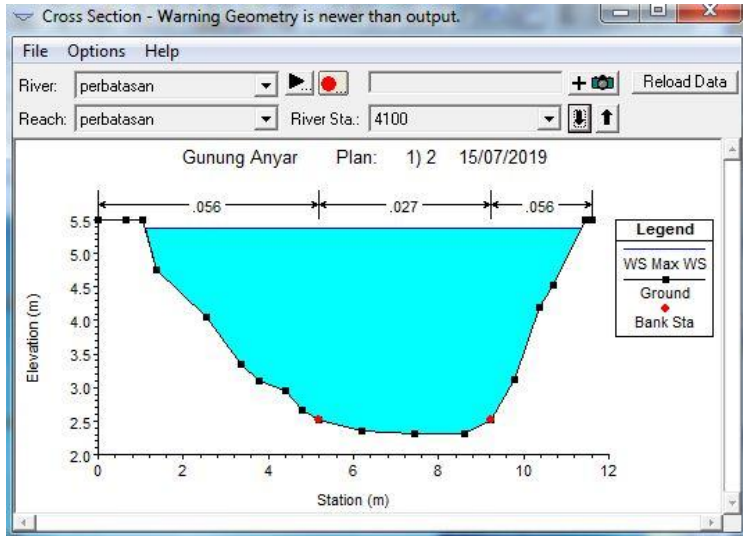
Gambar 4. 42 Cross 4+400 Redisgn



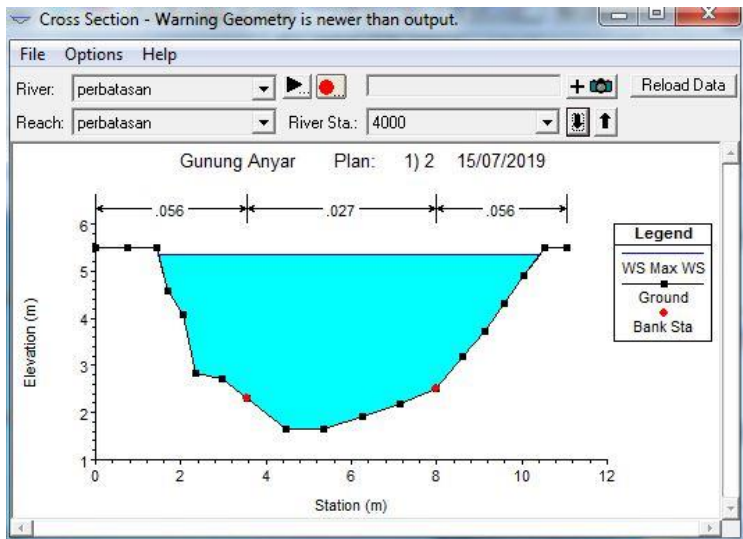
Gambar 4. 43 Cross 4+300 Redisgn



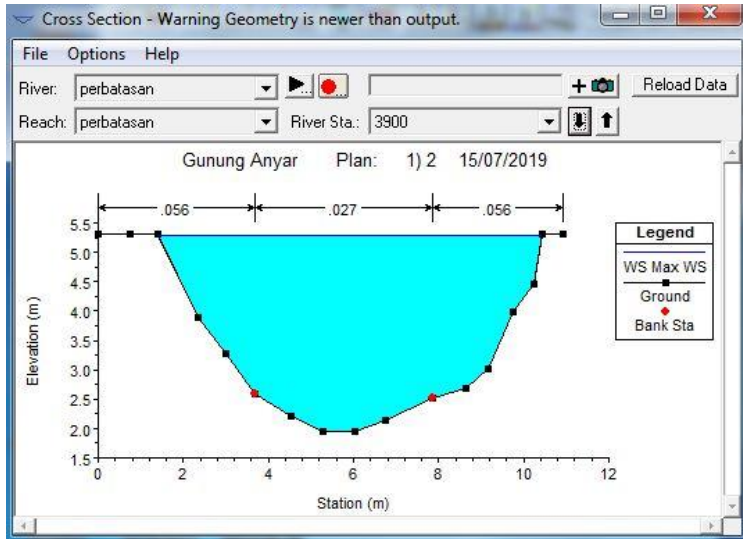
Gambar 4. 44 Cross 4+200 Redisgn



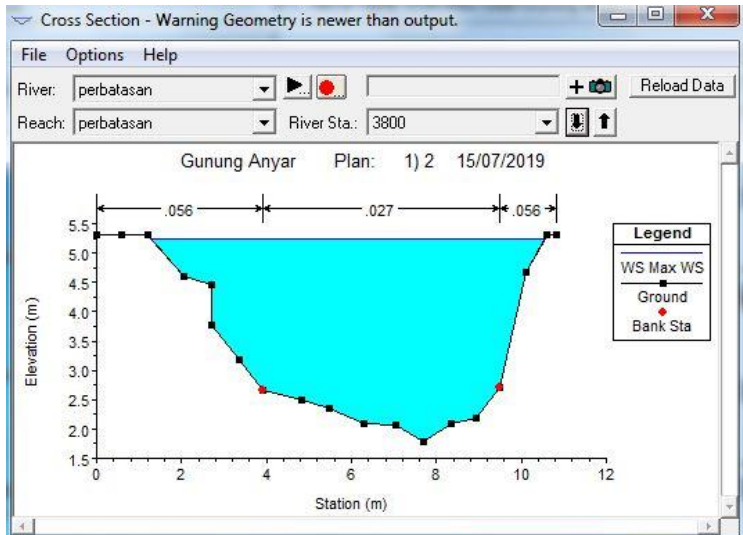
Gambar 4. 45 Cross 4+100 Redisgn



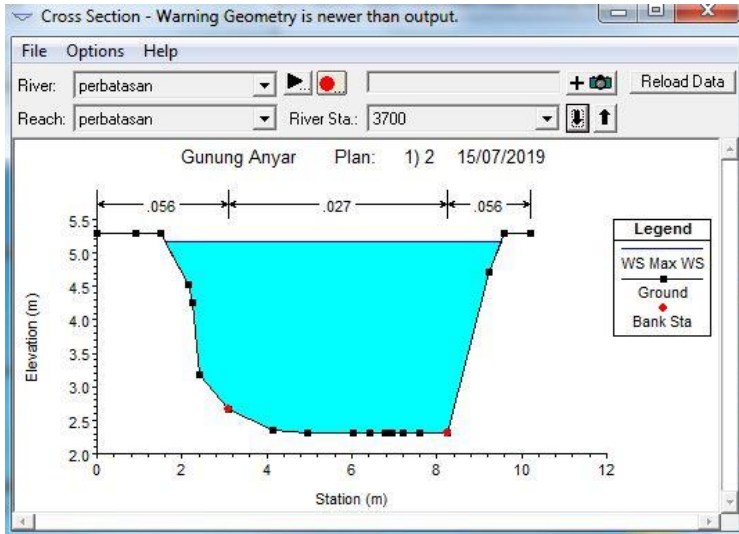
Gambar 4. 46 Cross 4+000 Redisgn



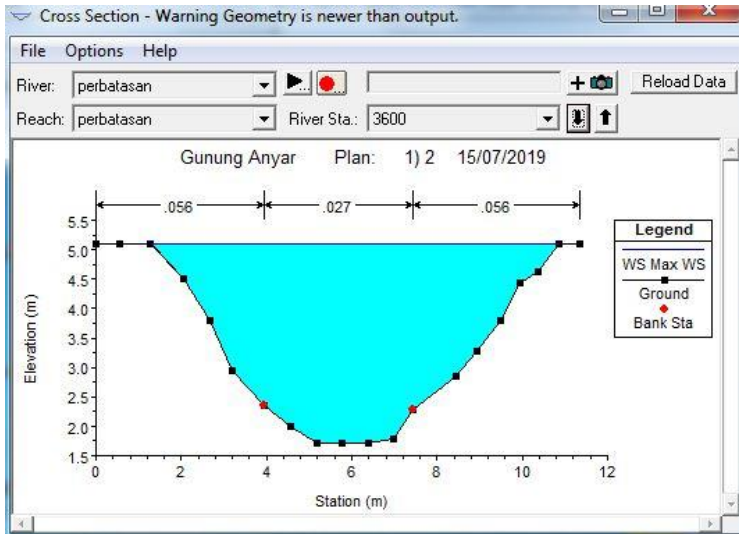
Gambar 4. 47 Cross 3+900 Redisgn



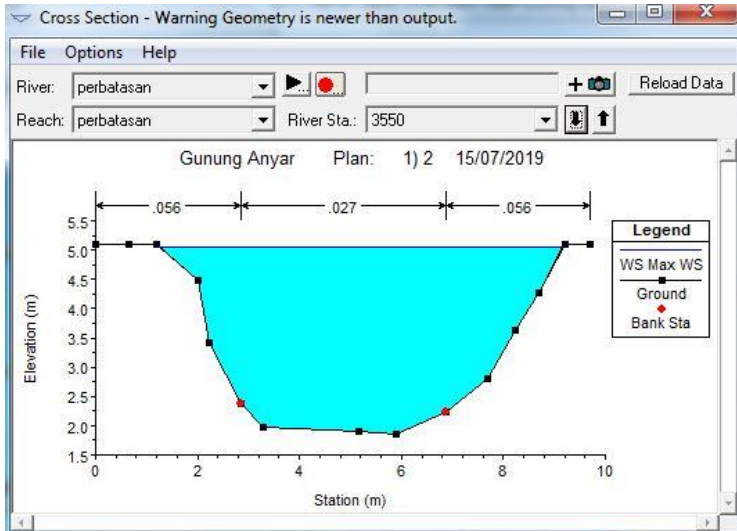
Gambar 4. 48 Cross 3+800 Redisgn



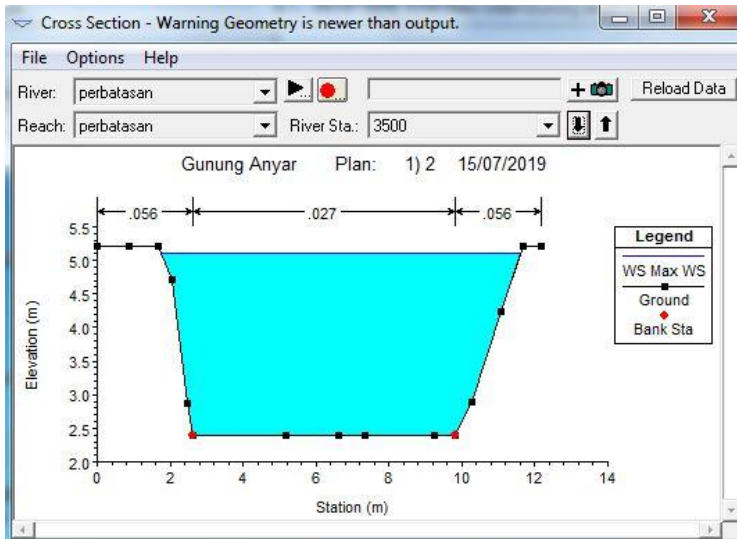
Gambar 4. 49 Cross 3+700 Redisgn



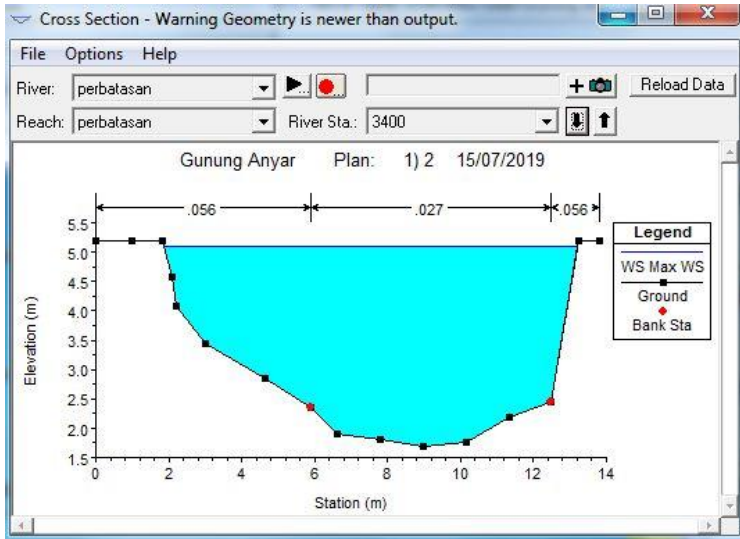
Gambar 4. 50 Cross 3+600 Redisgn



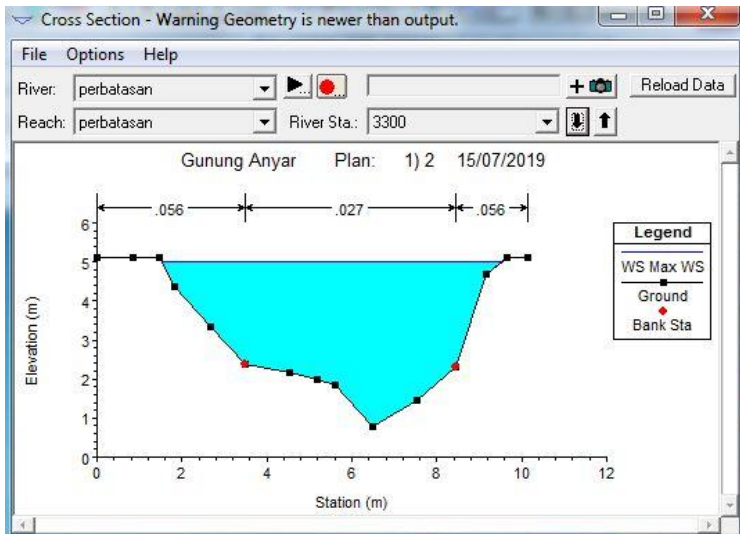
Gambar 4. 51 Cross 3+550 Redisgn



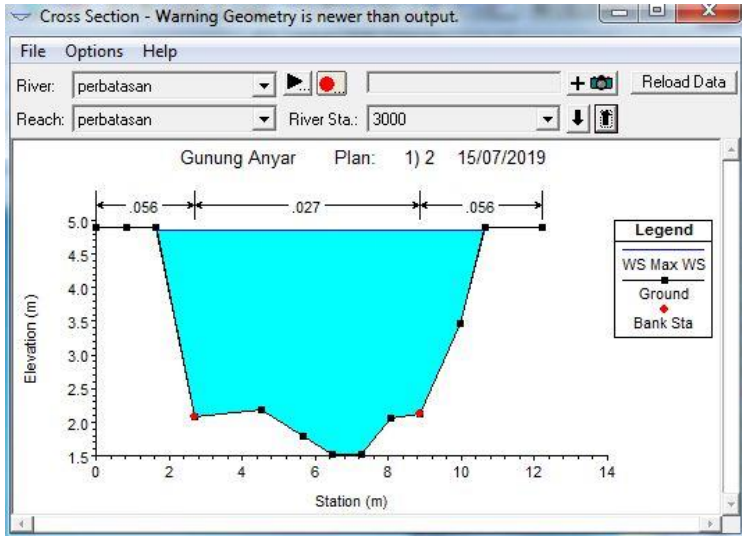
Gambar 4. 52 Cross 3+500 Redisgn



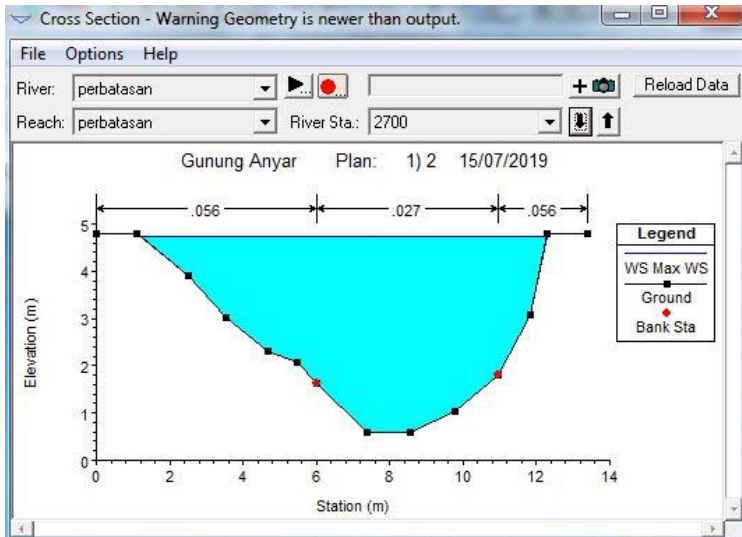
Gambar 4. 53 Cross 3+400 Redisgn



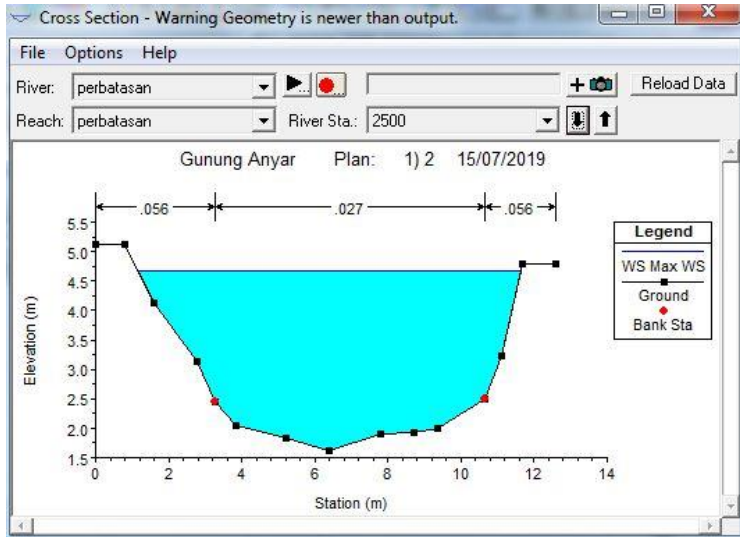
Gambar 4. 54 Cross 3+300 Redisgn



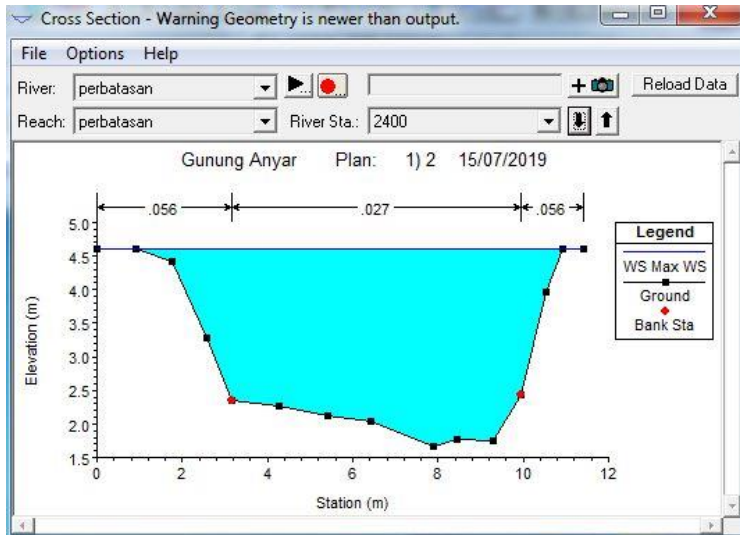
Gambar 4. 55 Cross 3+000 Redisgn



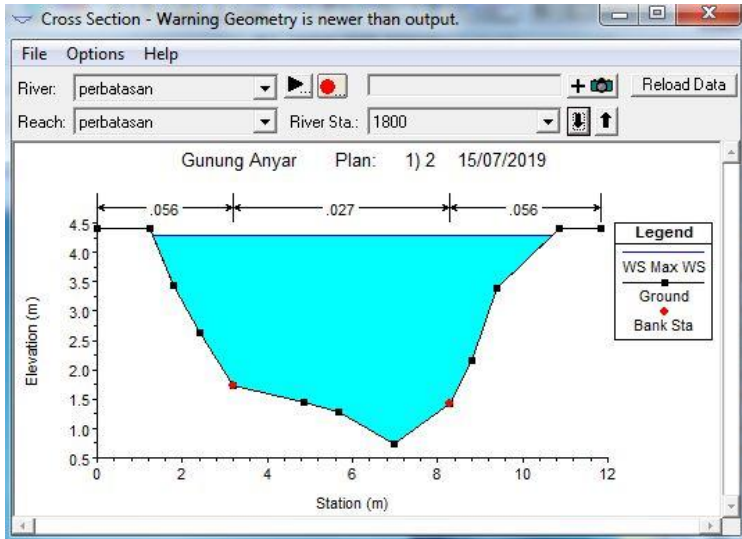
Gambar 4. 56 Cross 2+700 Redisgn



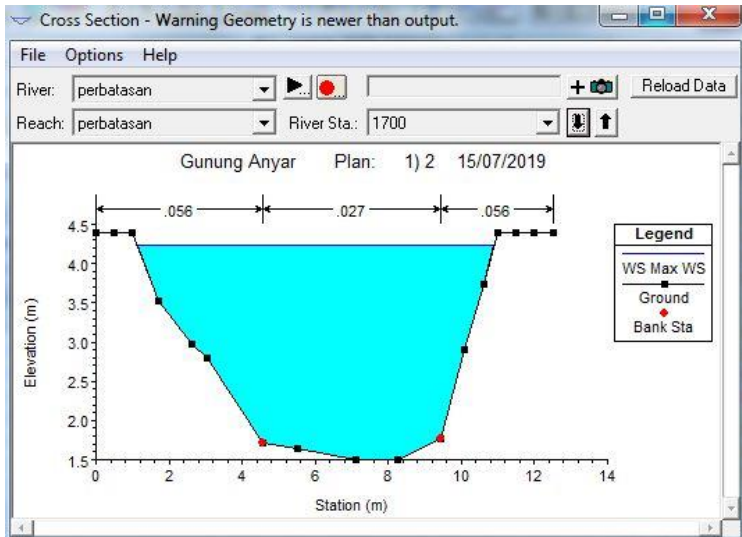
Gambar 4. 57 Cross 2+500 Redisgn



Gambar 4. 58 Cross 2+500 Redisgn



Gambar 4. 59 Cross 1+800 Redisgn



Gambar 4. 60 Cross 1+700 Redisgn

4.2.2. Analisa penampang Eksisting

Perhitungan dengan menggunakan passing capping digunakan rumus manning untuk aliran uniform dengan perhitungan sebagai berikut :

$$Q = A \times V$$

Dengan :

Q = debit air (m³/jam)

A = luas penampang (m²)

V = kecepatan (m/s)

Dimana :

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Dengan :

R = jari-jari hidrolis (m)

I = kemiringan saluran

N = koefisien manning

Table 4. 23 Perhitungan Penampang Eksisting

no	nama	a	b	h	A	P	R	n	i	V	Q.penampang
1	menanggal indah										
	STA +0	4	5.900	0.955	4.727	12.225	0.387	0.027	0.00044	0.412	1.949
	STA 0+200	4	5.7	1.039	5.039	12.265	0.411	0.027	0.000695	0.539	2.718
	STA 0+400	4	5	1.534	6.903	12.568	0.549	0.027	0.000305	0.434	2.994
	STA 0+600	4	5.7	1.129	5.476	12.313	0.445	0.027	0.00028	0.361	1.977
	STA 1+00	5.3	6.3	1.805	10.469	16.498	0.635	0.027	0.00235503	1.327	13.893
	STA 1+169	3.6	4.6	1.066	4.371	11.109	0.393	0.027	0.014064516	2.358	10.304
	STA 1+200	4	6.9	1.365	7.439	12.453	0.597	0.027	0.000515	0.596	4.434
	STA 1+400	4	9.5	1.268	8.559	12.392	0.691	0.027	0.001145	0.979	8.380
	STA 1+600	3.5	5.1	1.192	5.126	10.895	0.470	0.027	0.000545	0.523	2.680
	STA 1+800	3.6	7.5	1.11	6.161	11.134	0.553	0.027	0.000515	0.566	3.489
	STA 2+00	3.2	4.8	1.258	5.032	10.077	0.499	0.027	0.00087	0.687	3.459
	STA 2+124	3.2	4.8	1.419	5.676	10.201	0.556	0.027	0.000723684	0.674	3.825
	STA 2+200	1.2	3.7	1.003	2.457	4.328	0.568	0.027	0.000225	0.381	0.936
	STA 2+600	1	3.3	1.617	3.477	4.802	0.724	0.027	0.000545	0.697	2.423
	STA 2+800	1	2.8	1.424	2.706	4.480	0.604	0.027	0.002888889	1.422	3.847
2	Dukuh menanggal										
	STA +0	1.25	1.9	0.608	0.958	4.030	0.238	0.027	0.00117	0.486	0.465
	STA 0+400	1.3	2.8	0.615	1.261	4.176	0.302	0.027	0.00184	0.715	0.901
	STA 0+600	0.8	2.1	0.914	1.325	3.229	0.410	0.027	0.001075	0.670	0.889
	STA 0+800	1.4	2.6	1.135	2.270	5.005	0.454	0.027	0.001075	0.717	1.627
3	Simo waru utara										
	STA +0	5.2	6.1	1.094	6.181	15.828	0.391	0.027	0.003225	1.123	6.944
	STA 0+200	1.4	3.1	1.095	2.464	4.955	0.497	0.027	0.00055	0.545	1.343
	STA 0+400	1.6	2.5	0.776	1.591	5.157	0.309	0.027	0.00055	0.396	0.631
4	Gayungan										
	STA +0	2	3.2	1.078	2.803	6.544	0.428	0.027	0.0022	0.987	2.766
	STA 0+400	2	3.8	1.145	3.321	6.609	0.502	0.027	0.00017	0.305	1.013
	STA 0+600	3.7	5.3	1.12	5.040	11.432	0.441	0.027	0.00109	0.708	3.569
	STA 0+800	3.3	5.1	1.272	5.342	10.373	0.515	0.027	0.00087	0.702	3.749
	STA 1+00	3.3	5.1	1.468	6.166	10.524	0.586	0.027	0.00022973	0.393	2.423
	STA 1+148	4.8	5.8	1.228	6.508	14.709	0.442	0.027	0.00109	0.710	4.620

Table 4. 24 Perhitungan Penampang Eksisting Lanjutan

5	Gayungan Peternakan										
	STA +0	2.6	3.8	0.454	1.453	7.879	0.184	0.027	0.0045	0.804	1.169
	STA 0+200	3.7	5.7	1.6	7.520	11.762	0.639	0.027	0.00022	0.408	3.065
	STA 0+400	3.5	5.3	1.328	5.843	10.987	0.532	0.027	0.000155	0.303	1.768
	STA 0+600	3.8	5.6	1.289	6.058	11.825	0.512	0.027	0.000662162	0.610	3.696
	STA 0+674	5.2	6.8	1.305	7.830	15.923	0.492	0.027	0.00125	0.816	6.386
	STA 0+777	5.1	7	1.19	7.200	15.574	0.462	0.027	0.001278195	0.791	5.698
	STA 0+900	5	6.9	1.274	7.580	15.320	0.495	0.027	0.00126	0.822	6.233
	STA 1+00	5	7	1.077	6.462	15.229	0.424	0.027	0.00126	0.742	4.796
	STA 1+200	4.2	6.5	1.114	5.960	12.890	0.462	0.027	0.0005	0.495	2.951
	STA 1+400	2	4	0.605	1.815	6.179	0.294	0.027	0.000665	0.422	0.766
6	Siwalankerto S										
	STA +0	1.5	2.2	0.555	1.027	4.699	0.219	0.027	0.00058	0.323	0.332
	STA0+200	0.8	2.7	0.996	1.743	3.355	0.520	0.027	0.001655	0.974	1.697
7	siwalankerto cbng										
	STA +0	2	2.6	1.472	3.386	6.967	0.486	0.027	0.000395	0.455	1.540
	STA 0+200	1.7	7.6	0.655	3.046	5.344	0.570	0.027	0.000845	0.740	2.254
	STA 0+400	3	3	1.528	4.584	9.733	0.471	0.027	0.00101	0.712	3.265
	STA 0+600	1.7	3.9	1.054	2.951	5.700	0.518	0.027	8.26446E-05	0.217	0.641
8	siwalankerto										
	STA +0	1.1	3	1.336	2.739	4.561	0.600	0.027	0.001055	0.856	2.345
	STA 0+200	1.2	2.6	0.97	1.843	4.286	0.430	0.027	5E-05	0.149	0.275
	STA 0+400	1.2	2.6	1.024	1.946	4.355	0.447	0.027	0.000185	0.294	0.573
	STA 0+600	1.1	2.5	0.732	1.318	3.743	0.352	0.027	0.001375	0.685	0.902
	STA 0+800	2	3.4	0.945	2.552	6.424	0.397	0.027	0.003955	1.258	3.210
	STA 1+00	2.9	5.7	1.605	6.902	9.529	0.724	0.027	0.000575	0.716	4.943
	STA 1+200	2.9	5.1	1.842	7.368	9.771	0.754	0.027	0.001275	1.096	8.072
	STA 1+400	2.9	5.1	2.055	8.220	10.009	0.821	0.027	0.000325	0.586	4.813

Table 4. 25 Perhitungan Penampang Eksisting Lanjutan

9	rungkut ind											
	STA +0	2.5	6	1.165	4.951	8.016	0.618	0.027	0.000146667	0.325	1.610	
	STA 0+150	3	6	1.578	7.101	9.779	0.726	0.027	0.00015	1.159	8.228	
	STA 0+200	3	6.8	1.182	5.792	9.449	0.613	0.027	0.000935	2.584	14.965	
	STA 0+300	4	9.5	1.606	10.841	12.621	0.859	0.027	0.00427	2.187	23.706	
	STA 0+400	5	10.3	1.392	10.649	15.380	0.692	0.027	0.000645	0.736	7.838	
	STA 0+600	5.7	12.9	1.27	11.811	17.380	0.680	0.027	0.0005	0.640	7.560	
	STA 0+800	5.7	12.9	1.793	16.675	17.651	0.945	0.027	0.00094	1.093	18.230	
	STA 1+00	7	9.6	1.69	14.027	21.402	0.655	0.027	0.000535	0.646	9.065	
	STA 1+200	7.2	14	1.836	19.462	22.061	0.882	0.027	0.000285	0.575	11.192	
	STA 1+400	6.7	10.1	1.32	11.088	20.358	0.545	0.027	0.0007	0.653	7.245	
	STA 1+600	6.7	10.1	1.46	12.264	20.414	0.601	0.027	0.000215	0.387	4.741	
	STA 1+800	6.7	10.1	1.57	13.188	20.463	0.644	0.027	0.000785	0.774	10.209	
STA 2+00	6.7	10.1	1.472	12.365	20.420	0.606	0.027	0.00052	0.604	7.473		
10	rungkut barat											
	STA +0	2.5	4.1	0.858	2.831	7.786	0.364	0.027	0.000445	0.398	1.127	
	STA 0+200	4.5	6	1.192	6.258	13.810	0.453	0.027	0.001295	0.786	4.919	
	STA 0+400	3.5	5	1.136	4.828	10.859	0.445	0.027	0.004065	1.375	6.639	
	STA 0+600	2.7	5.5	1.998	8.192	9.418	0.870	0.027	0.004567	2.281	18.683	
11	rungkut barata											
	STA +0	2.8	4.4	1.246	4.486	8.929	0.502	0.027	0.00021	0.339	1.521	
	STA 0+200	3.4	5.2	1.175	5.053	10.595	0.477	0.027	8E-05	0.202	1.021	
	STA 0+400	4.4	5.4	1.239	6.071	13.542	0.448	0.027	0.00039	0.428	2.600	
	STA 0+600	3.6	5.7	1.278	5.943	11.240	0.529	0.027	0.001075	0.794	4.717	
	STA 0+800	4	5.7	1.505	7.299	12.548	0.582	0.027	0.00047	0.559	4.083	
	STA 1+00	2.4	3.7	1.265	3.858	7.826	0.493	0.027	0.000805	0.656	2.530	
	STA 1+200	2	3.8	1.384	4.014	6.864	0.585	0.027	0.00021	0.375	1.506	
	STA 1+400	2.8	4	1.29	4.386	8.966	0.489	0.027	0.00047	0.498	2.186	
12	amir mahmud											
	STA +0	1.4	2.6	0.915	1.830	4.745	0.386	0.027	1E-05	0.062	0.114	
	STA 0+200	1.4	2.6	1.485	2.970	5.482	0.542	0.027	0.000215	0.361	1.072	
	STA 0+400	1.3	2.5	1.535	2.917	5.323	0.548	0.027	0.00062	0.617	1.801	
	STA 0+600	1.4	4.8	1.015	3.147	4.858	0.648	0.027	0.000295	0.476	1.498	
	STA 0+800	1.5	3.3	0.49	1.176	4.656	0.253	0.027	1.5E-05	0.057	0.067	
	STA 1+00	2.3	3.4	0.664	1.892	7.088	0.267	0.027	0.00077	0.426	0.806	
	STA 1+200	2	2.8	0.868	2.083	6.360	0.328	0.027	0.00012	0.193	0.401	
	STA 1+400	2.8	4.2	0.707	2.475	8.576	0.289	0.027	3E-05	0.089	0.219	
	STA 1+600	2.2	3	0.8	2.080	6.882	0.302	0.027	0.000125	0.186	0.388	
STA 1+800	2.5	3.5	1.217	3.651	8.061	0.453	0.027	0.000615	0.542	1.977		

Setelah didapatkan Q masing-masing dari penampang, maka kemudian Q penampang tersebut di bandingkan dengan Q rencana, apabila Q penampang lebih kecil dari Q rencana maka perlu dilakukan penanganan

Table 4. 26 Pertimbangan Perlu Tidaknya Perbaikan Penampang

no	nama	Q penampang	Q Rencana	KETERANGAN
1	menanggal indah			
	STA +0	1.949	3.77	REDISN
	STA 0+200	2.718	3.77	REDISN
	STA 0+400	2.994	3.77	REDISN
	STA 0+600	1.977	3.77	REDISN
	STA 1+00	13.893	3.77	AMAN
	STA 1+169	10.304	3.77	AMAN
	STA 1+200	4.434	3.77	AMAN
	STA 1+400	8.380	3.77	AMAN
	STA 1+600	2.680	3.77	REDISN
	STA 1+800	3.489	3.77	REDISN
	STA 2+00	3.459	3.77	REDISN
	STA 2+124	3.825	3.77	AMAN
	STA 2+200	0.936	3.77	REDISN
STA 2+600	2.423	3.77	REDISN	
STA 2+800	3.847	3.77	AMAN	
2	Dukuh menanggal			
	STA +0	0.465	3.11	REDISN
	STA 0+400	0.901	3.11	REDISN
	STA 0+600	0.889	3.11	REDISN
	STA 0+800	1.627	3.11	REDISN
3	Simo waru utara			
	STA +0	6.944	2.76	AMAN
	STA 0+200	1.343	2.76	REDISN
	STA 0+400	0.631	2.76	REDISN
4	Gayungan			
	STA +0	2.766	3.39	REDISN
	STA 0+400	1.013	3.39	REDISN
	STA 0+600	3.569	3.39	AMAN
	STA 0+800	3.749	3.39	AMAN
	STA 1+00	2.423	3.39	REDISN
STA 1+148	4.620	3.39	AMAN	

Table 4. 27 Pertimbangan Perlu Tidaknya Perbaikan Penampang

5	Gayungan Peternakan			
	STA +0	1.169	4.58	REDISN
	STA 0+200	3.065	4.58	REDISN
	STA 0+400	1.768	4.58	REDISN
	STA 0+600	3.696	4.58	REDISN
	STA 0+674	6.386	4.58	AMAN
	STA 0+777	5.698	4.58	AMAN
	STA 0+900	6.233	4.58	AMAN
	STA 1+00	4.796	4.58	AMAN
	STA 1+200	2.951	4.58	REDISN
	STA 1+400	0.766	4.58	REDISN
6	Siwalankerto S			
	STA +0	0.332	3.40	REDISN
	STA0+200	1.697	3.40	REDISN
7	siwalankerto cbng			
	STA +0	1.540	2.70	REDISN
	STA 0+200	2.254	2.70	REDISN
	STA 0+400	3.265	2.70	AMAN
	STA 0+600	0.641	2.70	REDISN
8	siwalankerto			
	STA +0	2.345	4.52	REDISN
	STA 0+200	0.275	4.52	REDISN
	STA 0+400	0.573	4.52	REDISN
	STA 0+600	0.902	4.52	REDISN
	STA 0+800	3.210	4.52	REDISN
	STA 1+00	4.943	4.52	AMAN
	STA 1+200	8.072	4.52	AMAN
	STA 1+400	4.813	4.52	AMAN

Table 4. 28 Pertimbangan Perlu Tidaknya Perbaikan Penampang

9	rungkut ind			
	STA +0	1.610	7.47	REDISN
	STA 0+150	8.228	7.47	AMAN
	STA 0+200	14.965	7.47	AMAN
	STA 0+300	23.706	7.47	AMAN
	STA 0+400	7.838	7.47	AMAN
	STA 0+600	7.560	7.47	AMAN
	STA 0+800	18.230	7.47	AMAN
	STA 1+00	9.065	7.47	AMAN
	STA 1+200	11.192	7.47	AMAN
	STA 1+400	7.245	7.47	REDISN
	STA 1+600	4.741	7.47	REDISN
	STA 1+800	10.209	7.47	AMAN
	STA 2+00	7.473	7.47	REDISN
10	rungkut barat			
	STA +0	1.127	7.41	REDISN
	STA 0+200	4.919	7.41	REDISN
	STA 0+400	6.639	7.41	REDISN
	STA 0+600	18.683	7.41	AMAN
11	rungkut barata			
	STA +0	1.521	4.60	REDISN
	STA 0+200	1.021	4.60	REDISN
	STA 0+400	2.600	4.60	REDISN
	STA 0+600	4.717	4.60	AMAN
	STA 0+800	4.083	4.60	REDISN
	STA 1+00	2.530	4.60	REDISN
	STA 1+200	1.506	4.60	REDISN
	STA 1+400	2.186	4.60	REDISN
12	amir mahmud			
	STA +0	0.114	3.27	REDISN
	STA 0+200	1.072	3.27	REDISN
	STA 0+400	1.801	3.27	REDISN
	STA 0+600	1.498	3.27	REDISN
	STA 0+800	0.067	3.27	REDISN
	STA 1+00	0.806	3.27	REDISN
	STA 1+200	0.401	3.27	REDISN
	STA 1+400	0.219	3.27	REDISN
	STA 1+600	0.388	3.27	REDISN
	STA 1+800	1.977	3.27	REDISN

4.2.2.1. Analisa Penampang dengan Normalisasi

Dari hasil perhitungan kapasitas pada tiap-tiap saluran, maka dilakukan penanganan pada saluran yang tidak dapat menampung debit banjir dengan cara melakukan normalisasi saluran yang berupa pendalaman dan pelebaran pada saluran tersebut. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 6.9

Table 4. 29 Perhitungan Redisn Saluran

no	nama	a	b	h	A	P	R	n	i	V	Q penampang	Q Rencana	KETERANGAN
1	menanggal indah												
	STA +0	4.000	5.900	1.455	7.202	12.513	0.576	0.027	0.00044	0.537	3.871	3.77	AMAN
	STA 0+200	4	5.7	1.539	7.464	12.572	0.594	0.027	0.000695	0.690	5.147	3.77	AMAN
	STA 0+400	5	5	2.034	10.170	15.796	0.644	0.027	0.000195	0.386	3.921	3.77	AMAN
	STA 0+600	4	5.7	1.629	7.901	12.638	0.625	0.027	0.00279	1.430	11.299	3.77	AMAN
	STA 1+00	5.3	6.3	1.805	10.469	16.498	0.635	0.027	0.002331361	1.320	13.823	3.77	AMAN
	STA 1+169	3.6	4.6	1.866	7.651	11.710	0.653	0.027	0.001419355	1.050	8.037	3.77	AMAN
	STA 1+200	4	6.9	1.765	9.619	12.744	0.755	0.027	0.000515	0.697	6.702	3.77	AMAN
	STA 1+400	4	9.5	1.668	11.259	12.668	0.889	0.027	0.000145	0.412	4.642	3.77	AMAN
	STA 1+600	5.1	5.1	1.392	7.099	15.673	0.453	0.027	0.00063	0.548	3.891	3.77	AMAN
	STA 1+800	7.5	7.5	1.336	10.020	22.736	0.441	0.027	0.00036	0.407	4.077	3.77	AMAN
	STA 2+00	4.8	4.8	1.663	7.982	14.960	0.534	0.027	0.00042	0.499	3.985	3.77	AMAN
	STA 2+124	3.2	4.8	1.739	6.956	10.484	0.663	0.027	0.001184211	0.969	6.743	3.77	AMAN
	STA 2+200	3.7	3.7	1.468	5.432	11.661	0.466	0.027	0.001	0.704	3.822	3.77	AMAN
STA 2+600	3.3	3.3	2.392	7.894	11.451	0.689	0.027	0.0006	0.708	5.587	3.77	AMAN	
STA 2+800	1	2.8	2.223	4.224	5.875	0.719	0.027	0.001111111	0.991	4.184	3.77	AMAN	
2	Dukuh menanggal												
	STA +0	1.9	1.9	1.808	3.435	7.146	0.481	0.027	0.00267	1.174	4.034	3.11	AMAN
	STA 0+400	1.3	2.8	2.115	4.336	6.265	0.692	0.027	0.00084	0.840	3.641	3.11	AMAN
	STA 0+600	2.1	2.1	2.214	4.649	8.203	0.567	0.027	0.000825	0.728	3.387	3.11	AMAN
	STA 0+800	1.4	2.6	2.385	4.770	6.931	0.688	0.027	0.000825	0.829	3.955	3.11	AMAN
3	Simo waru utara												
	STA +0	5.2	6.1	1.094	6.181	15.828	0.391	0.027	0.003225	1.123	6.944	2.76	AMAN
	STA 0+200	1.4	3.1	1.095	2.464	4.955	0.497	0.027	0.00255	1.174	2.891	2.76	AMAN
	STA 0+400	2.5	2.5	1.176	2.940	8.026	0.366	0.027	0.00255	0.957	2.814	2.76	AMAN
4	Gayungan												
	STA +0	2	3.2	1.378	3.583	6.858	0.522	0.027	0.00211	1.103	3.953	3.39	AMAN
	STA 0+400	2	3.8	1.427	4.138	6.914	0.599	0.027	0.00126	0.934	3.863	3.39	AMAN
	STA 0+600	3.7	5.3	1.62	7.290	11.778	0.619	0.027	0.00044	0.564	4.113	3.39	AMAN
	STA 0+800	3.3	5.1	1.642	6.896	10.672	0.646	0.027	0.0004	0.554	3.818	3.39	AMAN
	STA 1+00	3.3	5.1	1.744	7.325	10.765	0.680	0.027	0.000337838	0.527	3.857	3.39	AMAN
	STA 1+148	4.8	5.8	1.52	8.056	14.870	0.542	0.027	0.00044	0.516	4.158	3.39	AMAN

Table 4. 30 Perhitungan Redisn Saluran lanjutan

5	Gayungan Peternakan												
	STA +0	2.6	3.8	1.509	4.829	8.612	0.561	0.027	0.0015	0.975	4.709	4.58	AMAN
	STA 0+200	3.7	5.7	2.055	9.659	12.165	0.794	0.027	0.000255	0.507	4.898	4.58	AMAN
	STA 0+400	3.5	5.3	1.878	8.263	11.444	0.722	0.027	0.000355	0.562	4.640	4.58	AMAN
	STA 0+600	3.8	5.6	1.879	8.831	12.278	0.719	0.027	0.000378378	0.578	5.107	4.58	AMAN
	STA 0+674	5.2	6.8	1.972	11.832	16.323	0.725	0.027	0.0002	0.423	5.000	4.58	AMAN
	STA 0+777	5.1	7	2.002	12.112	16.058	0.754	0.027	0.00037594	0.595	7.207	4.58	AMAN
	STA 0+900	5	6.9	1.966	11.698	15.745	0.743	0.027	0.0002	0.430	5.025	4.58	AMAN
	STA 1+00	5	7	1.915	11.490	15.708	0.731	0.027	0.0003	0.521	5.983	4.58	AMAN
	STA 1+200	4.2	6.5	1.984	10.614	13.490	0.787	0.027	0.00025	0.499	5.297	4.58	AMAN
STA 1+400	4	4	1.434	5.736	12.499	0.459	0.027	0.0015	0.853	4.894	4.58	AMAN	
6	Siwalankerto S												
	STA +0	2.2	2.2	1.535	3.377	7.565	0.446	0.027	0.00225	1.026	3.464	3.40	AMAN
	STA0+200	0.8	2.7	2.31	4.043	5.689	0.711	0.027	0.00125	1.043	4.215	3.40	AMAN
7	siwalankerto cbng												
	STA +0	2	2.6	1.572	3.616	7.088	0.510	0.027	0.001165	0.807	2.917	2.70	AMAN
	STA 0+200	1.7	7.6	0.909	4.227	5.556	0.761	0.027	0.0005	0.690	2.917	2.70	AMAN
	STA 0+400	3	3	1.915	5.745	10.118	0.568	0.027	0.0005	0.568	3.262	2.70	AMAN
	STA 0+600	1.7	3.9	1.339	3.749	6.028	0.622	0.027	0.000826446	0.776	2.908	2.70	AMAN
8	siwalankerto												
	STA +0	3	3	1.536	4.608	9.741	0.473	0.027	0.00213	1.038	4.781	4.52	AMAN
	STA 0+200	2.6	2.6	1.385	3.601	8.492	0.424	0.027	0.004	1.322	4.760	4.52	AMAN
	STA 0+400	2.6	2.6	2.229	5.795	9.449	0.613	0.027	0.00089	0.797	4.622	4.52	AMAN
	STA 0+600	2.5	2.5	2.152	5.380	9.097	0.591	0.027	0.00111	0.869	4.676	4.52	AMAN
	STA 0+800	3.4	3.4	2.312	7.861	11.623	0.676	0.027	0.0005	0.638	5.015	4.52	AMAN
	STA 1+00	2.9	5.7	2.281	9.808	10.279	0.954	0.027	0.00025	0.568	5.567	4.52	AMAN
	STA 1+200	2.9	5.1	2.453	9.812	10.497	0.935	0.027	0.00025	0.560	5.493	4.52	AMAN
STA 1+400	2.9	5.1	2.461	9.844	10.507	0.937	0.027	0.00025	0.561	5.519	4.52	AMAN	

Table 4. 31 Perhitungan Redisin Saluran lanjutan

9	rungkut ind												
	STA +0	2.5	6	1.265	5.376	8.104	0.663	0.027	0.00252	1.414	7.602	7.47	AMAN
	STA 0+150	3	6	2.078	9.351	10.299	0.908	0.027	0.00056	0.822	7.685	7.47	AMAN
	STA 0+200	3	6.8	1.785	8.747	9.982	0.876	0.027	0.00065	0.865	7.562	7.47	AMAN
	STA 0+300	4	9.5	1.969	13.291	12.917	1.029	0.027	0.00035	0.706	9.386	7.47	AMAN
	STA 0+400	5	10.3	1.363	10.427	15.365	0.679	0.027	0.000725	0.770	8.029	7.47	AMAN
	STA 0+600	5.7	12.9	1.515	14.090	17.496	0.805	0.027	0.0003	0.555	7.823	7.47	AMAN
	STA 0+800	5.7	12.9	1.998	18.581	17.780	1.045	0.027	0.000125	0.426	7.924	7.47	AMAN
	STA 1+00	7	9.6	1.732	14.376	21.422	0.671	0.027	0.00034	0.523	7.524	7.47	AMAN
	STA 1+200	7.2	14	1.839	19.493	22.062	0.884	0.027	0.000135	0.396	7.724	7.47	AMAN
	STA 1+400	6.7	10.1	1.407	11.819	20.392	0.580	0.027	0.00065	0.656	7.756	7.47	AMAN
	STA 1+600	6.7	10.1	1.537	12.911	20.448	0.631	0.027	0.00005	0.609	7.868	7.47	AMAN
	STA 1+800	6.7	10.1	1.704	14.314	20.527	0.697	0.027	0.00035	0.545	7.798	7.47	AMAN
STA 2+00	6.7	10.1	1.833	15.397	20.592	0.748	0.027	0.000275	0.506	7.790	7.47	AMAN	
10	rungkut barat												
	STA +0	4.1	4.1	1.583	6.490	12.890	0.504	0.027	0.0025	1.172	7.605	7.41	AMAN
	STA 0+200	4.5	6	2.328	12.222	14.633	0.835	0.027	0.00075	0.900	10.994	7.41	AMAN
	STA 0+400	3.5	5	2.163	9.193	11.729	0.784	0.027	0.00075	0.862	7.926	7.41	AMAN
	STA 0+600	2.7	5.5	2.302	9.438	9.796	0.963	0.027	0.000506	0.812	7.667	7.41	AMAN
11	rungkut barata												
	STA +0	4.4	4.4	1.408	6.195	13.640	0.454	0.027	0.00125	0.774	4.792	4.60	AMAN
	STA 0+200	3.4	5.2	1.629	7.005	10.940	0.640	0.027	0.0006	0.674	4.720	4.60	AMAN
	STA 0+400	4.4	5.4	1.797	8.805	13.906	0.633	0.027	0.0004	0.546	4.809	4.60	AMAN
	STA 0+600	3.6	5.7	1.838	8.547	11.684	0.731	0.027	0.000325	0.542	4.632	4.60	AMAN
	STA 0+800	4	5.7	1.915	9.288	12.870	0.722	0.027	0.0003	0.516	4.793	4.60	AMAN
	STA 1+00	3.7	3.7	1.641	6.072	11.795	0.515	0.027	0.001075	0.780	4.735	4.60	AMAN
	STA 1+200	2	3.8	1.814	5.261	7.400	0.711	0.027	0.00095	0.909	4.783	4.60	AMAN
STA 1+400	4	4	1.868	7.472	12.829	0.582	0.027	0.0006	0.633	4.727	4.60	AMAN	
12	amir mahmud												
	STA +0	2.6	2.6	0.983	2.556	8.159	0.313	0.027	0.0025	0.854	2.182	2.14	AMAN
	STA 0+200	2.6	2.6	2.055	5.343	9.228	0.579	0.027	0.00025	0.407	2.173	2.14	AMAN
	STA 0+400	2.5	2.5	2.112	5.280	9.045	0.584	0.027	0.00025	0.409	2.159	2.14	AMAN
	STA 0+600	1.4	4.8	1.518	4.706	5.530	0.851	0.027	0.0002	0.470	2.213	2.14	AMAN
	STA 0+800	3.3	3.3	1.092	3.604	10.252	0.352	0.027	0.00104	0.595	2.143	2.14	AMAN
	STA 1+00	2.3	3.4	1.477	4.209	7.767	0.542	0.027	0.00046	0.528	2.222	2.14	AMAN
	STA 1+200	2.8	2.8	1.619	4.533	9.269	0.489	0.027	0.00045	0.488	2.210	2.14	AMAN
	STA 1+400	2.8	4.2	1.572	5.502	9.222	0.597	0.027	0.00025	0.415	2.283	2.14	AMAN
	STA 1+600	3	3	1.709	5.127	9.905	0.518	0.027	0.000325	0.430	2.206	2.14	AMAN
STA 1+800	3.5	3.5	2.166	7.581	11.732	0.646	0.027	0.00011	0.290	2.201	2.14	AMAN	

4.2.2.2. Perhitungan Aliran back water

Perhitungan aliran back water ini ditujukan untuk mengetahui apakah saluran tersebut mengalami back water atau tidak dengan menggunakan metode tahapan terhadap pasang surut air laut

Diketahui :

b	= 11,39 m
elv air laut	= 2,9 m
m	= 0,4
I_0	= 0,010117
Q	= 32,81 m ³ /s
Elv dasar saluran	= 0,089 m
n	= 0,027
g	= 9,8 m/s ²
elv muka air di hilir	= 2,1 m

Perhitungan back water sebagai berikut :

Δh	= elv dasar saluran + elv air laut = 2,9 m + 0,089m = 2,989 m
A	= (b + m x Δh) x Δh = (11,39 + 0,4 x 2,989) x 2,989 = 42,986 m ²
P	= b + 2 $\Delta h\sqrt{1 + m^2}$ = 11,39 + 2 x 2,989 $\sqrt{1 + 0,4^2}$ = 19,845 m
R	= A/P = 42,986/19,845 = 2,166 m
V	= Q/A = 32,81/42,989 = 0,763 m/s

$$\begin{aligned}
\alpha &= V^2/2g \\
&= 0,763^2/2 \cdot 9,8 \\
&= 0,030 \text{ m} \\
E &= \Delta h + \alpha \\
&= 2,989 + 0,030 \\
&= 3,019 \text{ m} \\
\Delta E &= E_1 - E_2 \\
&= 3,019 - 2,932 \\
&= 0,087 \text{ m} \\
If &= \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \\
&= \frac{32,811^2 \cdot 0,027^2}{42,986^2 \cdot 2,166^{4/3}} \\
&= 1,51928E^{-06} \\
\Delta If &= Sf_1 - Sf_2 \\
&= 1,51928E^{-06} - 1,68723E^{-06} \\
&= 1,60326E^{-06} \\
If_0 - \Delta if &= 0,010117 - 1,60326E^{-06} \\
&= 0,0101155 \\
X &= \frac{\Delta E}{If_0 - \Delta If} \\
&= \frac{0,087}{0,0101155} \\
&= 8,617 \text{ m}
\end{aligned}$$

Table 4. 32 Perhitungan Back Water Air Laut - Perbatasan

no	h	A	P	R	V	v2/2g	E	delta E	sf	sf rata"	s0-sfrata"	x	delta x
1	2.989429	42.986	19.845	2.166	0.763	0.030	3.019		1.51928E-06				
								0.087		1.60326E-06	0.0101155	8.617491	8.617491
2	2.9	41.441	19.592	2.115	0.792	0.032	2.932		1.68723E-06				
								0.097		1.79565E-06	0.0101153	9.608132	18.22562
3	2.8	39.732	19.310	2.058	0.826	0.035	2.835		1.90406E-06				
								0.097		2.03085E-06	0.0101151	9.574004	27.79963
4	2.7	38.043	19.027	1.999	0.862	0.038	2.738		2.15765E-06				
								0.096		2.30677E-06	0.0101148	9.534264	37.33389
5	2.6	36.374	18.744	1.941	0.902	0.042	2.642		2.4559E-06				
								0.096		2.63235E-06	0.0101145	9.487734	46.82162
6	2.5	34.725	18.461	1.881	0.945	0.046	2.546		2.80881E-06				
								0.095		3.01899E-06	0.0101141	9.432932	56.25456
7	2.4	33.096	18.178	1.821	0.991	0.050	2.450		3.22917E-06				
								0.095		3.4813E-06	0.0101137	9.367969	65.62252
8	2.3	31.487	17.895	1.760	1.042	0.055	2.355		3.73343E-06				
								0.094		4.03824E-06	0.0101131	9.290422	74.91295
9	2.2	29.898	17.613	1.698	1.097	0.061	2.261		4.34305E-06				
								0.093		4.71468E-06	0.0101124	9.197148	84.11009
10	2.1	28.329	17.330	1.635	1.158	0.068	2.168		5.0863E-06				

Table 4. 33 Perhitungan Back Water Perbatasan – Menanggal Indah

lebar saluran hilir	=	2.8
kemiringan saluran	=	0.002889
elv muka air tertinggi	=	0.4
elv dasar saluran di hilir	=	3.950
manning	=	0.035
kedalaman air di ujung hilir	=	3.95
Q rencana	=	3.77
h	=	4.350

no	h	A	P	R	v	v ² /2g	E	delta E	If	If rata"	If0-lfrata"	x	delta x
1	4.350	21.641	15.104	1.433	0.174	0.002	4.352		2.30476E-05				
								0.150		1.74348E-05	0.0028715	52.18128	52.18128
2	4.2	20.580	14.679	1.402	0.183	0.002	4.202		1.18219E-05				
								0.100		1.79441E-05	0.0100992	9.889715	62.071
3	4.1	19.885	22.987	0.865	0.190	0.002	4.102		2.40663E-05				
								0.100		2.53354E-05	0.0100918	9.895826	71.96682
4	4	19.200	22.704	0.846	0.196	0.002	4.002		2.66045E-05				
								0.050		2.73001E-05	0.0100898	4.948411	76.91523
5	3.95	18.861	22.562	0.836	0.200	0.002	3.952		2.79956E-05				

Table 4. 34 Perhitungan Back Water Perbatasan – Dukuh Menanggal

lebar saluran hilir	=	2.6
kemiringan saluran	=	0.000825
elv muka air tertinggi	=	0.5
elv dasar saluran di hilir	=	3.209
manning	=	0.035
kedalaman air di ujung hilir	=	3.2
Q rencana	=	3.11
h	=	3.709

no	h	a	p	r	v	v ² /2g	E	delta E	sf	sf rata"	s0-sfrata"	x	delta x
1	3.709	16.522	10.894	1.517	0.188	0.002	3.711		2.49837E-05				
								0.209		2.79626E-05	0.000797	261.8176	261.8176
2	3.5	15.225	10.426	1.460	0.204	0.002	3.502		3.09414E-05				
								0.100		3.26747E-05	0.000792	125.9835	387.8011
3	3.4	14.620	10.203	1.433	0.213	0.002	3.402		3.4408E-05				
								0.100		3.6387E-05	0.000789	126.5508	514.3519
4	3.3	14.025	9.979	1.405	0.222	0.003	3.303		3.83661E-05				
								0.100		4.06338E-05	0.000784	127.2065	641.5584
5	3.2	13.440	9.755	1.378	0.232	0.003	3.203		4.29016E-05				

Table 4. 35 Perhitungan Back Water Perbatasan – Siwalankerto

lebar saluran hilir	=	5.1
kemiringan saluran	=	0.00025
elv muka air tertinggi	=	0.4
elv dasar saluran di hilir	=	2.850
manning	=	0.035
kedalaman air di ujung hilir	=	2.85
Q rencana	=	4.52
h	=	3.250

no	h	a	p	r	v	$v^2/2g$	E	delta E	sf	sf rata"	s0-sfrata"	x	delta x
1	3.250	21.856	12.367	1.767	0.207	0.002	3.252		2.45202E-05				
								0.050		2.52E-05	0.000225	222.0144	222.0144
2	3.2	21.440	12.255	1.749	0.211	0.002	3.202		2.58278E-05				
								0.100		2.73E-05	0.000798	125.1248	347.1392
3	3.1	20.615	12.032	1.713	0.219	0.002	3.102		2.8721E-05				
								0.100		3.04E-05	0.000795	125.5876	472.7268
4	3	19.800	11.808	1.677	0.228	0.003	3.003		3.20405E-05				
								0.100		3.4E-05	0.000791	126.1244	598.8512
5	2.9	18.995	11.585	1.640	0.238	0.003	2.903		3.5866E-05				

Table 4. 36 Perhitungan Back Water Perbatasan – Siwalankerto Selatan

lebar saluran hilir	=	3.1
kemiringan saluran	=	0.00125
elv muka air tertinggi	=	0.4
elv dasar saluran di hilir	=	3.100
manning	=	0.035
kedalaman air di ujung hilir	=	3.1
Q rencana	=	3.40
h	=	3.500

no	h	a	p	r	v	$v^2/2g$	E	delta E	sf	sf rata"	s0-sfrata"	x	delta x
1	3.500	16.975	10.926	1.554	0.200	0.002	3.502		2.74E-05				
								0.100		2.89E-05	0.00122113	81.75402	81.75402
2	3.4	16.320	10.703	1.525	0.208	0.002	3.402		3.04E-05				
								0.100		3.21E-05	0.001217935	81.95332	163.7073
3	3.3	15.675	10.479	1.496	0.217	0.002	3.302		3.38E-05				
								0.100		3.57E-05	0.00121429	82.18207	245.8894
4	3.2	15.040	10.255	1.467	0.226	0.003	3.203		3.77E-05				
								0.100		3.99E-05	0.001210113	82.44583	328.3352
5	3.1	14.415	10.032	1.437	0.236	0.003	3.103		4.21E-05				

Table 4. 37 Perhitungan Back Water Perbatasan – Rungkut Industri

lebar saluran hilir	=	10.1
kemiringan saluran	=	0.00035
elv muka air tertinggi	=	0.4
elv dasar saluran di hilir	=	1.645
manning	=	0.035
kedalaman air di ujung hilir	=	1.645
Q rencana	=	7.47
h	=	2.045

no	h	a	p	r	v	$v^2/2g$	E	delta E	sf	sf rata"	s0-sfrata"	x	delta x
1	2.045	22.746	14.673	1.550	0.329	0.006	2.051		7.38E-05				
								0.144		8.37E-05	0.000266291	540.9225	540.9225
2	1.9	20.995	14.349	1.463	0.356	0.006	1.906		9.36E-05				
								0.099		0.000102	0.000247513	400.7709	941.6933
3	1.8	19.800	14.125	1.402	0.377	0.007	1.807		0.000111				
								0.099		0.000123	0.000227335	435.6781	1377.371
4	1.7	18.615	13.901	1.339	0.402	0.008	1.708		0.000134				
								0.099		0.000148	0.0002016	490.3479	1867.719
5	1.6	17.440	13.678	1.275	0.429	0.009	1.609		0.000163				

Table 4. 38 Perhitungan Back Water Perbatasan – Rungkut Barat

lebar saluran hilir	=	5.5
kemiringan saluran	=	0.000506
elv muka air tertinggi	=	0.4
elv dasar saluran di hilir	=	1.210
manning	=	0.027
kedalaman air di ujung hilir	=	1.2
Q rencana	=	7.41
h	=	1.610

no	h	a	p	r	v	$v^2/2g$	E	delta E	sf	sf rata"	s0-sfrata"	x	delta x
1	1.610	10.151	9.100	1.115	0.730	0.027	1.637		0.000335				
								0.105		0.000379	0.00012708	828.758	828.758
2	1.5	9.375	8.854	1.059	0.790	0.032	1.532		0.000422				
								0.095		0.000474	3.15181E-05	3004.557	3833.315
3	1.4	8.680	8.630	1.006	0.853	0.037	1.437		0.000527				
								0.093		0.000598	-9.20342E-05	-1014.444	2818.871
4	1.3	7.995	8.407	0.951	0.926	0.044	1.344		0.000669				
								0.092		0.000767	-0.00026142	-350.2208	2468.65
5	1.2	7.320	8.183	0.895	1.012	0.052	1.252		0.000865				

Table 4. 39 Perhitungan Back Water Perbatasan – Rungkut Barata

lebar saluran hilir	=	4
kemiringan saluran	=	0.0006
elv muka air tertinggi	=	0.4
elv dasar saluran di hilir	=	1.860
manning	=	0.027
kedalaman air di ujung hilir	=	1.8
Q rencana	=	4.73
h	=	2.260

no	h	a	p	r	v	$v^2/2g$	E	delta E	sf	sf rata"	s0-sfrata"	x	delta x
1	2.260	11.594	9.054	1.281	0.408	0.008	2.268		8.72045E-05				
								0.158		9.92E-05	0.000501	316.1907	316.1907
2	2.1	10.605	8.696	1.220	0.446	0.010	2.110		0.000111217				
								0.099		0.000121	0.000479	206.0997	522.2904
3	2	10.000	8.472	1.180	0.473	0.011	2.011		0.00013064				
								0.099		0.000143	0.000457	215.3943	737.6847
4	1.9	9.405	8.249	1.140	0.503	0.013	1.913		0.000154646				
								0.098		0.00017	0.00043	228.263	965.9477
5	1.8	8.820	8.025	1.099	0.536	0.015	1.815		0.000184646				

Table 4. 40 Perhitungan Back Water Perbatasan – Amir Mahmud

lebar saluran hilir	=	4
kemiringan saluran	=	0.000615
elv muka air tertinggi	=	0.4
elv dasar saluran di hilir	=	1.033
manning	=	0.027
kedalaman air di ujung hilir	=	1
Q rencana	=	2.14
h	=	1.433

no	h	a	p	r	v	v ² /2g	E	delta E	sf	sf rata"	s0-sfrata"	x	delta x
1	1.433	6.759	7.204	0.938	0.317	0.005	1.438		7.9744E-05				
								0.132		9.45E-05	0.00052	253.0791	253.0791
2	1.3	6.045	6.907	0.875	0.354	0.006	1.306		0.00010933				
								0.099		0.000125	0.00049	201.6723	454.7513
3	1.2	5.520	6.683	0.826	0.388	0.008	1.208		0.00014162				
								0.098		0.000165	0.00045	218.3263	673.0777
4	1.1	5.005	6.460	0.775	0.428	0.009	1.109		0.00018755				
								0.098		0.000221	0.000394	248.3656	921.4432
5	1	4.500	6.236	0.722	0.476	0.012	1.012		0.00025503				

4.2.2.3. Perhitungan Pintu Air

Perhitungan pintu air ini menggunakan aliran tenggelam dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = \mu \cdot b \cdot a \sqrt{2 g (h)}$$

Dengan :

- Q = debit banjir
- μ = koef. Debit (0,8)
- b = lebar pintu
- a = tinggi bukaan pintu
- g = gaya gravitasi
- h = tinggi air

maka ;

- Q = 3,77 m³/s
- μ = koef. Debit (0,8)
- b = 1 m
- a = tinggi bukaan pintu
- g = 9,8 m/s
- h = 1,5 m

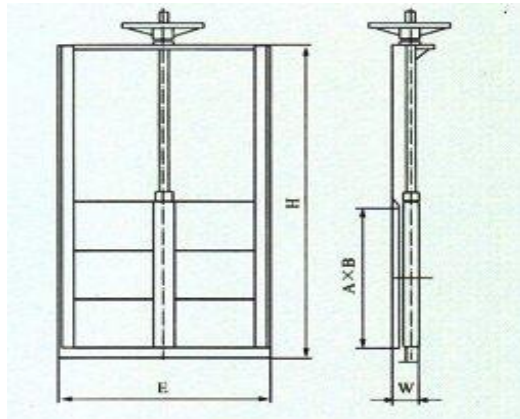
$$3,77 = 0,8 \times 1 \text{ m} \times a \sqrt{2 \times 9,8 \times (1,5 \text{ m})}$$

$$a = 1,086 \text{ m}$$

Table 4. 41 Perhitungan Bukaannya Pintu tiap Saluran

no	nama	Qt	Q	u	b	b	jumlah	g	h	a
		(m ³ /det)	per pintu			pintu	pintu			
1	menanggal indah	3.77	3.77	0.64	1	1	1	9.8	1.5	1.086
2	dukuh menanggal	3.11	1.56	0.7	2.6	1	2	9.8	1.5	0.315
3	siwalankerto selatan	3.4	1.70	0.7	2.7	1	2	9.8	1.5	0.332
4	siwalankerto	4.52	2.26	0.7	2.9	1	2	9.8	2.1	0.347
5	rungkut industri	7.47	2.49	0.7	6.7	2	3	9.8	1.5	0.294
6	rungkut barat	7.41	3.71	0.7	2.7	1	2	9.8	2	0.626
7	rungkut barata	4.6	2.30	0.7	4	1,75	2	9.8	1.3	0.325
8	amir mahmud	2.14	1.07	0.7	2.5	1	2	9.8	1.3	0.242

4.2.2.4. Perhitungan Tebal Plat pintu



1. Perhitungan gaya tekan air terhadap pintu :
$$P1 = \gamma_{\text{air}} \times h \text{ air saluran}$$
$$= 1000 \text{ kg/m} \times 1,3 \text{ m}$$
$$= 1300 \text{ kg/m}^2$$
$$P2 = \gamma_{\text{air}} \times h \text{ air sungai}$$
$$= 1000 \text{ kg/m} \times 1,5 \text{ m}$$
$$= 1500 \text{ kg/m}^2$$
2. Beban yang bekerja pada pintu :
$$H_a = \frac{1}{2} \times (P1 + P2) \times h \text{ pintu} \times b \text{ pintu}$$
$$= \frac{1}{2} \times (1300 + 1500) \times 1 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$$
$$= 2100 \text{ kg}$$
3. Perhitungan beban merata pada pintu :
$$q = H_a / b \text{ pintu}$$
$$= 2100 / 1$$
$$= 2100 \text{ kg}$$
4. Beban M_{max} pada pintu
$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times q \times b^2$$
$$= \frac{1}{8} \times 2100 \times 1,5^2$$
$$= 590,625 \text{ kgm}$$
5. Tebal plat pintu

$$\alpha = \frac{1}{2} \times K \times \left[\frac{a^2}{a^2 + b^2} \right] \times \left[\frac{b^2}{t} \right] \times q \times b \text{ pintu}$$

dengan :

α = tegangan ijin (1800 kg/cm²)

K = koefisien baja (0,8)

a = lebar pintu

b = tinggi pintu

q = beban merata

t = tebal pintu

maka

$$1800 = \frac{1}{2} \times 0,8 \times \left[\frac{1^2}{1^2 + 1,5^2} \right] \times \left[\frac{1,5^2}{t} \right] \times 2100 \times 1,5$$

$$1800 = 387,69 \times \left[\frac{1,5^2}{t} \right]$$

$$t = 4,4 \text{ cm}$$

Table 4. 42Perhitungan tebal plat Pintu tiap Saluran

no	nama	P1	P2	yair	ΔP	a	b	Ha	q	Mmax	K	α	t
						(m)	(m)	(kg)	(kg/m)	(kgm)		kg/cm2	(mm)
1	menanggal indah	1.3	1.5	1	2.8	1	1.5	2100	2100	590.625	0.8	1800	44
2	dukuh menanggal	1.3	1.5	1	2.8	1	1.5	2100	2100	590.625	0.8	1800	44
3	siwalankerto selatan	1.3	1.5	1	2.8	1	1.5	2100	2100	1151.719	0.8	1800	44
4	siwalankerto	1.8	2.10	1	3.9	1	2.1	4095	4095	1157.625	0.8	1800	10
5	rungkut industri	1.3	1.50	1	2.8	2	1.5	4200	2100	1068.750	0.8	1800	44
6	rungkut barat	1.8	2.00	1	3.8	1	2	3800	3800	780.000	0.8	1800	12
7	rungkut barata	1.1	1.30	1	2.4	1.75	1.3	2730	1560	329.550	0.8	1800	82
8	amir mahmud	1.1	1.30	1	2.4	1	1.3	1560	1560	329.550	0.8	1800	82

4.2.2.5. Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Menanggal Indah Setelah Dipasang Pompa satu Buah Berkapasitas 0,5 m³/det

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Menanggal Indah setelah dipasang pompa sebanyak satu buah pompa berkapasitas 0,5 m³/det:

$$\begin{aligned}\Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\ &= 0,5 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\ &= 0,5 \text{ jam} \\ &= 1800 \text{ detik}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\ &= 0,42 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\ &= 758 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol.} \\ &\text{inflow } 2 \\ &= 0\text{m}^3 + 758 \text{ m}^3 \\ &= 758 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume } outflow \ 2 &= Q \text{ pompa } 2 \times t \\ &= 0,5 \times 1800 \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 900 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Vol. } outflow \text{ kom. } 2 &= \text{vol. } outflow \ 1 + \text{vol. } outflow \ 2 \\ &= 0 \text{ m}^3 + 900 \text{ m}^3 \\ &= 900 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \\ &\text{kom. } 2 \\ &= 758 \text{ m}^3 - 900 \text{ m}^3 \\ &= -144 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol.} \\ &\text{tampungan}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= -144 \text{ m}^3 - 24.268,3 \text{ m}^3 \\
&= -24.412,3 \text{ m}^3 \\
\Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
&= 1 \text{ jam} - 0,5 \text{ jam} \\
&= 0,5 \text{ jam} \\
&= 1800 \text{ detik} \\
\text{Volume } inflow \text{ 3} &= Q_5 \times \Delta t_3 \\
&= 1,26 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\
&= 2.268 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. } inflow \text{ komulatif 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 2} + \text{vol.} \\
\text{inflow 3} & \\
&= 756 \text{ m}^3 + 2.268 \text{ m}^3 \\
&= 3.024 \text{ m}^3 \\
\text{Volume } outflow &= Q \text{ pompa} \times t \\
&= 0,5 \text{ m}^3 \times 1800 \text{ detik} \\
&= 900 \text{ m}^3/\text{detik} \\
\text{Vol. } outflow \text{ kom. 3} &= \text{vol. } outflow \text{ 2} + \text{vol. } outflow \text{ 3} \\
&= 900 \text{ m}^3 + 900 \text{ m}^3 \\
&= 1800 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang dikend. 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 3} - \text{vol. } outflow \\
\text{kom. 3} & \\
&= 3.024 \text{ m}^3 - 1800 \text{ m}^3 \\
&= 1.224 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang melimpas 3} &= \text{vol. yang dikend. 3} - \text{vol.} \\
\text{tampungan} & \\
&= 1.224 \text{ m}^3 - 24.268,3 \text{ m}^3 \\
&= -23.044 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

Table 4. 43 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Menanggal Indah

Waktu		Selisih waktu	Laju debit inflow	Rata rata debit inflow	Volume inflow	Volume kumulatif inflow	Pompa					Total Debit Outflow	Volume Outflow	Volume Outflow Kumulatif	Volume inflow-Outflow (Storage)	Kontrol Kapasitas Sungai	
							1	2	3	4	5						
jam	menit	menit	m3/s	m3/s	m3	m3	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3	m3	m3	m3	m3
1	2	3	4	7	8	9	10					11	12	13	14	15	
0.00	0		0									0.0	0.00	-	0.0	Aman	
0.50	30	30	0.84	0.42	756	756			0.5			0.5	900.00	900	-144.0	Aman	
1.00	60	30	1.68	1.26	2,268	3,024			0.5			0.5	900.00	1,800	1224.0	Aman	
1.50	90	30	2.51	2.10	3,771	6,795			0.5			0.5	900.00	2,700	4095.0	Aman	
2.00	120	30	3.35	2.93	5,274	12,069			0.5			0.5	900.00	3,600	8469.0	Aman	
2.25	135	15	3.77	3.56	3,204	15,273			0.5			0.5	450.00	4,050	7623.0	Aman	
2.50	150	15	3.35	3.56	3,204	18,477			0.5			0.5	450.00	4,500	10377.0	Aman	
3.00	180	30	2.51	2.93	5,274	23,751			0.5			0.5	900.00	5,400	14751.0	Aman	
3.50	210	30	1.68	2.10	3,771	27,522			0.5			0.5	900.00	6,300	17622.0	Aman	
4.00	240	30	0.84	1.26	2,268	29,790			0.5			0.5	900.00	7,200	18990.0	Aman	
4.50	270	30	0	0.42	756	30,546			0.5			0.5	900.00	8,100	18846.0	Aman	

4.2.2.6. Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Dukung Menanggal Setelah Dipasang Pompa satu Buah Berkapasitas 1 m³/det

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Dukung Menanggal setelah dipasang pompa sebanyak satu buah pompa berkapasitas 1 m³/det:

$$\begin{aligned} \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\ &= 0,5 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\ &= 0,5 \text{ jam} \\ &= 1800 \text{ detik} \\ \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\ &= 0,39 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\ &= 702 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } \\ &\text{inflow } 2 \\ &= 0\text{m}^3 + 758 \text{ m}^3 \\ &= 702 \text{ m}^3 \\ \text{Volume } outflow \ 2 &= Q \text{ pompa } 2 \times t \\ &= 1 \times 1800 \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 1800 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } outflow \text{ kom. } 2 &= \text{vol. } outflow \ 1 + \text{vol. } outflow \ 2 \\ &= 0 \text{ m}^3 + 1800 \text{ m}^3 \\ &= 1800 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \\ &\text{kom. } 2 \\ &= 702 \text{ m}^3 - 1800 \text{ m}^3 \\ &= -1.098 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol.} \\ &\text{tampungan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= -1.098 \text{ m}^3 - 3.438 \text{ m}^3 \\
&= -4.536 \text{ m}^3 \\
\Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
&= 1 \text{ jam} - 0,5 \text{ jam} \\
&= 0,5 \text{ jam} \\
&= 1800 \text{ detik} \\
\text{Volume } inflow \ 3 &= Q_5 \times \Delta t_3 \\
&= 1,17 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\
&= 2.106 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 3 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 + \text{vol.} \\
\text{inflow } 3 & \\
&= 702 \text{ m}^3 + 2.106 \text{ m}^3 \\
&= 2.808 \text{ m}^3 \\
\text{Volume } outflow &= Q \text{ pompa} \times t \\
&= 1 \text{ m}^3 \times 1800 \text{ detik} \\
&= 1800 \text{ m}^3/\text{detik} \\
\text{Vol. } outflow \text{ kom. } 3 &= \text{vol. } outflow \ 2 + \text{vol. } outflow \ 3 \\
&= 1800 \text{ m}^3 + 1800 \text{ m}^3 \\
&= 3600 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang dikend. } 3 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 3 - \text{vol. } outflow \\
\text{kom. } 3 & \\
&= 2.106 \text{ m}^3 - 3600 \text{ m}^3 \\
&= -792 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang melimpas } 3 &= \text{vol. yang dikend. } 3 - \text{vol.} \\
\text{tampungan} & \\
&= -792 \text{ m}^3 - 3.438 \text{ m}^3 \\
&= -4.230 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

Table 4. 44 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Duku Menanggal

Waktu		Selisih waktu	Laju debit inflow	Rata rata debit inflow	Volume inflow	Volume kumulatif inflow	Pompa					Total Debit Outflow	Volume Outflow	Volume Outflow Kumulatif	Volume inflow-Outflow (Storage)	Kontrol Kapasitas Sungai
							1	2	3	4	5					3,438.1
jam	menit	menit	m3/s	m3/s	m3	m3	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3	m3	m3	m3	m3
1	2	3	4	7	8	9	10					11	12	13	14	15
0.00	0		0									0.0	0.00	-	0.0	Aman
0.50	30	30	0.78	0.39	702	702			1			1.0	1800.00	1,800	-1098.0	Aman
1.00	60	30	1.56	1.17	2,106	2,808			1			1.0	1800.00	3,600	-792.0	Aman
1.50	90	30	2.33	1.95	3,501	6,309			1			1.0	1800.00	5,400	909.0	Aman
1.60	96	6	3.11	2.72	979	7,288			1			1.0	360.00	5,760	1528.2	Aman
2.00	120	24	2.07	2.59	3,730	11,018						0.0	-	5,760	-502.2	Aman
2.50	150	30	1.04	1.56	2,799	13,817						0.0	-	5,760	2296.8	Aman
3.00	180	30	0	0.52	936	14,753						0.0	-	5,760	3232.8	Aman
3.50	210	30		0.00	-	14,753						0.0	-	5,760	3232.8	Aman
4.00	240	30		0.00	-	14,753						0.0	-	5,760	3232.8	Aman

4.2.2.7. Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Siwalankerto Selatan Dipasang Pompa satu Buah Berkapasitas 2 m³/det

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Siwalankerto Selatan setelah dipasang pompa sebanyak satu buah pompa berkapasitas 2 m³/det:

$$\begin{aligned} \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\ &= 0,5 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\ &= 0,5 \text{ jam} \\ &= 1800 \text{ detik} \\ \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\ &= 0,85 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\ &= 1.530 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } \\ &\quad inflow \ 2 \\ &= 0\text{m}^3 + 1.530 \text{ m}^3 \\ &= 1.530 \text{ m}^3 \\ \text{Volume } outflow \ 2 &= Q \text{ pompa } 2 \times t \\ &= 2 \times 1800 \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 3600 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } outflow \text{ kom. } 2 &= \text{vol. } outflow \ 1 + \text{vol. } outflow \ 2 \\ &= 0 \text{ m}^3 + 3600 \text{ m}^3 \\ &= 3600 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \\ &\quad \text{kom. } 2 \\ &= 1.530 \text{ m}^3 - 3600 \text{ m}^3 \\ &= -2.030 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol.} \\ &\quad \text{tampungan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= -2.030 \text{ m}^3 - 1.483 \text{ m}^3 \\
&= -3.513 \text{ m}^3 \\
\Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
&= 1 \text{ jam} - 0,5 \text{ jam} \\
&= 0,5 \text{ jam} \\
&= 1800 \text{ detik} \\
\text{Volume } inflow \text{ 3} &= Q_3 \times \Delta t_3 \\
&= 2,55 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\
&= 4.590 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. } inflow \text{ komulatif 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 2} + \text{vol. } \\
\text{inflow 3} & \\
&= 1.530 \text{ m}^3 + 4.590 \text{ m}^3 \\
&= 6.120 \text{ m}^3 \\
\text{Volume } outflow &= Q \text{ pompa} \times t \\
&= 2 \text{ m}^3 \times 1800 \text{ detik} \\
&= 3600 \text{ m}^3/\text{detik} \\
\text{Vol. } outflow \text{ kom. 3} &= \text{vol. } outflow \text{ 2} + \text{vol. } outflow \text{ 3} \\
&= 3600 \text{ m}^3 + 3600 \text{ m}^3 \\
&= 7200 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang dikend. 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 3} - \text{vol. } outflow \\
\text{kom. 3} & \\
&= 6.120 \text{ m}^3 - 7200 \text{ m}^3 \\
&= -1.080 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang melimpas 3} &= \text{vol. yang dikend. 3} - \text{vol.} \\
\text{tampungan} & \\
&= -1.080 \text{ m}^3 - 1.483 \text{ m}^3 \\
&= -403 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

Table 4. 45 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Siwalankerto Selatan

Waktu		Selisih waktu	Laju debit inflow	Rata rata debit inflow	Volume inflow	Volume kumulatif inflow	Pompa					Total Debit Outflow	Volume Outflow	Volume Outflow Kumulatif	Volume inflow-Outflow (Storage)	Kontrol Kapasitas Sungai
							1	2	3	4	5					1,483.9
jam	menit	menit	m3/s	m3/s	m3	m3	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3	m3	m3	m3
1	2	3	4	7	8	9	10					11	12	13	14	15
0.00	0		0									0.0	0.00	-	0.0	Aman
0.50	30	30	1.7	0.85	1,530	1,530			2			2.0	3600.00	3,600	-2070.0	Aman
1.00	60	30	3.4	2.55	4,590	6,120			2			2.0	3600.00	7,200	-1080.0	Aman
1.50	90	30	1.7	2.55	4,590	10,710			2			2.0	3600.00	10,800	-90.0	Aman
2.00	120	30	0	0.85	1,530	12,240						0.0	0.00	10,800	1440.0	Aman
2.50	150	30		0.00	-	12,240						0.0	0.00	10,800	-9360.0	Aman
3.00	180	30		0.00	-	12,240						0.0	0.00	10,800	-9360.0	Aman
3.50	210	30		0.00	-	12,240						0.0	0.00	10,800	-9360.0	Aman
4.00	240	30		0.00	-	12,240						0.0	0.00	10,800	-9360.0	Aman
4.50	270	30		0.00	-	12,240						0.0	0.00	10,800	-9360.0	Aman

4.2.2.8. Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Siwalankerto Dipasang Pompa satu Buah Berkapasitas 1,5 m³/det

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Siwalankerto setelah dipasang pompa sebanyak satu buah pompa berkapasitas 1,5 m³/det:

$$\begin{aligned} \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\ &= 0,5 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\ &= 0,5 \text{ jam} \\ &= 1800 \text{ detik} \\ \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\ &= 0,76 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\ &= 1.359 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } \\ &\quad inflow \ 2 \\ &= 0 \text{ m}^3 + 1.359 \text{ m}^3 \\ &= 1.359 \text{ m}^3 \\ \text{Volume } outflow \ 2 &= Q \text{ pompa } 2 \times t \\ &= 1,5 \times 1800 \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 2700 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } outflow \text{ kom. } 2 &= \text{vol. } outflow \ 1 + \text{vol. } outflow \ 2 \\ &= 0 \text{ m}^3 + 2700 \text{ m}^3 \\ &= 2700 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \\ &\quad \text{kom. } 2 \\ &= 1.359 \text{ m}^3 - 2700 \text{ m}^3 \\ &= -1.341 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol.} \\ &\quad \text{tampungan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= -1.341 \text{ m}^3 - 11.341 \text{ m}^3 \\
&= -12.682 \text{ m}^3 \\
\Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
&= 1 \text{ jam} - 0,5 \text{ jam} \\
&= 0,5 \text{ jam} \\
&= 1800 \text{ detik} \\
\text{Volume } inflow \text{ 3} &= Q_5 \times \Delta t_3 \\
&= 2,26 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\
&= 4.068 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. } inflow \text{ komulatif 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 2} + \text{vol. } \\
\text{inflow 3} & \\
&= 1.359 \text{ m}^3 + 4.068 \text{ m}^3 \\
&= 5.427 \text{ m}^3 \\
\text{Volume } outflow &= Q \text{ pompa} \times t \\
&= 1,5 \text{ m}^3 \times 1800 \text{ detik} \\
&= 2700 \text{ m}^3/\text{detik} \\
\text{Vol. } outflow \text{ kom. 3} &= \text{vol. } outflow \text{ 2} + \text{vol. } outflow \text{ 3} \\
&= 2700 \text{ m}^3 + 2700 \text{ m}^3 \\
&= 5400 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang dikend. 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 3} - \text{vol. } outflow \\
\text{kom. 3} & \\
&= 5.427 \text{ m}^3 - 5400 \text{ m}^3 \\
&= 27 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang melimpas 3} &= \text{vol. yang dikend. 3} - \text{vol.} \\
\text{tampungan} & \\
&= 27 \text{ m}^3 - 11.341 \text{ m}^3 \\
&= -11.314 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

Table 4. 46 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Siwalankerto

Waktu			Laju debit inflow	Rata rata debit inflow	Volume inflow	Volume kumulatif inflow	Pompa					Total Debit Outflow	Volume Outflow	Volume Outflow Kumulatif	Volume inflow-Outflow (Storage)	Kontrol Kapasitas Sungai
jam	menit	menit					1	2	3	4	5					11,341.9
4	7	8	9	10	11	12	13	14	15							
0.00	0		0							0.0	0.0	-	0.0	Aman		
0.50	30	30	1.51	0.76	1,359	1,359	1.5			1.5	2700.0	2,700	-1341.0	Aman		
1.00	60	30	3.01	2.26	4,068	5,427	1.5			1.5	2700.0	5,400	27.0	Aman		
1.50	90	30	4.52	3.77	6,777	12,204	1.5			1.5	2700.0	8,100	4104.0	Aman		
2.00	120	30	3.01	3.77	6,777	18,981				0.0	0.0	8,100	10881.0	Aman		
2.50	150	30	1.51	2.26	4,068	23,049				0.0	-	8,100	6849.0	Aman		
3.00	180	30	0	0.76	1,359	24,408				0.0	-	8,100	8208.0	Aman		
3.50	210	30		0.00	-	24,408				0.0	-	8,100	8208.0	Aman		
4.00	240	30		0.00	-	24,408				0.0	-	8,100	8208.0	Aman		
4.50	270	30		0.00	-	24,408				0.0	-	8,100	8208.0	Aman		

4.2.2.9. Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Rungkut Industri Dipasang Pompa satu Buah Berkapasitas 1 m³/det

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Rungkut Industri setelah dipasang pompa sebanyak satu buah pompa berkapasitas 1 m³/det:

$$\begin{aligned} \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\ &= 0,5 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\ &= 0,5 \text{ jam} \\ &= 1800 \text{ detik} \\ \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_{5_2} \times \Delta t_2 \\ &= 0,94 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\ &= 1.683 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } \\ &\quad inflow \ 2 \\ &= 0\text{m}^3 + 1.683 \text{ m}^3 \\ &= 1.683 \text{ m}^3 \\ \text{Volume } outflow \ 2 &= Q \text{ pompa } 2 \times t \\ &= 1 \times 1800 \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 1800 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } outflow \text{ kom. } 2 &= \text{vol. } outflow \ 1 + \text{vol. } outflow \ 2 \\ &= 0 \text{ m}^3 + 1800 \text{ m}^3 \\ &= 1800 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \\ &\quad \text{kom. } 2 \\ &= 1.683 \text{ m}^3 - 1800 \text{ m}^3 \\ &= -117 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol.} \\ &\quad \text{tampungan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= -117 \text{ m}^3 - 33.634 \text{ m}^3 \\
&= -33.751 \text{ m}^3 \\
\Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
&= 1 \text{ jam} - 0,5 \text{ jam} \\
&= 0,5 \text{ jam} \\
&= 1800 \text{ detik} \\
\text{Volume } inflow \text{ 3} &= Q_3 \times \Delta t_3 \\
&= 2,81 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\
&= 5.049 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. } inflow \text{ komulatif 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 2} + \text{vol. } \\
\text{inflow 3} & \\
&= 1.683 \text{ m}^3 + 5.049 \text{ m}^3 \\
&= 6.732 \text{ m}^3 \\
\text{Volume } outflow &= Q \text{ pompa} \times t \\
&= 1 \text{ m}^3 \times 1800 \text{ detik} \\
&= 1800 \text{ m}^3/\text{detik} \\
\text{Vol. } outflow \text{ kom. 3} &= \text{vol. } outflow \text{ 2} + \text{vol. } outflow \text{ 3} \\
&= 1800 \text{ m}^3 + 1800 \text{ m}^3 \\
&= 3600 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang dikend. 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 3} - \text{vol. } outflow \\
\text{kom. 3} & \\
&= 6.732 \text{ m}^3 - 3.600 \text{ m}^3 \\
&= 3.132 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang melimpas 3} &= \text{vol. yang dikend. 3} - \text{vol.} \\
\text{tampungan} & \\
&= 3.132 \text{ m}^3 - 33.634 \text{ m}^3 \\
&= -30.502 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

Table 4. 47 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Rungkut Industri

Waktu		Selisih waktu	Laju debit inflow	Rata rata debit inflow	Volume inflow	Volume kumulatif inflow	Pompa					Total Debit Outflow	Volume Outflow	Volume Outflow Kumulatif	Volume inflow-Outflow (Storage)	Kontrol Kapasitas Sungai	
jam	menit	menit	m3/s	m3/s	m3	m3	1	2	3	4	5	m3/s	m3	m3	m3	33,634.4	
1	2	3	4	7	8	9	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	10	11	12	13	14	15
0.00	0	30	0									0.0	0.0	-	0.0		Aman
0.50	30	30	1.87	0.94	1,683	1,683		1				1.0	1800.0	1,800	-117.0		Aman
1.00	60	30	3.74	2.81	5,049	6,732		1.0				1.0	1800.0	3,600	3132.0		Aman
1.50	90	30	5.6	4.67	8,406	15,138		1.0				1.0	1800.0	5,400	9738.0		Aman
2.00	120	30	7.47	6.54	11,763	26,901		1.0				1.0	1800.0	7,200	19701.0		Aman
2.50	150	30	5.6	6.54	11,763	38,664		1.0				1.0	1,800	9,000	22464.0		Aman
3.00	180	30	3.74	4.67	8,406	47,070		1.0				1.0	1,800	10,800	29070.0		Aman
3.50	210	30	1.87	2.81	5,049	52,119		1.0				1.0	1,800	12,600	32319.0		Aman
4.00	240	30	0	0.94	1,683	53,802		1.0				1.0	1,800	14,400	32202.0		Aman
4.50	270	30		0.00	-	53,802		1.0				1.0	1,800	16,200	30402.0		Aman

4.2.2.10. Volume *Inflow* dan *Outflow* Saluran Rungkut Barata Dipasang Pompa dua Buah Berkapasitas 1 m³/det dan 0,5 m³/det

Berikut merupakan perhitungan *inflow* dan *outflow* saluran Rungkut Barata setelah dipasang pompa sebanyak dua buah pompa berkapasitas 1 m³/det dan 0,5m³/det :

$$\begin{aligned} \Delta t_2 &= t_2 - t_1 \\ &= 0,5 \text{ jam} - 0,00 \text{ jam} \\ &= 0,5 \text{ jam} \\ &= 1800 \text{ detik} \\ \text{Volume } inflow \ 2 &= Q_2 \times \Delta t_2 \\ &= 0,58 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\ &= 1.035 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } inflow \text{ komulatif } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 1 + \text{vol. } \\ &\quad inflow \ 2 \\ &= 0\text{m}^3 + 1.035 \text{ m}^3 \\ &= 1.035 \text{ m}^3 \\ \text{Volume } outflow \ 2 &= Q \text{ pompa } 2 \times t \\ &= (1+0,5) \times 1800 \text{ m}^3/\text{detik} \\ &= 2700 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. } outflow \text{ kom. } 2 &= \text{vol. } outflow \ 1 + \text{vol. } outflow \ 2 \\ &= 0 \text{ m}^3 + 2700 \text{ m}^3 \\ &= 2700 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang dikend. } 2 &= \text{vol. } inflow \text{ kom. } 2 - \text{vol. } outflow \\ &\quad \text{kom. } 2 \\ &= 1.035 \text{ m}^3 - 2700 \text{ m}^3 \\ &= -1.665 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. yang melimpas } 2 &= \text{vol. yang dikend. } 2 - \text{vol.} \\ &\quad \text{tampungan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= -1.665 \text{ m}^3 - 11.728 \text{ m}^3 \\
&= -13.393 \text{ m}^3 \\
\Delta t_3 &= t_3 - t_2 \\
&= 1 \text{ jam} - 0,5 \text{ jam} \\
&= 0,5 \text{ jam} \\
&= 1800 \text{ detik} \\
\text{Volume } inflow \text{ 3} &= Q_3 \times \Delta t_3 \\
&= 2,81 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1800 \text{ detik} \\
&= 5.049 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. } inflow \text{ komulatif 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 2} + \text{vol. } \\
\text{inflow 3} & \\
&= 1.683 \text{ m}^3 + 5.049 \text{ m}^3 \\
&= 6.732 \text{ m}^3 \\
\text{Volume } outflow &= Q \text{ pompa} \times t \\
&= 1 \text{ m}^3 \times 1800 \text{ detik} \\
&= 1800 \text{ m}^3/\text{detik} \\
\text{Vol. } outflow \text{ kom. 3} &= \text{vol. } outflow \text{ 2} + \text{vol. } outflow \text{ 3} \\
&= 1800 \text{ m}^3 + 1800 \text{ m}^3 \\
&= 3600 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang dikend. 3} &= \text{vol. } inflow \text{ kom. 3} - \text{vol. } outflow \\
\text{kom. 3} & \\
&= 6.732 \text{ m}^3 - 3.600 \text{ m}^3 \\
&= 3.132 \text{ m}^3 \\
\text{Vol. yang melimpas 3} &= \text{vol. yang dikend. 3} - \text{vol.} \\
\text{tampungan} & \\
&= 3.132 \text{ m}^3 - 33.634 \text{ m}^3 \\
&= -30.502 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

Table 4. 48 Perhitungan Inflow dan Outflow pompa di Saluran Rungkut Barata

Waktu		Selisih waktu	Laju debit inflow	Rata rata debit inflow	Volume inflow	Volume kumulatif inflow	Pompa					Total Debit Outflow	Volume Outflow	Volume Outflow Kumulatif	Volume inflow- Outflow (Storage)	Kontrol Kapasitas Sungai
							1	2	3	4	5					11,728.8
jam	menit	menit	m3/s	m3/s	m3	m3	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3	m3	m3	m3
1	2	3	4	7	8	9	10					11	12	13	14	15
0.00	0		0									0.0	0.0	-	0.0	Aman
0.50	30	30	1.15	0.58	1,035	1,035	1	0.5				1.5	2700.00	2,700	-1665.0	Aman
1.00	60	30	2.3	1.73	3,105	4,140	1.0					1.0	1800.00	4,500	-360.0	Aman
1.50	90	30	3.45	2.88	5,175	9,315	1.0					1.0	1800.00	6,300	3015.0	Aman
2.00	120	30	4.6	4.03	7,245	16,560	1.0					1.0	1800.00	8,100	8460.0	Aman
2.50	150	30	3.45	4.03	7,245	23,805	1.0					1.0	1800.00	9,900	5805.0	Aman
3.00	180	30	2.3	2.88	5,175	28,980	1.0					1.0	1800.00	11,700	9180.0	Aman
3.50	210	30	1.15	1.73	3,105	32,085	1.0					1.0	1800.00	13,500	10485.0	Aman
4.00	240	30	0	0.58	1,035	33,120	1.0					1.0	1800.00	15,300	9720.0	Aman
4.50	270	30		0.00	-	33,120						0.0	0.00	15,300	9720.0	Aman

BAB 5

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari pengerjaan tugas akhir ini diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Dari hasil perhitungan analisa hidrologi diperoleh debit periode ulang 10 tahun sebesar 32,811 m³/detik untuk saluran primer. Dan untuk saluran sekunder 1 diperoleh debit periode ulang 5 tahun sebesar 3,77 m³/detik. untuk saluran sekunder 2 diperoleh debit periode ulang 5 tahun sebesar 3,11 m³/detik. untuk saluran sekunder 3 diperoleh debit periode ulang 5 tahun sebesar 3,40 m³/detik. untuk saluran sekunder 4 diperoleh debit periode ulang 5 tahun sebesar 4,52 m³/detik. untuk saluran sekunder 5 diperoleh debit periode ulang 5 tahun sebesar 7,47 m³/detik. untuk saluran sekunder 6 diperoleh debit periode ulang 5 tahun sebesar 7,41 m³/detik. untuk saluran sekunder 7 diperoleh debit periode ulang 5 tahun sebesar 4,60 m³/detik. untuk saluran sekunder 8 diperoleh debit periode ulang 5 tahun sebesar 2,41 m³/detik
2. Pada debit periode ulang 10 tahun di saluran primer menyebabkan Backwater pada saluran sekunder 1 – saluran sekunder 8 sepanjang :
 1. Saluran sekunder 1 = 54 m
 2. Saluran sekunder 2 = 630 m
 3. Saluran sekunder 3 = 583 m
 4. Saluran sekunder 4 = 324 m
 5. Saluran sekunder 5 = 1.558 m
 6. Saluran sekunder 6 = 2.468 m
 7. Saluran sekunder 7 = 47 m
 8. Saluran sekunder 8 = 921 m

3. Solusi yang digunakan untuk mengatasi banjir yang terjadi di daerah aliran sungai Gunung Anyar adalah pembangunan rumah pompa dan pintu air pada tiap saluran yang mengarah ke Saluran Primer dengan kapasitas tiap saluran sekunder sebagai berikut :

1. Saluran sekunder 1 = $0,5 \text{ m}^3/\text{detik}$
2. Saluran sekunder 2 = $1 \text{ m}^3/\text{detik}$
3. Saluran sekunder 3 = $2 \text{ m}^3/\text{detik}$
4. Saluran sekunder 4 = $1,5 \text{ m}^3/\text{detik}$
5. Saluran sekunder 5 = $1 \text{ m}^3/\text{detik}$
6. Saluran sekunder 6 = 1 dan $0,5 \text{ m}^3/\text{detik}$
7. Saluran sekunder 7 = 1 dan $2 \text{ m}^3/\text{detik}$
8. Saluran sekunder 8 = $1 \text{ m}^3/\text{detik}$

Dan penempatan bangunan pompa diletakkan pada hilir pada setiap saluran yang mengarah pada Saluran Primer karena bila dilihat dari segi lokasi dan hasil perhitungan yang paling efektif untuk dibangun rumah pompa adalah di hilir tiap saluran. Dengan

5.2 Saran

Dilakukan penertiban bangunan yang berada di sepanjang tepis sungai.

Dilakukan pengerugan sedimen secara berkala.

Dilakukan sosialisasi pada masyarakat untuk pentingnyatidak membuah sampah pada saluran drainase.

DAFTAR PUSTAKA

- Peraturan Menteri Negara Lingkungan Hidup Nomor 12 Tahun 2009, tentang pemanfaatan air hujan
- Bakesbangpol Kota Surabaya 2018. *Data Saluran Kota Surabaya*
- Barenlitbang Kota Surabaya 2018, *Data Topografi Kota Surabaya*
- Dinas Pekerjaan Umum dan Penataan Ruang Bidang Drainase 2018, DMP Kota Surabaya
- Soemarto, CD. 1986. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional
- Triatmojo, Bambang. 1996. *Hidrolika I*. Yogyakarta: Beta Offset
- Triatmojo, Bambang. 1996. *Hidrolika II*. Yogyakarta: Beta Offset
- Sosrodarsono, Suyono. 1985. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta: P.T. Pradnya Paramita
- SNI 2415-2016, *Tata Cara Perhitungan Debit Banjir Rencana*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional

BIO DATA PENULIS



Nugraha Al Abdu

Penulis lahir di Lamongan tanggal 4 Februari 1997. Penulis anak kedua dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Bhayangkari Lamongan (2002-2004), SDN Jetis III Lamongan (2004-2009), SMPN 1 Lamongan (2009-2012), SMAN 2 Lamongan (2012-2015), dan sedang menempuh pendidikan di program studi Diploma III Teknik Sipil

Departemen Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dengan bidang Bangunan

Air. Selama perkuliahan penulis mengikuti kegiatan seperti iGrigi ITS, D'Village, LKMM Pra Dasar FTSP ITS, PPU Pemilu Diploma Sipil ITS, PPU, OKKBK, FV ITS.

LAMPIRAN