



TUGAS AKHIR - RC14-1501

## EVALUASI SISTEM DRAINASE TAMBAK WEDI

ANISTISIA ARTHA KARTINA  
NRP.3114.106.025

Dosen Pembimbing  
Dr. Techn Umboro Lasminto., ST., MSc.

PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR - RC14-1501

## **EVALUASI SISTEM DRAINASE TAMBAK WEDI**

ANISTISIA ARTHA KARTINA  
NRP. 3114.106.025

Dosen Pembimbing  
Dr. Techn Umboro Lasminto, ST, MSc

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



TUGAS AKHIR - RC14-1501

# **EVALUATION DRAINAGE SYSTEM TAMBAK WEDI**

ANISTISIA ARTHA KARTINA  
NRP. 3114.106.025

Consultation Lecturer  
Dr. Techn Umboro Lasminto, ST, MSc

Departement Of Civil Engineering  
FacultyOf Civil Engineeringand Plan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# LEMBAR PENGESAHAN

## EVALUASI SISTEM DRAINASE TAMBAK WEDI

### TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

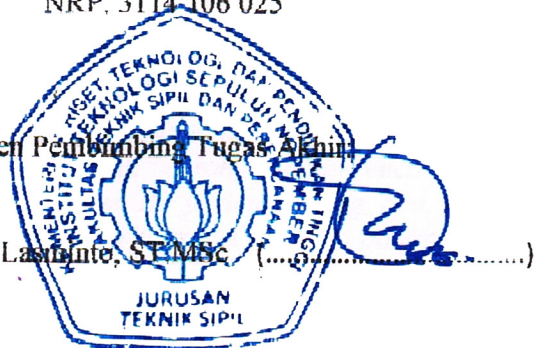
Oleh:

**ANISTISIA ARTHA KARTINA**

NRP. 3114106025

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir

Dr. Techn Umboro Lasmito, S.T, MSc



SURABAYA

Januari 2017

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# EVALUASI SISTEM DRAINASE TAMBAK WEDI

**Nama Mahasiswa** : Anistisia Artha Kartina  
**NRP** : 3114 106 025  
**Jurusan** : Lintas Jalur S-1 Teknik Sipil  
**Dosen Konsultasi** : Dr. Techn Umboro Lasminto.ST,MSc  
**NIP** : 197212021998021001

## ABSTRAK

*Salah satu kawasan banjir di Surabaya adalah pada Sistem Drainase Tambak Wedi yang berada pada wilayah Surabaya Utara dan salah satu akses menuju Madura. Berdasarkan laporan data genangan “Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan Surabaya” tinggi genangan yang terjadi pada sistem Tambak Wedi rata rata 30-50 cm dan lama genangan rata rata 2 jam. Penyebab banjir yang terjadi di sub-sistem Tambak Wedi pada umumnya dikarenakan oleh kurangnya kapasitas saluran sekunder, baik dikarenakan oleh banyaknya sedimen ataupun dimensi saluran yang kurang lebar*

*Analisa yang dilakukan pada Tugas Akhir ini meliputi analisa hidrologi, analisa hidrolika, dan analisa pompa. Analisa Hidrologi memperhitungkan curah hujan rencana dengan distribusi Log Person Type III periode ulang dua, lima dan sepuluh tahun, serta perhitungan debit banjir rencana menggunakan HSS Nakayassu. Untuk perhitungan analisa hidrolika dilakukan untuk mengetahui kapasitas eksisting penampang saluran*

*Hasil dari evaluasi dilakukan dengan membandingkan debit eksisting dengan debit banjir rencana. Bersarkan analisa perhitungan diperoleh debit eksisting Primer Pegirian hulu 10,34 m<sup>3</sup>/det, hilir 22,65 m<sup>3</sup>/det. Sedangkan debit eksisting Primer Tambak Wedi hulu 2,73 m<sup>3</sup>/det, hilir 75 m<sup>3</sup>/det*



*Dari data hujan selama 15 th didapat Debit rencana 10 th debit rencana Primer Pegirian hulu  $11,39 \text{ m}^3/\text{det}$ , hilir  $40,68 \text{ m}^3/\text{det}$ . Sedangkan debit rencana Primer Tambak Wedi hulu  $27,59 \text{ m}^3/\text{det}$  hilir =  $48,61 \text{ m}^3/\text{det}$ . Kapasitas eksisting tidak dapat menampung debit banjir rencana. Oleh karena itu solusi yang digunakan untuk mengatasi banjir ialah redesign saluran atau normalisasi saluran. Dari hasil perhitungan redesign saluran diperoleh lebar saluran Pegirian bagian hulu = 15 m, lebar saluran hilir=25 m, kemiringan dasar saluran = 0,0001. Perbaikan Saluran Primer Tambak Wedi diperoleh lebar saluran Tambak Wedi bagian hulu = 16 m, lebar saluran hilir = 24 m, dan kemiringan dasar saluran = 0,0002. Dengan adanya dimensi baru maka debit banjir rencana dapat dialirkan saluran. . Dari hasil analisa pompa diperoleh pada saluran simolawang dan Donorejo masing- masing penambahan 1 pompa dengan kapasitas  $3 \text{ m}^3/\text{det}$  dan  $2 \text{ m}^3/\text{det}$  . Selain itu juga penambahan 3 buah pompa dengan kapasitas masing- masing  $4 \text{ m}^3/\text{det}$  pada Muara Tambak Wedi*

***Kata kunci: Evaluasi, Drainase, Debit, Tambak Wedi, Pegirian***

# EVALUATION DRAINAGE SYSTEM TAMBAK WEDI

**Student Name** : Anistisia Artha Kartina  
**NRP** : 3114 106 025  
**Department** : Lintas Jalur S-1 Civil Engineering  
**Consultacion Lecturer** : Dr. Techn Umboro Lasminto,ST,MSc  
**NIP** : 197212021998021001

## ABSTRACT

*One of the flooded area in Surabaya is at Tambak Wedi Drainage Systems that are in the region of North Surabaya and one of the access to Madura. Based on the data reports inundation "Public Works Department of Highways and drainage Surabaya" high inundation occurred in Tambak Wedi system average of 30-50 cm and length of inundation average 2 hours. The cause of the flooding that occurred in Tambak Wedi sub-systems in general because of the lack of capacity on the secondary channel, either because of the amount of sediment or less channel width dimension.*

*Analysis performed in this final project includes the analysis of hydrology, hydraulics analysis, and analysis of the pump. Hydrological Analysis takes into account rainfall distribution plan Log Person Type III repeated periods of two, five and ten years, and the calculation of flood discharge using HSS Nakayassu plan. For the calculation of hydraulics analysis was conducted to determine the capacity of the existing cross-section of the channel*

*The results of the evaluation carried out by comparing with the existing discharge flood discharge plan. Bersarkan analysis of the calculation, the existing discharge upstream Primer Pegirian 10.34 m<sup>3</sup> / s, downstream of 22.65 m<sup>3</sup> / s. While*

*the existing discharge upstream Primer Tambak Wedi 2.73 m<sup>3</sup> / s, downstream of 75 m<sup>3</sup> / sec.*

*From the data obtained rainfall during the 15 th plan Debit 10 th Primary design discharge upstream Pegirian 11.39 m<sup>3</sup> / s, downstream of 40.68 m<sup>3</sup> / s. While Tambak Wedi Primer design discharge upstream 27,59m<sup>3</sup> / s downstream = 48.61 m<sup>3</sup> / s. Existing capacity can not accommodate the flood discharge plan. Therefore the solutions used to cope with flooding is the redesign of the channel or channel normalization. From the calculation results obtained channel redesign Pegirian the upstream channel width = 15 m, width = 25 m downstream channel, the channel bottom slope = 0.0001. Primary Channels repair Tambak Wedi obtained Tambak Wedi channel width = 16 m section upstream, downstream channel width = 24 m, and the channel bottom slope = 0.0002. With the new dimensions of the flood discharge plan can be streamed channe. From the analysis results obtained in channel simolawang pump and Donorejo each additional Ipompa with a capacity of 3 m<sup>3</sup> / s and 2 m<sup>3</sup> / sec. There was also the addition of three pumps with a capacity of respectively 4 m<sup>3</sup> / s at Muara Tambak Wedi*

***Keywords : Evaluation, Drainage, Debit, Tambak Wedi, Pegirian***

## KATA PENGANTAR

Puji syukur ke hadirat Allah, SWT karena atas rahmat dan ridho-Nya lah saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik. Tugas Akhir ini disusun sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar sarjana di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Dalam penyusunan Tugas Akhir ini saya mendapat banyak dukungan dari berbagai pihak. Untuk itu saya ingin mengucapkan banyak terimakasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Kedua orang tua, kakak dan adik saya, atas segala doa dan dukungannya yang luar biasa sehingga saya bisa menyelesaikan semua ini dengan baik.
2. Bapak Dr. Techn Umboro Lasminto, ST, MSc sebagai dosen yang telah banyak memberikan ilmu dan motivasi untuk saya dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Seluruh teman dan kerabat yang telah banyak membantu untuk keperluan Tugas Akhir ini

Saya menyadari Tugas Akhir ini masih memiliki banyak kekurangan dan kesalahan. Oleh karena itu, kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan untuk penyempurnaannya. Semoga Tugas Akhir ini dapat menambah wawasan bagi seluruh pembaca, khususnya mahasiswa Teknik Sipil.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	<b>i</b>
<b>LEMBAR PENGESAHAN</b> .....	<b>v</b>
<b>ABSTRAK</b> .....	<b>vii</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>ix</b>
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	<b>xi</b>
<b>DAFTAR ISI</b> .....	<b>xiii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	<b>xvi</b>
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	<b>xvii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	2
1.3 Tujuan .....	2
1.4 Batasan Masalah .....	3
1.5 Manfaat .....	3
1.6 Lokasi Studi .....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	<b>5</b>
2.1 Umum .....	5
2.2 Analisa Hidrologi .....	5
2.2.1 Analisa Hujan Rata-rata Daerah.....	5
2.2.1.1 Metode Poligon Thiessen .....	6
2.2.2 Analisa Hujan Rencana .....	7
2.2.2.1 Distribusi Normal .....	9
2.2.2.2 Distribusi Log Normal .....	11
2.2.2.3 Distribusi Gumbel .....	11
2.2.2.4 Distribusi Log Person Type III .....	13
2.2.3 Uji Kesesuaian Distribusi .....	16
2.2.3.1 Uji Chi Kuadrat .....	16
2.2.3.2 Uji Smirnov Kolmogorof .....	18

2.2.4 Distribusi Curah Hujan Jam - Jaman .....	20
2.2.5 Koefisien Pengaliran .....	20
2.2.6 Analisa Debit Banjir Rencana .....	21
2.2.6.1 Metode Hidrograf .....	22
2.3 Analisa Hidrolika .....	24
2.3.1 Kapasitas Saluran Eksisting .....	24
2.3.2 Kecepatan Aliran.....	25
2.3.3 Geometri Saluran .....	26
2.4 Analisa Profil Aliran Balik.....	28
2.5 Analisa Pompa .....	29

### **BAB III METODOLOGI ..... 31**

3.1 Uraian .....	31
3.2 Identifikasi Masalah .....	31
3.3 Studi Literatur .....	31
3.4 Pengumpulan Data .....	31
3.5 Analisa Data .....	32
3.5.1 Analisa Hidrologi.....	32
3.5.2 Analisa Hidrolika .....	32
3.6 Kontrol Kapasitas .....	32
3.7 Kesimpulan .....	32
3.8 Diagram Alir .....	32

### **BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN DATA ..... 35**

4.1 Analisa Hidrologi .....	35
4.1.1 Curah Hujan Rata-Rata Daerah.....	35
4.1.2 Curah Hujan Rencana .....	40
4.1.2.1 Metode Distribusi Log Person Type III .....	43
4.1.3 Uji Kecocokan Distribusi.....	47
4.1.3.1 Uji Chi Kuadrat .....	47
4.1.3.2 Uji Smirnov Kolmogorof .....	51
4.1.4 Perhitungan Distribusi Hujan .....	53
4.1.5 Koefisien Pengaliran .....	54

4.1.6 Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	56
4.1.7 Analisa Debit Banjir Rencana .....	57
4.1.7.1 Hidrograf Satuan .....	57
4.2 Analisa Hidrolika .....	68
4.2.1 Kapasitas Eksisting Saluran Primer Pegirian.....	68
4.2.2 Kapasitas Eksisting Saluran Primer Tambak Wedi...	70
4.2.3 Kapasitas Eksisting Saluran Sekunder .....	76
4.2.4 Evaluasi Kondisi Saluran .....	84
4.2.5 Perencanaan Ulang Saluran Drainase .....	87
4.2.5.1 Perbaikan Saluran Primer .....	88
4.2.5.1.1 Perbaikan Kemiringan Dasar Saluran .....	88
4.2.5.1.2 Perhitungan Redesign Saluran .....	92
4.3 Analisa Kapasitas Pompa .....	100
4.3.1 Perhitungan Kapasitas Pompa Saluran Simolawang.	100
4.3.2 Perhitungan Kapasitas Pompa Saluran Donorejo.....	104
4.3.3 Perhitungan Kapasitas Pompa Muara Tambak Wedi	108
4.4 Profil Muka Air .....	115
4.5 Perhitungan Volume Pengerukan.....	117
<b>BAB V KESIMPULAN DAN SARAN .....</b>	<b>119</b>
5.1 Kesimpulan.....	119
5.2 Saran .....	122
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>123</b>
<b>LAMPIRAN .....</b>	<b>125</b>



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1 Lokasi Studi Tambak Wedi.....	4
Gambar 2.1 Hidrograf satuan Sintesis Nakayasu.....	24
Gambar 2.2 Penampang saluran Trapesium.....	26
Gambar 2.3 Potongan memanjang saluran terbuka .....	28
Gambar 3 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	33
Gambar 4.1 Luas Pengaruh masing masing stasiun.....	36
Gambar 4.2 Hidrograf Banjir saluran Primer Pegirian .....	60
Gambar 4.3 Hidrograf Banjir saluran Primer Tambak Wedi.....	64
Gambar 4.4 Hidrograf Banjir saluran sekunder Kemuning	66
Gambar 4.5 Penampang saluran trapesium.....	69
Gambar 4.6 Penampang saluran trapesium.....	72
Gambar 4.7 Penampang saluran trapesium.....	76
Gambar 4.8 Penampang saluran trapesium.....	77
Gambar 4.9 Profil Memanjang Saluran Pegirian .....	83
Gambar 4.10 Profil Memanjang Saluran Tambak Wedi....	83
Gambar 4.11 Kemiringan Rencana Primer Pegirian .....	90
Gambar 4.12 Kemiringan Rencana Primer Tambak Wedi.	91
Gambar 4.13 Hidrograf Inflow dan Outflow pompa Hilir Tambak Wedi .....	114

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Pemilihan Metode Hujan Rata- Rata Daerah.	6
Tabel 2.2 Syarat Nilai Parameter statistic untuk berbagai distribusi Probabilitas.....	9
Tabel 2.3 Nilai Variabel Reduksi Gauss .....	10
Tabel 2.4 Reduce Variate, Ytr.....	12
Tabel 2.5 Nilai Rata- rata Varian (Reduce Mean, Yn) .....	12
Tabel 2.6 Nilai Deviasi Standart Reduksi Varian (Sn) .....	13
Tabel 2.7 Nilai K untuk Distribusi Log Person Type III .....	15
Tabel 2.8 Derajat Kepercayaan Uji Chi-Square.....	18
Tabel 2.9 Nilai Kritis untuk Uji Smirnov Kolmogorov .....	19
Tabel 2.10 Koefisien Pengaliran (C).....	21
Tabel 2.11 Pemilihan Debit Banjir Rencana.....	22
Tabel 2.12 Nilai Koefisien Manning.....	25
Tabel 2.13 Tinggi jagaan .....	27
Tabel 4.1 Luas Stasiun dan Koefisien Thiessen.....	37
Tabel 4.2 Curah Hujan Rata- Rata Daerah.....	38
Tabel 4.3 Curah Hujan Maksimum .....	40
Tabel 4.4 Perhitungan Parameter Dasar Statistik.....	41
Tabel 4.5 Pemilihan Distribusi Curah Hujan .....	43
Tabel 4.6 Perhitungan Metode Log Person Type III.....	44
Tabel 4.7 Nilai K untuk Distribusi Log Person Type III .....	45
Tabel 4.8 Perhitungan Metode Log Person Type III.....	46
Tabel 4.9 Nilai Curah Hujan Rencana .....	47
Tabel 4.10 Perhitungan Chi-Kuadrat untuk <i>Log Pearson</i> tipe III.....	48
Tabel 4.11 Nilai Variabel Reduksi Gauss .....	49
Tabel 4.12 Perhitungan Chi-Kuadrat hitung .....	50
Tabel 4.13 Nilai chi kuadrat teoritis Uji Chi-Square .....	50

Tabel 4.14 Perhitungan <i>Smirnov-Kolmogorov</i> untuk <i>Log Pearson Tipe III</i> .....	51
Tabel 4.15 Nilai Kritis untuk Uji <i>Smirnov Kolmogorov</i> .....	53
Tabel 4.16 Tinggi Hujan pada Jam ke-t .....	54
Tabel 4.17 Perhitungan Koefisien Pengaliran Pegirian .....	55
Tabel 4.18 Perhitungan Koefisien Pengaliran Tambak Wed55	
Tabel 4.19 Perhitungan Curah Hujan Efektif Pegirian .....	56
Tabel 4.20 Perhitungan Curah Hujan Efektif Tambak Wedi56	
Tabel 4.21 Perhitungan Hidrograf Banjir $Q_{10}$ Hilir Sal. Pegirian .....	59
Tabel 4.22 Perhitungan Nilai Debit Puncak Sal. Primer Pegirian .....	61
Tabel 4.23 Perhitungan Hidrograf Banjir $Q_{10}$ Hilir Sal. Tambak Wedi .....	63
Tabel 4.24 Perhitungan Nilai Debit Puncak Sal. Primer Tb. Wedi .....	64
Tabel 4.25 Hidrograf Banjir $Q_5$ Sal. Sekunder Kemuning...	66
Tabel 4.26 Nilai Debit Maksimum Tiap Saluran sekunder..	67
Tabel 4.27 Perhitungan kapasitas eksisting Saluran Primer Pegirian .....	71
Tabel 4.28 Perhitungan kapasitas eksisting Saluran Primer Tambak Wedi .....	74
Tabel 4.29 Perhitungan kapasitas eksisting Saluran Sekunder.....	79
Tabel 4.30 Perbandingan Debit Banjir Rencana Saluran dengan Kapasitas Saluran .....	84
Tabel 4.31 Perbandingan Debit Banjir Rencana Saluran Sekunder dengan Kapasitas Saluran .....	86
Tabel 4.32 Elevasi Saluran Primer Pegirian .....	89
Tabel 4.33 Elevasi Primer Tambak Wedi .....	90
Tabel 4.34 Perhitungan <i>Redesign</i> Saluran Primer Primer Pegirian .....	94

Tabel 4.35 Perhitungan <i>Redesign</i> Saluran Primer Primer Tambak Wedi .....	95
Tabel 4.36 Perhitungan <i>Redesign</i> Saluran Sekunder .....	98
Tabel 4.37 Perhitungan kapasitas eksisting pompa saluran simolawang .....	101
Tabel 4.38 Perhitungan Penambahan kapasitas pompa saluran Simolawang .....	103
Tabel 4.39 Perhitungan kapasitas eksisting pompa saluran Donorejo .....	105
Tabel 4.40 Perhitungan Penambahan kapasitas pompa saluran Donorejo .....	107
Tabel 4.41 Perhitungan kapasitas eksisting pompa Muara Tambak Wedi .....	109
Tabel 4.42 Perhitungan Penambahan kapasitas pompa Muara Tambak Wedi .....	112
Tabel 4.43 Perhitungan Profil Muka Air .....	115
Tabel 4.44 Perhitungan Volume Pengerukan saluran Pegirian .....	117
Tabel 4.45 Perhitungan Volume Pengerukan saluran Tambak Wedi .....	117

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Perkembangan kota yang semakin pesat ini membuat pengelolaan sarana dan prasarana sistem drainase yang telah dilakukan seolah-olah “jauh tertinggal“ dibandingkan dengan pembangunan perumahan, perdagangan, jasa dan industri. Perubahan-perubahan fungsi lahan tersebut semakin memperbesar koefisien pengaliran yang pada akhirnya juga akan memperbesar debit limpasan permukaan, hal inilah yang seringkali mengakibatkan terjadinya banjir di Kota Surabaya.

Salah satu kawasan banjir di Surabaya adalah pada Sistem Drainase Tambak Wedi yang berada pada wilayah Surabaya Utara dan salah satu akses menuju Madura. Berdasarkan laporan data genangan “Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan Surabaya” tinggi genangan yang terjadi pada sistem Tambak Wedi rata rata 30-50 cm dan lama genangan rata rata 2 jam

Hal yang ditengarai menjadi salah satu penyebab banjir pada kawasan tersebut adalah kecepatan aliran yang berjalan dengan pelan dari hulu ke hilir. Kecepatan aliran tersebut berpengaruh pada saat terjadi hujan deras. Air hujan yang melalui sistem drainase Tambak Wedi tidak dapat dialirkan dengan cepat ke bagian hilir sehingga terjadi luapan ke kawasan di sekitarnya

Penyebab banjir yang terjadi di sistem Tambak Wedi pada umumnya di karenakan oleh kurangnya kapasitas saluran sekunder, baik dikarenakan oleh banyaknya sedimen ataupun dimensi saluran yang kurang lebar seperti di daerah Tenggumung Baru, Sidotopo, Kedinding, Mrutu Kalianyar dan sekitarnya selalu tergenang. Hal tersebut tentunya mempengaruhi kelancaran lalu lintas dan efektifitas warga dalam kesehariannya.

Sistem Drainase Tambak Wedi memiliki bangunan pengendali banjir yaitu pompa air Tambak Wedi, tetapi

kenyataannya masih mengalami genangan di beberapa tempat. Sehingga diperlukan tinjauan kembali mengenai kemampuan dari sistem tersebut untuk menampung hujan yang ada.

Berdasarkan permasalahan serta kondisi pada sistem drainase Tambak Wedi, maka diperlukan suatu evaluasi pada sistem tersebut. Evaluasi ini diperlukan untuk mengidentifikasi, merumuskan, serta menganalisa permasalahan yang terjadi pada sistem drainase Tambak Wedi sehingga pada hasil akhir dapat dirumuskan rekomendasi yang tepat bagi perbaikan pada sistem drainase tersebut.

## **1.2 Rumusan Masalah**

1. Berapa kapasitas eksisting pada sistem drainase Tambak Wedi ?
2. Berapa debit rencana sistem drainase Tambak Wedi periode ulang 10 tahun ?
3. Apakah sistem drainase eksisting mampu menampung debit banjir rencana ?
4. Berapa kapasitas pompa yang ada ditinjau dari kapasitas rencana?
5. Apabila sistem drainase belum maksimal apa yang harus dilakukan selanjutnya?

## **1.3 Tujuan**

1. Mampu menghitung kapasitas eksisting pada sistem drainase Tambak Wedi
2. Mampu Menghitung debit banjir rencana periode ulang 10 tahun agar saluran sistem drainase Tambak Wedi mampu menampung debit banjir rencana
3. Diharapkan sistem drainase eksisting mampu menampung debit banjir rencana.
4. Mampu menghitung kapasitas pompa yang ada ditinjau dari kapasitas rencana
5. Melakukan perbaikan yang dapat mengurangi banjir

#### **1.4 Batasan Masalah**

Adapun batasan masalah dalam penyelesaian laporan tugas akhir ini adalah:

1. Perencanaan sistem drainase hanya meliputi sistem utama yaitu saluran primer dan saluran sekunder.
2. Untuk perhitungan digunakan analisa hidrologi, analisa hidrolika, analisa pompa.
3. Data yang digunakan adalah data sekunder yang didapat dari Pemkot Surabaya dan ditunjang dengan pengamatan langsung di lapangan
4. Debit yang berasal dari limbah rumah tangga diabaikan
5. Analisa perhitungan mengutamakan pada permasalahan aliran dalam sistem drainase sedangkan analisa biaya tidak dibahas.

#### **1.5 Manfaat**

Adapun manfaat dari penyelesaian laporan tugas akhir ini adalah :

1. Diharapkan dari penyelesaian Tugas Akhir ini mampu memecahkan permasalahan banjir pada sistem Drainase Tambak Wedi. Dengan tidak terjadinya banjir akan meningkatkan kualitas ekonomi masyarakat di wilayah tersebut dan menghindarkan masyarakat dari penyakit yang disebabkan oleh banjir
2. Sebagai bahan acuan bagi pihak tertentu yang ingin melakukan perbaikan pada jaringan drainase di lokasi penelitian.
3. Sebagai bahan referensi atau literature bagi mahasiswa yang ingin mempelajari evaluasi drainase ataupun solusi penangan banjir.



### 1.6 Lokasi Studi

Lokasi Studi berada di Surabaya Utara. Secara geografis dibatasi oleh :

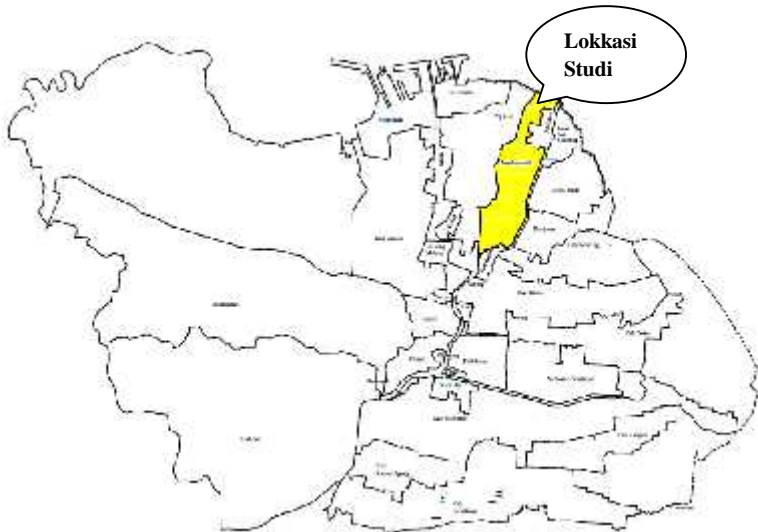
Sebelah utara : Laut

Sebelah timur : Sistem Jeblokan

Sebelah selatan : Sistem Jeblokan dan Kali Mas.

Sebelah barat : Sistem Kali Mas

lebih jelasnya lokasi studi pada Gambar 1



**Gambar 1** Lokasi Studi Tambak Wedi

(sumber : SDMP 2018)

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Dalam mengevaluasi sistem drainase, maka perlu diketahui data-data yang terpenting. Banyak sedikitnya data yang dipergunakan akan memberikan pengaruh terhadap ketelitian evaluasi sistem drainase.

Adapun data-data yang akan dipergunakan dalam evaluasi sistem drainase yaitu meliputi:

- Data Topografi
- Data Curah Hujan
- Data Tata guna lahan

#### **2.2 Analisa Hidrologi**

Analisa hidrologi merupakan analisa awal dalam evaluasi sistem drainase Tambak Wedi untuk mengetahui besarnya debit banjir rencana dengan periode ulang tertentu (Qth). Untuk memperkirakan besarnya banjir rencana yang sesuai. Pada perhitungan hidrologi digunakan data suatu sungai atau saluran dan curah hujan yang nantinya akan diolah menjadi debit rencana.

##### **2.2.1 Analisa Hujan Rata- Rata Daerah**

Analisis ini dimaksudkan untuk mengetahui curah hujan rata-rata yang terjadi pada daerah tangkapan (catchment area) Tambak Wedi, yaitu dengan menganalisis data-data curah hujan harian maksimum yang didapat dari stasiun penakar hujan. Penentuan curah hujan rata- rata daerah dapat dihitung dengan beberapa metode yaitu : metode rata-rata aljabar, metode poligon thiessen, dan metode isohyet.

**Tabel 2.1.** Pemilihan Metode Hujan Rata- Rata Daerah

Luas DAS	Pemilihan Metode
DAS besar ( $> 5000 \text{ km}^2$ )	Metode Isohyet
DAS sedang (500 s/d $5000 \text{ km}^2$ )	Metode Thiessen
DAS kecil ( $< 500 \text{ km}^2$ )	Metode Rata- rata Aljabar

(Sumber : Suripin, 2004)

### 2.2.1.1 Metode Poligon Thiessen

Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh stasiun hujan. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun hujan terdekat. Langkah-langkahnya adalah sebagai berikut:

1. Menentukan stasiun penakar curah hujan yang berpengaruh pada daerah pengaliran.
2. Tarik garis hubungan dari stasiun penakar hujan /pos hujan.
3. Tarik garis sumbunya secara tegak lurus dari tiap-tiap garis hubung.
4. Hitung luas DAS pada wilayah yang dipengaruhi oleh stasiun penakar curah.

Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

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

Dimana :

R = tinggi hujan rata-rata daerah (mm)

$R_n$  = tinggi hujan masing-masing stasiun (mm)

$A_n$  = luas daerah pengaruh stasiun penakar hujan masing masing ( $\text{km}^2$ )

(Sumber: Soewarno, 1995)

### 2.2.2 Analisa Hujan Rencana

Curah hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan yang terjadi pada periode ulang tertentu. Adapun perhitungan parameter dasar statistik yang digunakan antara lain :

- a. Nilai rata-rata (mean), dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut:

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$$

Dimana :

$\bar{X}$  = nilai rata-rata dihitung;

$X_i$  = data dalam sampel

$n$  = jumlah tahun pengamatan

(Sumber: Soewarno, 1995)

- b. Standar deviasi (Sd), dapat dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut:

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

Dimana :

Sd = standar deviasi

$X_i$  = data dalam sampel

$\bar{X}$  = nilai rata-rata dihitung

$n$  = jumlah tahun pengamatan

(Sumber: Soewarno, 1995)

- c. Koefisien kemencengan/ Skewness, adalah satu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi. Dapat dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut :

$$Cs = \frac{n \sum (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3}$$

Dimana :

Cs = koefisien kemencengan

Xi = data dalam sampel

$\bar{X}$  = nilai rata-rata hitung

n = jumlah tahun pengamatan

Sd = standart deviasi

(Sumber: Soewarno, 1995)

- d. Koefisien variasi, adalah nilai perbandingan antara deviasi standart dengan nilai rata-rata hitung dari suatu distribusi. Dapat dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut :

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}}$$

Dimana :

Cv = Koefisien variasi;

Sd = standart deviasi

$\bar{X}$  = nilai rata-rata dihitung;

(Sumber: Soewarno, 1995)

- e. Koefisien ketajaman/ kurtosis, digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi. Dapat dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut :

$$Ck = \frac{n^2 \Sigma(X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4}$$

Dimana :

Ck = Koefisien ketajaman;

Xi = data dalam sampel;

$\bar{X}$  = nilai rata-rata hitung;

n = jumlah tahun pengamatan

Sd = standart deviasi

Perhitungan curah hujan rencana dihitung dengan analisis distribusi frekuensi. Distribusi frekuensi yang digunakan diantaranya adalah distribusi normal, distribusi gumbel, distribusi log pearson tipe III.

Setiap distribusi memiliki syarat-syarat parameter statistik. Adapun syarat-syarat parameter statistik adalah :

**Tabel 2.2.** Syarat Nilai Parameter statistic untuk berbagai distribusi Probabilitas

No	Distribusi	Persyaratan
1	Normal	$C_s = 0$
		$C_k = 3$
2	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3 C_v$
		$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
3	Gumbel	$C_s = 1.14$
		$C_k = 5.4$
4	Log Pearson III	Selain dari nilai diatas / flexibel

(Sumber : Bambang Triatmodjo, 2009)

### 2.2.2.1 Distribusi Normal (Gauss)

Distribusi normal banyak digunakan dalam analisis hidrologi, misalnya dalam analisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi rata-rata curah hujan tahunan, dan debit rata-rata tahunan.

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

Dimana :

$X_T$  = nilai hujan rencana yang terjadi dengan periode ulang T- tahunan (mm)

$\bar{X}$  = nilai rata-rata hitung (mm)

Sd = standar deviasi

$K$  = konstanta

(Sumber: Soewarno, 1995)

**Tabel 2.3.** Nilai Variabel Reduksi Gauss

<b>Periode Ulang</b>	<b>Peluang</b>	<b>k</b>
<b>T (tahun)</b>		
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2,000	0,500	0
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,0	0,250	0,67
5,0	0,200	0,84
10,0	0,100	1,28
20,0	0,050	1,64
50,0	0,200	2,05
100,0	0,010	2,33

(Sumber: Soewarno, 1995)

### 2.2.2.2 Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal, merupakan hasil transformasi dari distribusi normal, yaitu dengan mengubah varian X menjadi nilai logaritmik varian X.

$$\log X = \overline{\log X} + K \cdot \overline{Sd \log X}$$

Dimana :

X = Besarnya curah hujan yang mungkin terjadi pada periode ulang T tahun

Sd = Standar deviasi

$\bar{X}$  = nilai rata-rata data hujan

K = Faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang.

Nilai K dapat dilihat pada tabel nilai variabel reduksi *Gauss*.

(Sumber: Soewarno, 1995)

### 2.2.2.3 Distribusi Gumbel

Perhitungan hujan rencana dengan metode distribusi gumbel adalah :

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

$$X_T = \bar{X} + Sd \cdot \left( \frac{Y_T - Y_N}{S_n} \right)$$

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

Dimana :

$X_T$  = nilai hujan rencana yang terjadi dengan periode ulang T- tahunan (mm)

$\bar{X}$  = nilai rata-rata hitung (mm)

Sd = deviasi standart

$Y_T$  = nilai reduksi variant dari variable yang diharapkan terjadi pada periode ulang T tahun. (Tabel 2.4)

$Y_N$  = nilai rata-rata dari reduksi variant, nilai tergantung pada jumlah data (Tabel 2.5)

$S_n$  = nilai deviasi standart reduksi varian, nilai tergantung pada jumlah data (Tabel 2.6)



K = faktor frekwensi  
( Sumber: Soemarto 1999)

**Tabel 2.4.** Reduce Variate, Ytr

Periode Ulang T (tahun)	Reduce Variate, Ytr
2	0,3668
5	1,5004
10	2,2510
20	2,9709
25	3,1993
50	3,9028
100	4,6012

( Sumber: Soemarto 1999)

**Tabel 2.5.** Nilai Rata- Rata Varian (Reduce Mean, Yn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5403	0,5410	0,5418	0,5424	0,5436
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

( Sumber: Soewarno, 1995)

**Tabel 2.6.** Nilai Deviasi Standart Reduksi Varian (Sn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065	1,2069	1,2073	1,2077	1,2081	1,2084	1,2087	1,2090	1,2093	1,2096

( Sumber: Soewarno, 1995)

#### 2.2.2.4 Distribusi Log Person Type III

Perhitungan hujan rencana dengan metode Log Pearson Type III langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Menentukan logaritma dari semua nilai variat X
2. Menghitung nilai rata-rata dengan persamaan :

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum \log X}{n} \quad n = \text{jumlah data}$$

3. Menghitung harga standart deviasi dengan persamaan:

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

4. Menghitung koefisien kemencengan (koefisien skewness) dengan persamaan sebagai berikut :

$$C_s = \frac{n \sum (\log X_i - \log X)^3}{(n-1)(n-2)(\text{Sdlog}X)^3}$$

5. Menghitung logaritma curah hujan harian maksimum dengan kala ulang yang dikehendaki dengan persamaan :

$$\log X = \overline{\log X} + K \cdot \overline{Sd \log X}$$

6. Menentukan anti log dari log X, untuk mendapat nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai Cs nya.  
( Sumber: Soewarno, 1995)

**Tabel 2.7.** Nilai K untuk Distribusi Log Person Type III

COEFFICIENT G (Cs)	PERIODE							
	1.0101	2	5	10	25	50	100	200
	PELUANG							
	99	50	20	10	4	2	1	0.5
2.0	-0.99	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.8	-1.087	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.6	-1.197	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.78	3.388	3.99
1.4	-1.318	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.2	-1.449	-0.195	0.732	1.34	2.087	2.626	3.149	3.661
1.0	-1.588	-0.164	0.758	1.34	2.043	2.542	3.022	3.489
0.8	-1.733	-0.132	0.78	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.6	-1.88	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.4	-2.029	-0.066	0.816	1.317	1.88	2.261	2.615	2.949
0.2	-2.178	-0.033	0.83	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0	-2.326	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.2	-2.472	0.033	0.85	1.258	1.68	1.945	2.178	2.388
-0.4	-2.615	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.6	-2.755	0.099	0.857	1.2	1.528	1.72	1.88	2.016
-0.8	-2.891	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-1	-3.022	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.2	-3.149	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.4	-3.271	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318	1.351
-1.6	-3.88	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.8	-3.499	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-2	-3.605	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	0.995
-2.2	-3.705	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907
-2.4	-3.8	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832	0.833
-2.6	-3.899	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.8	-3.973	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-3	-4.051	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667	0.667

( Sumber: Soewarno, 1995)

### 2.2.3 Uji Kesesuaian Distribusi

Diperlukan pengujian parameter untuk menguji kecocokan distribusi frekuensi sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat mewakili distribusi frekuensi tersebut. Pengujian ini biasanya dengan uji kesesuaian yang dilakukan dengan dua cara yaitu :

#### 2.2.3.1 Uji Chi Kuadrat

Metode ini dimaksudkan menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih telah mewakili dari distribusi statistic sampel data yang dianalisis. Uji Chi Kuadrat ini menggunakan parameter  $X^2$  , dimana metode ini diperoleh berdasarkan rumus :

$$X^2 = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

$$G = 1 + 3,322 \log (n)$$

$$Dk = G - R - 1$$

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

$$T = \frac{N+1}{m}$$

Dimana :

$X^2$  = parameter chi kuadrat terhitung

$O_i$  = jumlah nilai pengamatan

$E_i$  = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

G = jumlah sub kelompok

Dk = derajat kebebasan

R = konstanta (R=2 untuk distribusi normal dan binomial serta R=1 untuk distribusi poisson)

P = peluang

N = jumlah data (lama pengamatan)

m = no urutan kejadian (Sumber :Soewarno 1995)

### Prosedur pengujian Chi Kuadrat

1. Urutkan data pengamatan dari yang besar ke kecil atau sebaliknya.
2. Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  (jumlah nilai pengamatan) tiap-tiap grup.
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$
5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai :  

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } X^2 = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$
6. Jumlah seluruh G sub grup nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai chi kuadrat hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan (dk) = G - R - 1 (nilai R = 2, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai R = 1, untuk distribusi poisson)

### Interprestasi hasilnya adalah :

- 1) Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima.
- 2) Apabila peluang lebih kecil 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- 3) Apabila peluang berada antara 1- 5%, tidak mungkin mengambil keputusan, misalnya perlu tambahan data  
 ( Sumber: Soewarno, 1995)

**Tabel 2.8.** Derajat Kepercayaan Uji Chi-Square

dk	$\alpha$ Derajat Kepercayaan					
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,01
1	0,00003	0,0001	0,0009	0,00393	3,841	6,635
2	0,010	0,0201	0,0506	0,103	5,991	9,210
3	0,071	0,115	0,216	0,352	7,815	11,345
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	13,277
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	15,086
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	16,812
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	18,475
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	20,090
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	21,666
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	23,209
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	24,725
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	26,217
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	27,688
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	29,141
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	30,578

( Sumber : Soewarno, 1995)

### 2.2.3.2 Uji Smirnov Kolmogorof

Uji kecocokan ini disebut juga sebagai uji kecocokan non parameter, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Adapun pengujiannya sebagai berikut :

- a) Urutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
- b) Tentukan nilai masing-masing peluang teoritisnya dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
- c) Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan teoritisnya.

$$D = \{ P' (x<) - P (x<) \}$$

Dimana :

D= selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis

$P (X<) =$  peluang dari masing-masing data

$P' (X<) =$  peluang teoritis dari masing-masing data

- d) Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov) tentukan harga  $D_0$
- Apabila  $D < D_0$ , maka distribusi teoritis dapat diterima
  - Apabila  $D > D_0$ , maka distribusi teoritis tidak dapat diterima.

**Tabel 2.9.** Nilai Kritis untuk Uji Smirnov Kolmogorov

N	$\alpha$ (%)				
	20	10	5	2	1
1	0,900	0,950	0,975	0,990	0,995
2	0,684	0,776	0,842	0,900	0,929
3	0,565	0,636	0,708	0,785	0,829
4	0,493	0,565	0,624	0,689	0,734
5	0,447	0,509	0,563	0,627	0,669
6	0,410	0,468	0,519	0,577	0,617
7	0,381	0,436	0,483	0,538	0,576
8	0,359	0,410	0,454	0,507	0,542
9	0,339	0,387	0,430	0,480	0,513
10	0,323	0,369	0,409	0,457	0,486
11	0,308	0,352	0,391	0,437	0,468
12	0,296	0,338	0,375	0,419	0,449
13	0,285	0,325	0,361	0,404	0,432
14	0,275	0,314	0,349	0,390	0,418
15	0,266	0,304	0,338	0,377	0,404

(Sumber : Soewarno, 1995)



### 2.2.4 Distribusi Curah Hujan Jam – jaman

Perhitungan rata-rata hujan pada jam ke  $t$ , persamaan rumus yang dipakai adalah :

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \left( \frac{t}{t \text{ ke } - n} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Untuk mencari tinggi hujan pada jam ke  $t$ , persamaan rumus yang dipakai adalah :

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

Dimana :

$R_t$  = Rata-rata hujan harian sampai jam ke  $t$  (mm)

$R_{24}$  = Tinggi hujan dalam 24 jam

$t$  = Waktu hujan = 5 jam (karena lama hujan di Surabaya paling lama 5 jam)

Untuk mencari tinggi hujan efektif, persamaan rumus yang dipakai adalah :

$$R_{\text{eff}} = C \times R'_t$$

Dimana :

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

$C$  = Koefisien pengaliran

$R'_t$  = Tinggi curah hujan rencana (mm)

### 2.2.5 Koefisien Pengaliran

Koefisien limpasan/ pengaliran adalah variable untuk menentukan besarnya limpasan permukaan tersebut dimana penentuannya didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh didaerah tersebut. Koefisien pengaliran sangat tergantung pada faktor-faktor fisik, untuk menentukan koefisien rata – rata ( $C$ ) dengan berbagai kondisi permukaan dapat dihitung atau ditentukan dengan cara berikut :

$$C = \frac{C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A}$$

Dimana :

$C$  = koefisien pengaliran dari daerah aliran

$A_i$  = luas masing-masing tata guna lahan ( $\text{km}^2$ )  
 $C_i$  = koefisien pengaliran sesuai dengan jenis permukaan  
 $A$  = luas total daerah pengaliran ( $\text{km}^2$ )  
 (Sumber: Soewarno, 1995)

**Tabel 2.10.** Koefisien Pengaliran (C)

<i>Komponen lahan</i>	<i>Koefisien C (%)</i>
Jalan : - aspal	70 - 95
- beton	80 - 95
- bata/paving	70 - 85
Atap	75 - 95
Lahan berumput:	
- tanah berpasir, - landai (2%)	5 - 10
- curam (7%)	15 - 20
- tanah berat, - landai (2%)	13 - 17
- curam (7%)	25 - 35
<i>Lahan</i>	<i>C (%)</i>
Daerah perdagangan - penting, padat	70 - 95
- kurang padat	50 - 70
Area permukiman :	
- perumahan tunggal	30 - 50
- perumahan kopel berjauhan	40 - 60
- perumahan kopel berdekatan	60 - 75
- perumahan pinggir kota	25 - 40
- apartemen	50 - 70
Area industri :	
- ringan	50 - 80
- berat	60 - 90
Taman dan makam	10 - 25
Taman bermain	20 - 35
Lahan kosong/terlantar	10 - 30

(Sumber : Suripin, 1998)

### 2.2.6 Analisa Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana adalah debit banjir yang digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat pengamatan bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir terbesar. Pemilihan debit banjir rencana menggunakan Hidrograf Nakayassu karena luas DAS 1674 ha lebih besar dari 500 ha.

**Tabel 2.11** Pemilihan Debit Banjir Rencana

Luas DAS (ha)	Periode Ulang (tahun)	Metode Perhitungan Debit Banjir
< 10	2	Rasional
10 - 100	2 - 5	Rasional
101 - 500	5 - 20	Rasional
> 500	10 - 25	Hidrograf satuan

(Sumber : Suripin,1998)

#### 2.2.6.1 Metode Hidrograf

Hidrograf satuan sintetik (HSS) adalah hidrograf yang di dasarkan atas sintetis parameter-parameter daerah aliran sungai. Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu merupakan suatu cara untuk mendapatkan hidrograf banjir rancangan dalam suatu DAS. Untuk membuat suatu hidrograf banjir pada sungai, perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut. Adapun karakteristik tersebut adalah:

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)
2. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
3. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
4. Luas daerah tangkapan air
5. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
6. Koefisien pengaliran

Besarnya nilai debit puncak hidrograf *Nakayasu*, dihitung dengan rumus:

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

Dimana :

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

$R_0$  = hujan satuan (mm)

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

$T_{0,3}$  = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak

$T_r$  = satuan waktu dari curah hujan (jam)

$T_g$  = waktu konsentrasi (jam)

$\alpha$  = koefisien karakteristik DAS (2)

Untuk menentukan  $T_p$  dan  $T_{0,3}$  digunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

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

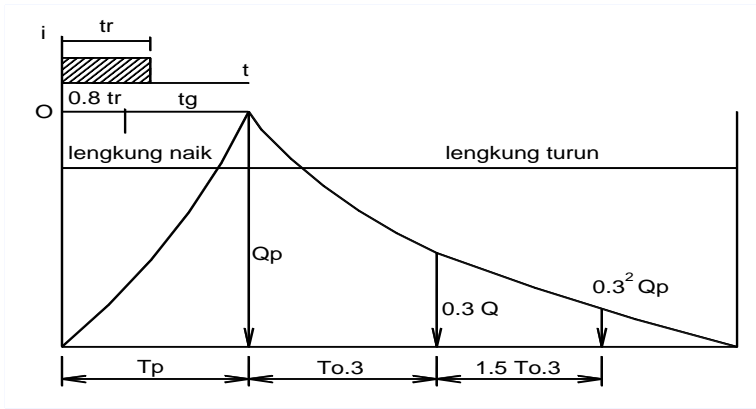
$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g$$

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

(Sumber : Triatmodjo, 2010)

$t_g$  adalah *time lag* yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam).  $t_g$  dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

- Sungai sepanjang <15 Km menggunakan rumus  $t_g = 0,21 \cdot L^{0,7}$
- Sungai sepanjang >15 Km menggunakan rumus  $t_g = 0,4 + 0,058 \cdot L$



**Gambar 2.1** Hidrograf satuan Sintesis Nakayasu

- a. Pada kurva naik ( $0 \leq t \leq T_p$ )

$$Q_t = Q_p \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$

- b. Pada kurva turun ( $T_p \leq t \leq T_p + T_{0,3}$ )

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

- c. Pada kurva turun ( $T_p + T_{0,3} \leq t \leq T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$ )

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

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

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

## 2.3 Analisa Hidrolika

### 2.3.1 Kapasitas Saluran Eksisting

Kapasitas saluran didefinisikan sebagai debit maksimum yang mampu dilewatkan oleh setiap penampang sepanjang saluran. Kapasitas saluran ini digunakan sebagai acuan untuk menyatakan apakah debit yang direncanakan tersebut mampu untuk ditampung oleh saluran pada kondisi eksisting tanpa terjadi peluapan air. Kapasitas saluran dihitung berdasarkan rumus:

$$Q = V \cdot A$$

Dimana:

Q = debit banjir ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

V = Kecepatan aliran ( $\text{m}/\text{det}$ )

A = luas basah penampang saluran ( $\text{m}^2$ )

(Sumber : Fifi Sofia, 2005)

### 2.3.2 Kecepatan Aliran

Manning

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

Chezy

$$V = C \sqrt{R \cdot I}$$

Stickler

$$V = K \cdot R^{2/3} I^{1/2}$$

Dimana:

V = kecepatan aliran ( $\text{m}/\text{det}$ )

n, k, c = nilai koefisien kekasaran manning, stickler, chezy

R = jari- jari hidrolis

(Sumber : Fifi Sofia, 2005)

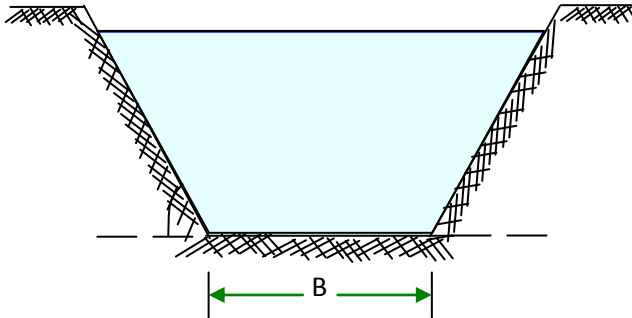
**Tabel 2.12.** Nilai Koefisien Manning

Tipe Saluran	Harga n
Saluran dari pasangan batu tanpa plengsengan	0,025
Saluran dari pasangan batu dengan pasangan	0,015
Saluran dari beton	0,017
Saluran alam dengan rumput	0,020
Saluran dari batu	0,025

(Sumber : Subarkah, 1980)

### 2.3.3 Geometri Saluran

Untuk evaluasi sistem drainase Tambak Wedi digunakan penampang saluran trapesium.



**Gambar 2.2.** Penampang saluran Trapesium

- Kedalaman saluran ( $h$ ) adalah kedalaman dari penampang aliran
- Lebar permukaan ( $b$ ) adalah lebar penampang saluran pada permukaan
- Luas basah saluran ( $A$ ) adalah luas penampang basah melintang ada saluran

Rumus menghitung luas basah saluran persegi adalah :

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

Dimana :

$A$  = luas basah saluran ( $m^2$ )

$b$  = lebar permukaan (m)

$m$  = kemiringan saluran

$h$  = kedalaman saluran (m)

(Sumber : Fifi Sofia, 2005)

- Keliling penampang saluran ( $P$ ) adalah sekeliling bagian basah pada saluran

Rumus menghitung keliling basah saluran adalah :

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

Dimana :

P = keliling basah saluran (m)

b = lebar permukaan (m)

m = kemiringan saluran

h = kedalaman saluran (m)

(Sumber : Fifi Sofia, 2005)

- Jari – jari hidrolis ( R) adalah perbandingan luas penampang saluran dengan keliling basah saluran. Rumus menghitung keliling basah saluran adalah:

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

Dimana :

R = Jari – jari hidrolis (m)

A = luas basah saluran (m<sup>2</sup>)

P = keliling basah saluran (m)

(Sumber : Fifi Sofia, 2005)

- Tinggi jagaan (w) diperlukan agar tidak terjadi luapan (*over topping*)

**Tabel 2.13.** Tinggi jagaan

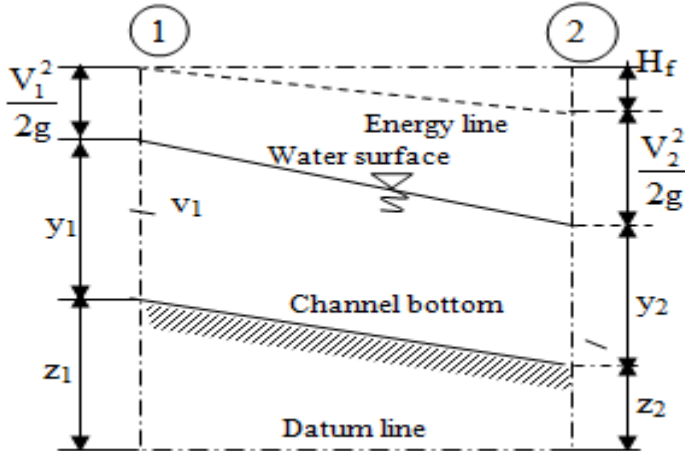
Besarnya debit Q (m <sup>3</sup> /det)	Tinggi jagaan (m) untuk pasangan	Tinggi jagaan(m) saluran dari tanah
< 0,50	0,20	0,40
0,50 – 1,50	0,20	0,50
1,50 – 5,00	0,25	0,60
5,00 – 10,00	0,30	0,75
10,00 – 15,00	0,40	0,85
> 15,00	0,50	1,00

(Sumber : KP03 Saluran,1998)



## 2.4 Analisa Profil Air Balik (Back water)

Analisa profil air balik diperlukan untuk mengetahui adanya pengaruh pasang surut air laut yang masuk ke dalam saluran sistem drainase Tambak Wedi.



**Gambar 2.3.** Potongan memanjang saluran terbuka

Untuk menghitung dan menentukan panjang pengaruh *back water*, digunakan metode tahapan langsung atau *direct step methode*

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + hf$$

$$Z_1 + E_1 = Z_2 + E_2 + hf$$

$$hf = Sf \cdot \Delta x$$

$$\Delta x = \frac{E_1 - E_2}{S_0 - Sf}$$

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \rightarrow$$

$$S_f = \frac{V^2}{C^2 R} \rightarrow \text{Chezy}$$

Dimana :

$\frac{V_1^2}{2g}$  = tinggi kecepatan di hulu

$\frac{V_2^2}{2g}$  = tinggi kecepatan di hilir

Y1 = kedalaman air di hulu (m)

Y2 = kedalaman air di hilir (m)

Z1 = elevasi dasar sungai terhadap datum di hulu

Z2 = elevasi dasar sungai terhadap datum di hilir

S<sub>0</sub> = Kemiringan dasar saluran

S<sub>f</sub> = Kemiringan garis energy

Δx = panjang saluran hulu – hilir (m)

E<sub>1</sub> = Energi spesifik di hulu

E<sub>2</sub> = Energi spesifik di hilir

## 2.5 Analisa Pompa

Dalam evaluasi sistem drainase Tambak Wedi dimana pada sistem drainase tidak dapat sepenuhnya mengandalkan gravitasi sebagai faktor pendorong, maka perlu dibantu dengan pompa air. Pompa air digunakan pada waktu tertentu apabila muka air di pembuangan akhir lebih tinggi daripada muka air di saluran, sehingga air tidak bisa mengalir secara gravitasi. Untuk mencegah terjadinya genangan yang lama, maka pada daerah tersebut dibangun pompa air drainase sebagai pompa pengangkat air dari elevasi yang rendah ke elevasi yang lebih tinggi.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB III METEDOLOGI**

### **3.1 Uraian**

Metodologi adalah cara atau langkah – langkah yang dilakukan dalam menganalisa dan menyelesaikan suatu permasalahan. Langkah – langkah atau metode yang dilakukan dalam mengevaluasi sistem Drainase Tambak Wedi yaitu meliputi :

### **3.2 Identifikasi Masalah**

Mengidentifikasi penyebab terjadinya masalah genangan pada sistem drainase Tambak Wedi.

### **3.3 Studi Literatur**

Studi literatur adalah cara yang dipakai untuk menghimpun data-data atau sumber sumber yang berhubungan dengan evaluasi sistem drainase. Studi literatur bisa didapat dari berbagai sumber, jurnal, buku dokumentasi, internet dan pustaka.

### **3.4 Pengumpulan Data**

Data-data yang menunjang dan digunakan dalam Evaluasi sistem drainase Tambak Wedi antara lain :

- a) Data Primer adalah data yang didapat di wilayah studi dari hasil pengamatan ataupun wawancara, meliputi :
  - Data pengukuran dan survey saluran eksisting
- b) Data Sekunder merupakan data yang diperoleh dari instansi/perusahaan yang terkait, antara lain Dinas PU Bina Marga dan Pematusan Kota Surabaya, meliputi :
  - Data curah hujan.
  - Peta tata guna lahan.
  - Peta jaringan drainase
  - Data curah hujan.

### **3.5 Analisa Data**

Analisa sistem drainase Tambak Wedi sebagai berikut :

#### **3.5.1 Analisa Hidrologi**

Data hidrologi digunakan untuk menentukan Debit Banjir Rencana dengan periode ulang tertentu, Hal ini dilakukan dengan

1. Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata Daerah.
2. Menentukan Curah Hujan Rencana
3. Perhitungan Debit Banjir Rencana

#### **3.5.2 Analisa Hidrolika**

1. Perhitungan kapasitas saluran eksisting
2. Perhitungan pengaruh *backwater*
3. Perhitungan kapasitas pompa.

### **3.6 Kontrol Kapasitas**

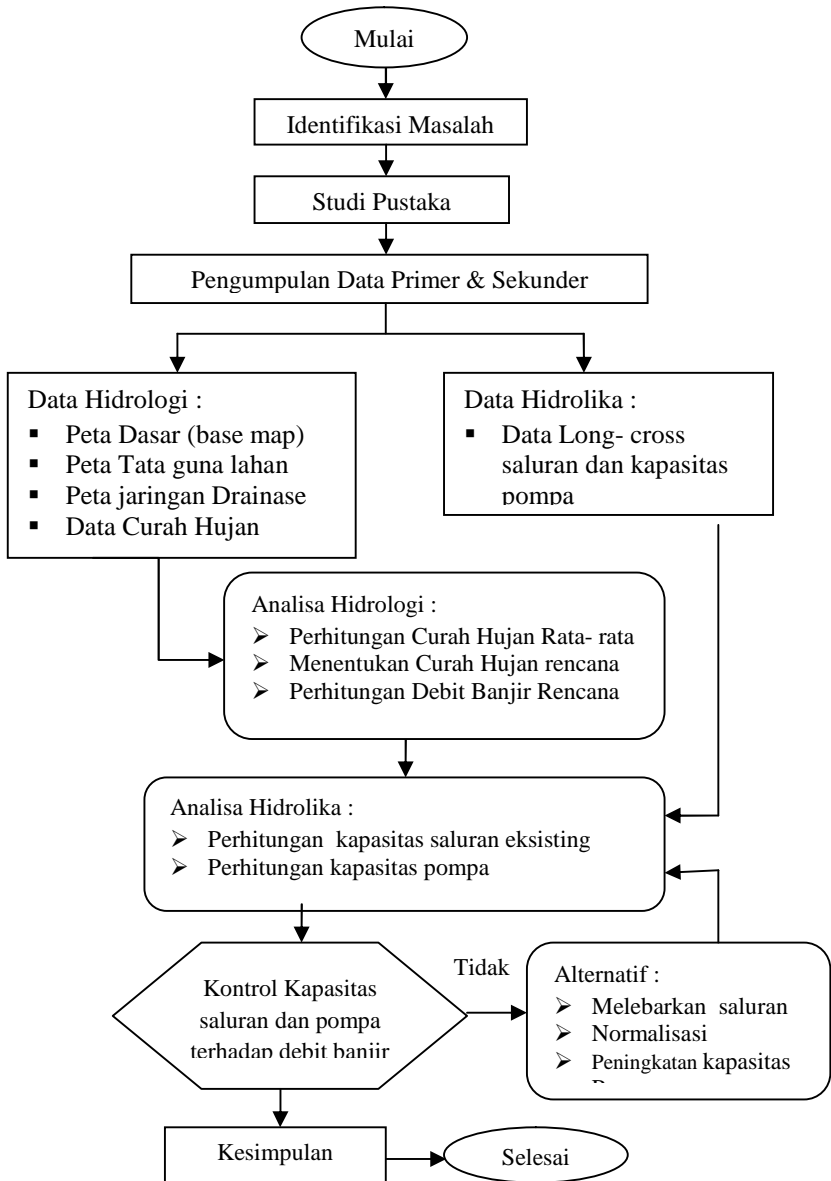
Pada tahap ini memperhitungkan kapasitas saluran eksisting dan pompa apakah mampu menampung debit banjir. Apabila saluran eksisting dan pompa tidak dapat menampung, maka perlu dilakukan alternative.

### **3.7 Kesimpulan**

Pada bagian ini berisi mengenai kesimpulan dan saran yang diambil dari hasil evaluasi sistem drainasse Tambak Wedi.

### **3.8 Diagram Alir**

Tahap- tahap pengerjaan tugas akhir dapat dilihat pada gambar 3



**Gambar 3** Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB IV**

### **ANALISA DATA DAN PERHITUNGAN**

#### **4.1 Analisa Hidrologi**

Analisa hidrologi dilakukan untuk mengetahui secara detail mengenai parameter hidrologi pada sistem drainase Tambak Wedi. Yang dihasilkan dari analisa hidrologi ini berupa debit rencana untuk mengevaluasi sistem drainase Tambak Wedi.

##### **4.1.1 Curah Hujan Rata- Rata Daerah**

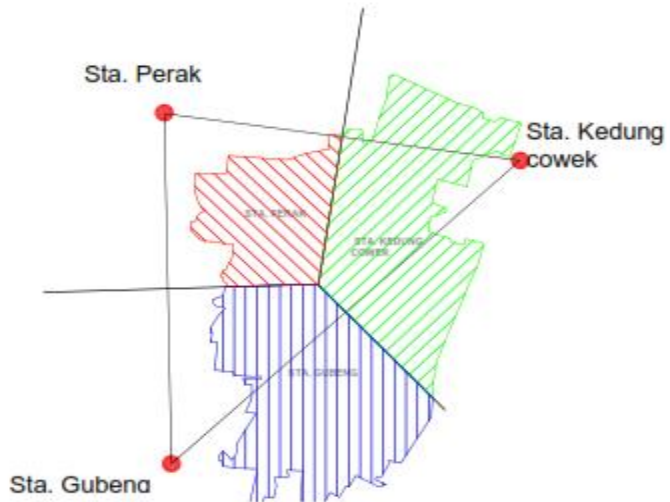
Dalam evaluasi ini data curah hujan yang dipakai adalah data curah hujan dari 3 stasiun penakar hujan disekitar DAS Tambak Wedi. Stasiun hujan di wilayah ini meliputi stasiun penakar hujan Kedung Cowek, Perak, dan Gubeng dengan pencatatan data selama 15 tahun, dari tahun 2001 sampai tahun 2015. Untuk mendapatkan tinggi curah hujan rata-rata daerah maka dapat dihitung dengan metode Poligon Thiessen.

Karena data yang tersedia adalah data hujan harian selama 15 tahun, maka dicari curah hujan maksimal tiap tahunnya dengan metode kejadian yang sama, dimana setiap hujan maksimum di setiap stasiun dijadikan patokan untuk kejadian hujan di tanggal yang sama. Kemudian dari curah hujan maksimal tersebut bisa dihitung curah hujan wilayah menggunakan metode *Poligon Thiessen*, dengan persamaan rumus berikut:

$$\bar{R} = R_1 \times \text{koef. sta 1} + R_2 \times \text{koef. sta 2} + R_3 \times \text{koef. sta 3}$$

Gambar pembagian metode *Poligon Thiessen* pada gambar 4.1





**Gambar 4.1.** Luas Pengaruh masing masing stasiun

Dengan menggunakan Poligon Thiessen didapat Luas pengaruh dari masing- masing stasiun yaitu :

- A1 = Luasan DAS akibat pengaruh Sta Perak sebesar  $3216400 \text{ m}^2$
- A2 = Luasan DAS akibat pengaruh Sta Kedung cowek sebesar  $6846475 \text{ m}^2$
- A3 = Luasan DAS akibat pengaruh Sta Gubeng sebesar  $6697825 \text{ m}^2$

Untuk bobot dari masing-masing stasiun bisa dihitung dengan rumus

$$\text{koefisien Das} = \frac{\text{Luas Sub Das}}{\text{Luas total Das}}$$

Perhitungan bobot tiap stasiun :

- Sta. Perak =  $\frac{3216400}{16760700} = 0,192$
- Sta. Kedung cowek =  $\frac{6846475}{16760700} = 0,408$
- Sta. Gubeng =  $\frac{6697825}{16760700} = 0,40$

**Tabel 4.1** Luas Stasiun dan Koefisien Thiessen

Nama Sta	Luas (m <sup>2</sup> )	Koefisien Tiesen
Perak	3216400	0.192
Kedung Cowek	6846475	0.408
Gubeng	6697825	0.400
<b>Luas Total</b>	16760700	

Contoh perhitungan curah hujan maksimum :

Data Hujan Tahun 2001 :

- $R_{1\max}$  (Sta Gubeng) di tahun 2001 = 120 mm, terjadi pada tanggal 21 Desember 2001, maka di tanggal yang sama, nilai hujan tiap stasiun adalah:
  - $R_2$  (Sta Perak) = 30 mm
  - $R_3$  (Sta Kedung Cowek) = 65 mm
 Curah hujan wilayah 21 Desember 2001:  
 $\bar{R} = (30 \text{ mm} \times 0,192) + (65 \text{ mm} \times 0,408) + (120 \text{ mm} \times 0,40)$   
 $\bar{R} = 80,3 \text{ mm}$
- $R_{2\max}$  (Sta kedung cowek) di tahun 2001 = 80 mm, terjadi pada tanggal 17 April 2001, maka di tanggal yang sama, nilai hujan tiap stasiun adalah:
  - $R_2$  (Sta Perak) = 45 mm
  - $R_3$  (Sta Gubeng) = 98 mm
 Curah hujan wilayah 21 Desember 2001:  
 $\bar{R} = (45 \text{ mm} \times 0,192) + (80 \text{ mm} \times 0,408) + (98 \text{ mm} \times 0,40)$

$$\bar{R} = 80,5 \text{ mm}$$

- $R_{3\max}$  (Sta Perak) di tahun 2001 = 100 mm, terjadi pada tanggal 20 Juli, maka di tanggal yang sama, nilai hujan tiap stasiun adalah:

$$R_2 \text{ (Sta Kedung cowek)} = 36 \text{ mm}$$

$$R_3 \text{ (Sta Gubeng)} = 20 \text{ mm}$$

Curah hujan wilayah 21 Desember 2001:

$$\bar{R} = (100 \text{ mm} \times 0,192) + (36 \text{ mm} \times 0,408) + (20 \text{ mm} \times 0,40)$$

$$\bar{R} = 41.9 \text{ mm}$$

Dari perhitungan curah hujan wilayah diatas, maka untuk mengetahui curah hujan wilayah pada tahun 2001 adalah dipilih yang terbesar yaitu 80,5 mm. Curah hujan wilayah tiap tahun bisa dilihat pada Tabel 4.2 .

**Tabel 4.2** Curah Hujan Rata- Rata Daerah

TAHUN	Tgl	Bln	perak	kedung cowek	gubeng	R	CH MAX
			0.192	0.408	0.40		
2001	21	DES	30	65	120	80.3	80.5
	17	APRIL	45	80	98	80.5	
	20	JULI	100	36	20	41.9	
2002	29	JAN	142.5	21	22	44.7	96.1
	30	JAN	30	187	35	96.1	
	31	JAN	21	22	170	81.0	
2003	9	FEB	99	6	4	23.0	51.3
	31	JAN	1	64.5	32	39.3	
	27	NOP	49	36	68	51.3	
2004	4	MAR	172	25	45	61.2	61.2
	31	JAN	1	100	32	53.8	
	27	NOP	0	0	86	34.4	
2005	19	OKT	81	0	3	16.7	62.5
	15	DES	8	64	31	40.1	
	13	DES	17	58	89	62.5	
2006	8	FEB	95	0	52	39.0	78.1
	30	DES	1	72	88	64.8	
	14	JAN	80	50	106	78.1	

Lanjutan **Tabel 4.2** Curah Hujan Rata- Rata Daerah

TAHUN	Tgl	Bln	perak	kedung cowek	gubeng	R	CH MAX
			0.192	0.408	0.40		
2007	17	DES	89	0	0	17.1	64.8
	31	MAR	2	64	70	54.5	
	18	DES	19	48	104	64.8	
2008	1	JAN	53	0	0	10.2	71.1
	16	JAN	0	84	92	71.1	
	14	DES	41	37	98	62.1	
2009	3	DES	92	0	0	17.7	53.1
	5	DES	0	100	13	46.0	
	28	NOP	34	30	86	53.1	
2010	2	DES	109	0	6	23.3	92.6
	3	DES	0	123	106	92.6	
	3	DES	0	123	106	92.6	
2011	3	DES	110	20	12	34.1	77.1
	9	NOP	65	79	81	77.1	
	9	NOP	65	79	81	77.1	
2012	8	FEB	93.7	39	47	52.7	52.7
	27	DES	6	51	68	49.2	
	16	JAN	3	48	70	48.2	
2013	13	DES	129	73	0	54.6	57.1
	13	DES	129	73	0	54.6	
	16	JAN	0	43	99	57.1	
2014	3	DES	102.5	53	20	49.3	49.3
	6	DES	45.6	62	30	46.1	
	7	JAN	0	23	82.5	42.4	
2015	20	JAN	139.6	41	0	43.5	47.5
	29	JAN	83.9	54	21	46.6	
	5	MAR	33.2	41	61	47.5	

**Tabel 4.3** Curah Hujan Maksimum

<b>TAHUN</b>	<b>CURAH HUJAN MAX (mm)</b>
2001	80.48
2002	96.13
2003	51.28
2004	61.20
2005	62.52
2006	78.14
2007	64.81
2008	71.08
2009	53.15
2010	92.60
2011	77.11
2012	52.69
2013	57.13
2014	49.31
2015	47.50

#### **4.1.2 Curah Hujan Rencana**

Curah hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan dengan suatu kemungkinan terjadi pada periode ulang tertentu. Periode ulang (*return period*) diartikan sebagai waktu yang diduga, dimana hujan atau debit dengan besaran tertentu akan disamai atau dilampaui sekali dalam jangka waktu tertentu.

**Tabel 4.4** Perhitungan Parameter Dasar Statistik

TAHUN	CURAH HUJAN MAKS (mm)	$X_i$ (urut)	$(X_i - \bar{X})$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
2001	80.48	96.13	29.79	887.34	26432.43	787377.24
2002	96.13	92.60	26.26	689.64	18110.54	475599.98
2003	51.28	80.48	14.13	199.79	2824.02	39916.91
2004	61.20	78.14	11.79	139.09	1640.42	19346.64
2005	62.52	77.11	10.77	116.01	1249.55	13458.73
2006	78.14	71.08	4.74	22.42	106.19	502.87
2007	64.81	64.81	-1.53	2.34	-3.57	5.46
2008	71.08	62.52	-3.82	14.60	-55.81	213.30
2009	53.15	61.20	-5.14	26.42	-135.79	697.97
2010	92.60	57.13	-9.22	84.92	-782.52	7210.95
2011	77.11	53.15	-13.20	174.13	-2297.72	30320.02
2012	52.69	52.69	-13.65	186.26	-2542.08	34693.87
2013	57.13	51.28	-15.06	226.78	-3415.22	51430.91
2014	49.31	49.31	-17.03	290.02	-4938.98	84110.41
2015	47.50	47.50	-18.85	355.18	-6693.85	126154.16

$$\begin{aligned}\Sigma X_i &= 995,13 \\ n &= 15\end{aligned}$$

### Perhitungan Parameter Dasar Statistik

➤ Perhitungan Nilai Rata-Rata

$$\bar{X} = \frac{\Sigma X_i}{n}$$

$$\bar{X} = \frac{995,13}{15} = 66,34$$

➤ Perhitungan Standart Deviasi

$$Sd = \sqrt{\frac{\Sigma(Xi-\bar{X})^2}{n-1}}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{3414,95}{15-1}}$$

$$Sd = 15,618$$

$$Sd^3 = 3809,647$$

$$Sd^4 = 59499,461$$

➤ Perhitungan Skewness Coefisien

$$Cs = \frac{n \Sigma(Xi-\bar{X})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3}$$

$$Cs = \frac{15 \times 29497,60}{(15-1)(15-2) 3809,647}$$

$$Cs = 0,638$$

➤ Perhitungan Kurtosis Coefisien

$$Ck = \frac{n^2 \Sigma(Xi-\bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4}$$

$$Ck = \frac{225 \times 1671039,42}{(15-1)(15-2)(15-3) 59499,461}$$

$$Ck = 2,893$$

➤ Perhitungan Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}}$$

$$Cv = \frac{15,618}{66,34}$$

$$Cv = 0,235$$

➤ Perhitungan Koefisien Variasi metode Log Normal

$$Cs = Cv^3 + 3Cv$$

$$= 0,235^3 + 3 \cdot 0,235$$

$$= 0,72$$

$$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$$

$$= 0,235^8 + 6 \cdot 0,235^6 + 15 \cdot 0,235^4 + 16 \cdot 0,235^2 + 3$$

$$= 3,93$$

Dari perhitungan parameter diatas, dipilih jenis distribusi yang sesuai untuk digunakan dalam tugas akhir ini dapat dilihat pada Tabel 4.5

**Tabel 4.5** Pemilihan Distribusi Curah Hujan

No	Distribusi	Persyaratan	Hasil Hitungan	keterangan
1	Normal	$Cs = 0$	0,638	tidak diterima
		$Ck = 3$	2,893	
2	Log Normal	$Cs = Cv^3 + 3Cv$	0,72	tidak diterima
		$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$	3,93	
3	Gumbel	$Cs = 1,14$	0,638	tidak diterima
		$Ck = 5,4$	2,893	
4	log pearson III	Selain dari nilai diatas/fleksibel		<b>Diterima</b>

(Sumber : Bambang Triatmodjo, 2009)

Berdasarkan pengujian tersebut maka pemilihan jenis distribusi yang sesuai adalah metode Log Person Type III.

#### 4.1.2.1 Metode Distribusi Log Person Type III

Dari perhitungan parameter pemilihan distribusi curah hujan, untuk menghitung curah hujan rencana digunakan metode distribusi Log Person Type III. Perhitungan curah hujan rencana dengan metode distribusi Log Person Type III, adalah sebagai berikut :



**Tabel 4.6** Perhitungan Metode Log Person Type III

No	Tahun	Xi	Log Xi	Log Xi - Log Xrata	(Log Xi - Log X) <sup>2</sup>	(Log Xi - Log X) <sup>3</sup>
1	2001	96.13	1.983	0.172	0.02954	0.00508
2	2002	92.60	1.967	0.156	0.02422	0.00377
3	2003	80.48	1.906	0.095	0.00896	0.00085
4	2004	78.14	1.893	0.082	0.00670	0.00055
5	2005	77.11	1.887	0.076	0.00580	0.00044
6	2006	71.08	1.852	0.041	0.00166	0.00007
7	2007	64.81	1.812	0.001	0.00000	0.00000
8	2008	62.52	1.796	-0.015	0.00022	0.00000
9	2009	61.20	1.787	-0.024	0.00059	-0.00001
10	2010	57.13	1.757	-0.054	0.00293	-0.00016
11	2011	53.15	1.725	-0.086	0.00731	-0.00063
12	2012	52.69	1.722	-0.089	0.00796	-0.00071
13	2013	51.28	1.710	-0.101	0.01021	-0.00103
14	2014	49.31	1.693	-0.118	0.01393	-0.00164
15	2015	47.50	1.677	-0.134	0.01805	-0.00242

- Perhitungan Nilai rata –rata

$$\begin{aligned}\overline{\text{Log X}} &= \frac{\sum \text{Log X}}{n} \\ &= \frac{27,165}{15} = 1,811\end{aligned}$$

- Perhitungan Standart Deviasi

$$\begin{aligned}\text{Sd log X} &= \sqrt{\frac{\sum (\text{Log Xi} - \overline{\text{log X}})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{0,138}{14}} = 0,099\end{aligned}$$

- Perhitungan Koefisien kemencengan (Koefisien Skewness)

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

$$= \frac{15 \times (0,004)}{14 \times 13 \times 0,00098} = 0,348$$

Dengan menggunakan rumus dibawah ini dapat ditentukan curah hujan rencana

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + K. (\overline{Sd \log X})$$

Untuk nilai k pada perhitungan curah hujan rencana, didapat dari tabel Nilai k Distribusi Person tipe III seperti pada gambar 4.7 berikut ini dengan cara interpolasi berdasarkan nilai  $C_s = 0,348$

**Tabel 4.7** Nilai K untuk Distribusi Log Person Type III

COEFFICIENT G (Cs)	PERIODE							
	1.0101	2	5	10	25	50	100	200
	PELUANG							
	99	50	20	10	4	2	1	0.5
2,0	-0.99	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.8	-1.087	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.6	-1.197	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.78	3.388	3.99
1.4	-1.318	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.2	-1.449	-0.195	0.732	1.34	2.087	2.626	3.149	3.661
1,0	-1.588	-0.164	0.758	1.34	2.043	2.542	3.022	3.489
0.8	-1.733	-0.132	0.78	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.6	-1.88	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.4	-2.029	-0.066	0.816	1.317	1.88	2.261	2.615	2.949
0.2	-2.178	-0.033	0.83	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0	-2.326	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.2	-2.472	0.033	0.85	1.258	1.68	1.945	2.178	2.388
-0.4	-2.615	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.6	-2.755	0.099	0.857	1.2	1.528	1.72	1.88	2.016
-0.8	-2.891	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837

( Sumber: Soewarno, 1995)

## Berikut Perhitungan Metode Log Person Type III

- Periode 2 tahun

$$C_s = 0,4 \rightarrow K = -0,066$$

$$C_s = 0,2 \rightarrow K = -0,033$$

$$K = -0,066 + \left( \frac{0,348-0,4}{0,2-0,4} \right) (-0,033 - (-0,066))$$

$$K = -0,057$$

$$\text{Log } X_2 = \overline{\text{Log } X} + K \cdot (\overline{\text{Sd log } X})$$

$$\text{Log } X_2 = 1,811 + (-0,057) \cdot (0,099)$$

$$X_2 = 63,87\text{mm}$$

- Periode 5 tahun

$$C_s = 0,4 \rightarrow K = 0,816$$

$$C_s = 0,2 \rightarrow K = 0,830$$

$$K = -0,816 + \left( \frac{0,348-0,4}{0,2-0,4} \right) (0,830 - 0,816)$$

$$K = 0,819$$

$$\text{Log } X_5 = \overline{\text{Log } X} + K \cdot (\overline{\text{Sd log } X})$$

$$\text{Log } X_5 = 1,811 + (0,819) \cdot (0,099)$$

$$X_5 = 78,05\text{mm}$$

- Periode 10 tahun

$$C_s = 0,4 \rightarrow K = 1,317$$

$$C_s = 0,2 \rightarrow K = 1,301$$

$$K = 1,317 + \left( \frac{0,348-0,4}{0,2-0,4} \right) (1,301 - 1,317)$$

$$K = 1,312$$

$$\text{Log } X_{10} = \overline{\text{Log } X} + K \cdot (\overline{\text{Sd log } X})$$

$$\text{Log } X_{10} = 1,811 + (1,312) \cdot (0,099)$$

$$X_{10} = 87,37\text{mm}$$

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.8

**Tabel 4.8** Perhitungan Metode Log Person Type III

Periode Ulang	$C_s$	k	Log Xrata	Slogx	Log x	X
2	0.34815	-0.057	1.811	0.099	1.805	63.87
5	0.34815	0.820	1.811	0.099	1.892	78.05
10	0.34815	1.313	1.811	0.099	1.941	87.37

Dari hasil perhitungan Log Person Tipe III didapat nilai curah hujan rencana. Dapat dilihat pada tabel 4.9 berikut ini :

**Tabel 4.9** Nilai Curah Hujan Rencana

Periode Ulang	R
2	63.87
5	78.05
10	87.37

#### 4.1.3 Uji Kecocokan Distribusi

Ada dua cara yang dapat dilakukan untuk menguji apakah jenis distribusi yang dipilih sesuai dengan data yang ada, yaitu :

- a) Uji Chi- kuadrat
- b) Uji Smirnov-Kolmogorof

##### 4.1.3.1 Uji Chi Kuadrat

Perhitungan Uji Chi Kuadrat :

- Jumlah data ( n ) = 15
- Interval Kelas (G) =  $1 + 3,322 \log (n)$   
=  $1 + 3,322 \log (13)$   
=  $4,91 \approx 5$
- Interval Peluang (P) = 0,20
- Derajat kebebasan (dk) =  $G-(R+1)$   
R = Untuk distribusi normal dan binomial R = 2,  
Untuk distribusi poisson R = 1

**Tabel 4.10** Perhitungan Chi-Kuadrat untuk *Log Pearson tipe III*

Peringkat (m)	$X_i$	Peluang $P = m/(n+1)$
1	1.983	6.250%
2	1.967	12.50%
3	1.906	18.75%
4	1.893	25.00%
5	1.887	31.25%
6	1.852	37.50%
7	1.812	43.75%
8	1.796	50.00%
9	1.787	56.25%
10	1.757	62.50%
11	1.725	68.75%
12	1.722	75.00%
13	1.710	81.25%
14	1.693	87.50%
15	1.677	93.75%

- $D_k = 5 - (2+1) = 2$
- $E_i = Ei = \frac{n}{G} = \frac{15}{5} = 3$
- Nilai batas :  

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + K. (\overline{\text{Sd log } X})$$
  - Peluang = 0,2  
 $K = 0,84$   
 $X = 1,811 + 0,84 \times 0,099 = 1,894$
  - Peluang = 0,4  
 $K = 0,25$   
 $X = 1,811 + 0,25 \times 0,099 = 1,836$
  - Peluang = 0,6  
 $K = -0,25$   
 $X = 1,811 + (-0,25) \times 0,099 = 1,786$
  - Peluang = 0,8  
 $K = -0,84$

$$\begin{aligned}
 X &= 1,811 + (-0,84) \times 0,099 = 1,728 \\
 - \text{Peluang} &= 1,0 \\
 K &= -3,05 \\
 X &= 1,811 + (-3,05) \times 0,099 = 1,508
 \end{aligned}$$

Nilai k didapat dari tabel variabel reduksi *Gauss* pada tabel 4.11

**Tabel 4.11** Nilai Variabel Reduksi Gauss

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

(Sumber: Soewarno, 1995)

- Menentukan Chi Kuadrat hitung  
Chi Kuadrat Hitung ( $X^2$ )

$$X^2 = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Contoh perhitungan :

$$X^2 = \sum \frac{(5 - 3)^2}{3}$$

$$X^2 = 1,33$$

Untuk perhitungan chi-kuadrat hitung bisa dilihat pada Tabel 4.12.

**Tabel 4.12** Perhitungan Chi-Kuadrat hitung

sub kelompok	peluang	k	nilai batas	O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	(O <sub>i</sub> - E <sub>i</sub> ) <sup>2</sup>	x <sup>2</sup>
1	0.20	0.84	1.508 < x ≤ 1.728	5	3	4	1.33
2	0.40	0.25	1.728 < x ≤ 1.786	1	3	4	1.33
3	0.60	-0.25	1.786 < x ≤ 1.836	3	3	0	0.00
4	0.80	-0.84	1.836 < x ≤ 1.894	3	3	0	0.00
5	1.00	-3.05	x > 1.894	3	3	0	0.00
Σ				15	12	8	2.67

Nilai chi kuadrat hitung = 2,67

Derajat Kepercayaan (α) = 5 %

Derajat Kebebasan (dk) = 2

Chi teoritis (tabel 4.13) = 5,991

Perhitungan akan diterima apabila nilai Chi-Kuadrat teoritis > nilai Chi-Kuadrat hitung. Dari perhitungan diatas diperoleh nilai 5,991 > 2,67, sehingga perhitungan diterima.

**Tabel 4.13** Nilai chi kuadrat teoritis Uji Chi-Square

dk	α Derajat Kepercayaan					
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,01
1	0,00003	0,0001	0,0009	0,00393	3,841	6,635
2	0,010	0,0201	0,0506	0,103	5,991	9,210
3	0,071	0,115	0,216	0,352	7,815	11,345
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	13,277
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	15,086
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	16,812
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	18,475
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	20,090
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	21,666

( Sumber : Soewarno, 1995)

#### 4.1.3.2 Uji Smirnov Kolmogorof

Pengujian ini dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik yang telah dianalisa. Pengambilan keputusan uji ini diambil  $D_{maks} < D_0$ . Perhitungan uji *Smirnov Kolmogorov* bisa dilihat pada Tabel 4.14

**Tabel 4.14** Perhitungan *Smirnov-Kolmogorov* untuk *Log Pearson Tipe III*

Peringkat (m)	$P = m/(n+1)$	$P(X<)$	$f(t)$	$P'(X)$	$P'(X<)$	D
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
1	0.063	0.938	1.73	0.0418	0.9582	0.021
2	0.125	0.875	1.57	0.0582	0.9418	0.067
3	0.188	0.813	0.95	0.1711	0.8289	0.016
4	0.250	0.750	0.82	0.2061	0.7939	0.044
5	0.313	0.688	0.77	0.2206	0.7794	0.092
6	0.375	0.625	0.41	0.3409	0.6591	0.034
7	0.438	0.563	0.01	0.4960	0.5040	-0.059
8	0.500	0.500	-0.15	0.5596	0.4404	-0.060
9	0.563	0.438	-0.24	0.5948	0.4052	-0.032
10	0.625	0.375	-0.55	0.7088	0.2912	-0.084
11	0.688	0.313	-0.86	0.8051	0.1949	-0.118
12	0.750	0.250	-0.90	0.8159	0.1841	-0.066
13	0.813	0.188	-1.02	0.8461	0.1539	-0.034
14	0.875	0.125	-1.19	0.8830	0.1170	-0.008
15	0.938	0.063	-1.35	0.9115	0.0885	0.026
					<b>Dmax</b>	<b>0.092</b>

Kolom 1 : peringkat (data diurutkan dari yang terbesar sampai terkecil)

Kolom 2 : Nilai Peluang  $P = m/(n + 1)$



m = peringkat  
n = banyaknya data

Kolom 3 : 1 dikurangi dengan kolom 2

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

Kolom 4 : distribusi normal standar

$$f(t) = \frac{x - \bar{x}}{Sd}$$

Kolom 5 : 1 dikurangi dengan kolom 6

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

Kolom 6 : peluang teoritis yang terjadi

Kolom 7 : selisih antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis :  $D = P'(X <) - P(X <)$

$$\text{Jumlah data (n)} = 15$$

$$\text{Derajat kepercayaan } (\alpha) = 5\%$$

$$D_{\max} = 0,092$$

$$D_o \text{ (tabel 4.15)} = 0,338$$

Dari perhitungan pada tabel 4.14 diperoleh nilai  $D_{\max} = 0,092$  dengan derajat kepercayaan = 5% dan banyaknya data = 15, maka diperoleh nilai  $D_o = 0,338$  (sesuai pada Tabel 4.15). Karena nilai  $D_{\max} < D_o$  ( $0,092 < 0,338$ ), maka persamaan distribusi *Log Pearson Tipe III* diterima.

**Tabel 4.15** Nilai Kritis untuk Uji Smirnov Kolmogorov

N	$\alpha$ (%)				
	20	10	5	2	1
1	0,900	0,950	0,975	0,990	0,995
2	0,684	0,776	0,842	0,900	0,929
3	0,565	0,636	0,708	0,785	0,829
4	0,493	0,565	0,624	0,689	0,734
5	0,447	0,509	0,563	0,627	0,669
6	0,410	0,468	0,519	0,577	0,617
7	0,381	0,436	0,483	0,538	0,576
8	0,359	0,410	0,454	0,507	0,542
9	0,339	0,387	0,430	0,480	0,513
10	0,323	0,369	0,409	0,457	0,486
11	0,308	0,352	0,391	0,437	0,468
12	0,296	0,338	0,375	0,419	0,449
13	0,285	0,325	0,361	0,404	0,432
14	0,275	0,314	0,349	0,390	0,418
15	0,266	0,304	0,338	0,377	0,404

(Sumber : Soewarno,1995)

Dari hasil perhitungan curah hujan rencana yang didapat Dapat diterima dengan pengujian *chi kuadra dan smirnov*.

#### 4.1.4 Perhitungan Distribusi Hujan

Peritungan distribusi hujan menggunakan persamaan berikut:

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \times \left( \frac{t}{t_{ke} - n} \right)^{2/3}$$

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

Dimana :

R<sub>24</sub> : Tinggi hujan hasil perhitungan *log pearson* tipe III (mm)

R<sub>t</sub> : Tinggi hujan pada waktu ke -t (mm)

R<sub>t'</sub> : Tinggi hujan pada waktu ke-t

t : Waktu yang digunakan = 5 jam (karena lama hujan di Surabaya paling lama adalah 5 jam)

contoh perhitungan PUH 2 tahun pada jam ke 2:

$$R_2 = \frac{63,87 \text{ mm}}{5} \times \left(\frac{5}{2}\right)^{2/3} = 23,53 \text{ mm}$$

$$R'_2 = 2\text{jam} \times 23,53 \text{ mm} - (2 - 1) \cdot (37,35) = 9,71 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan tinggi hujan pada jam ke-t dapat ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 4.16** Tinggi Hujan pada Jam ke-t

Rt	PUH			Rt'	PUH		
	2	5	10		2	5	10
jam	mm			Jam	mm		
1	37.35	45.65	51.10	1	37.35	45.65	52.10
2	23.53	28.76	32.19	2	9.71	11.86	13.28
3	17.96	21.94	24.56	3	6.81	8.32	9.32
4	14.82	18.11	20.28	4	5.42	6.63	7.42
5	12.77	15.61	17.47	5	4.58	5.60	6.26

#### 4.1.5 Koefisien Pengaliran

Dalam perhitungan debit banjir rencana perlu dihitung terlebih dahulu nilai koefisien pengaliran yang besarnya tergantung pada tata guna lahan. Perhitungan nilai koefisien pengaliran untuk Tambak Wedi

➤ Perhitungan koefisien pengaliran Pegirian

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

$$C_{gab} = \frac{(5,76 \cdot 0,6) + (2,64 \cdot 0,5) + (0,41 \cdot 0,25) + (0,38 \cdot 0,7) + (0,19 \cdot 0,1)}{9,37}$$

$$= 0,551$$

perhitungan nilai koefisien dapat ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 4.17** Perhitungan Koefisien Pengaliran Pegirian

Lahan	Luas Area (km <sup>2</sup> )	Koefisien Pengaliran ( C )	A. C	C gabungan
Pemukiman	5.76	0.6	3.453	0.551
Industri / Perdagangan	2.64	0.5	1.321	
Fasilitas Umum / Kampus	0.41	0.25	0.102	
Jalan aspal	0.38	0.7	0.266	
Rerumputan	0.19	0.1	0.019	
<b>Σ A</b>	<b>9.37</b>	<b>Σ A.C</b>	<b>5.161</b>	

➤ Perhitungan koefisien pengaliran Tambak Wedi

$$C_{gab} = \frac{(4,33.0,6) + (2,08.0,5) + (0,32.0,25) + (0,50.0,7) + (0,15.0,1)}{7,37}$$

$$= 0,553$$

**Tabel 4.18** Perhitungan Koefisien Pengaliran Tambak Wedi

Lahan	Luas Area (km <sup>2</sup> )	Koefisien Pengaliran ( C )	A. C	C gabungan
Pemukiman	4.33	0.6	2.597	0.553
Industri / Perdagangan	2.08	0.5	1.039	
Fasilitas Umum / Kampus	0.32	0.25	0.080	
Jalan aspal	0.50	0.7	0.349	
Rerumputan	0.15	0.1	0.015	
<b>Σ A</b>	<b>7.37</b>	<b>Σ C. A</b>	<b>4.080</b>	

#### 4.1.6 Perhitungan Curah Hujan efektif

Besarnya curah hujan efektif dinyatakan dalam rumus :

$$R_{eff} = C \cdot R_t'$$

Contoh Perhitungan Curah Hujan efektif

➤ PUH 2 tahun

$$R_1 = 0,551 \times 37,35 = 20,57\text{mm}$$

$$R_2 = 0,551 \times 9,71 = 5,35\text{mm}$$

$$R_3 = 0,551 \times 6,81 = 3,75\text{mm}$$

$$R_4 = 0,551 \times 5,42 = 2,99\text{mm}$$

$$R_5 = 0,551 \times 4,58 = 2,52\text{mm}$$

Maka besarnya curah hujan efektif Pegirian dan Tambak wedi dapat dilihat pada tabel 4.19 dan 4.20

**Tabel 4.19** Perhitungan Curah Hujan Efektif Pegirian

Durasi Hujan	Rt'			Koefisien Pengaliran Pegirian	Reff		
	2	5	10		2	5	10
1	37.35	45.65	51.10	0.551	20.57	25.13	28.14
2	9.71	11.86	13.28	0.551	5.35	6.53	7.31
3	6.81	8.32	9.32	0.551	3.75	4.58	5.13
4	5.42	6.63	7.42	0.551	2.99	3.65	4.08
5	4.58	5.60	6.26	0.551	2.52	3.08	3.45

**Tabel 4.20** Perhitungan Curah Hujan Efektif Tambak Wedi

Durasi Hujan	Rt'			Koefisien Pengaliran Pegirian	Reff		
	2	5	10		2	5	10
1	37.35	45.65	51.10	0.553	20.67	25.26	28.27
2	9.71	11.86	13.28	0.553	5.37	6.57	7.35
3	6.81	8.32	9.32	0.553	3.77	4.61	5.16
4	5.42	6.63	7.42	0.553	3.00	3.67	4.10
5	4.58	5.60	6.26	0.553	2.53	3.10	3.47

#### 4.1.7 Analisa Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana adalah debit banjir yang digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat pengamatan bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan nilai kemungkinan terjadinya banjir terbesar.

##### 4.1.7.1 Hidrograf Satuan

Hidrograf adalah metode yang digunakan untuk memperkirakan banjir rencana (Bambang Triatmodjo, 2010). Perhitungan banjir rencana pada evaluasi sistem drainase Tambak Wedi dengan menggunakan hidrograf metode *Nakayasu*. Data yang digunakan dalam perhitungan hidrograf adalah sebagai berikut:

##### a) Perhitungan Hidrograf pada Hilir Sal. Pegirian (P1)

$$\text{Luas DAS (A) Pegirian} = 9,372 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai (L)} = 7,88 \text{ km}$$

$$\text{Koefisien Pengaliran (C)} = 0,551$$

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

$$\text{Tinggi hujan satuan (R}_0) = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Satuan waktu hujan (t}_r) = 1 \text{ jam}$$

Dengan beberapa data seperti diberikan di atas dihitung beberapa parameter berikut ini :

- Menentukan waktu konsentrasi ( $T_g$ )

$$T_g = 0,21 \cdot L^{0,7} \quad \rightarrow \text{ untuk } L \leq 15 \text{ km}$$

$$= 0,21 \cdot 7,88^{0,7}$$

$$= 0,891 \text{ jam}$$

- Menentukan tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir ( $T_p$ )

$$T_p = T_g + 0,8 \cdot t_r$$

$$= 0,891 + 0,8 \times 1$$

$$= 1,691 \text{ jam}$$

- Menentukan waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, ( $T_{0,3}$ )

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

$$= 2 \times 0,891$$

$$= 1,78 \text{ jam}$$

- Menentukan debit puncak banjir ( $Q_p$ )

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

$$Q_p = \frac{9,372 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 1,691 + 1,782)}$$

$$Q_p = 1,149 \text{ m}^3/\text{det}$$

Bentuk Hidrograf satuan diberikan oleh persamaan berikut :

- Kurva Naik ( $0 < t < T_p$ )

Pada saat  $t = 0,1$

$$Q_t = Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4}$$

$$= 1,137 \left(\frac{0,1}{1,691}\right)^{2,4}$$

$$= 0,061$$

- Kurva Turun ( $T_p < t < T_p + T_{0,3}$ )

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

$$= 1,148 \cdot 0,3^{(0,1-1,691)/1,78}$$

$$= 0,923$$

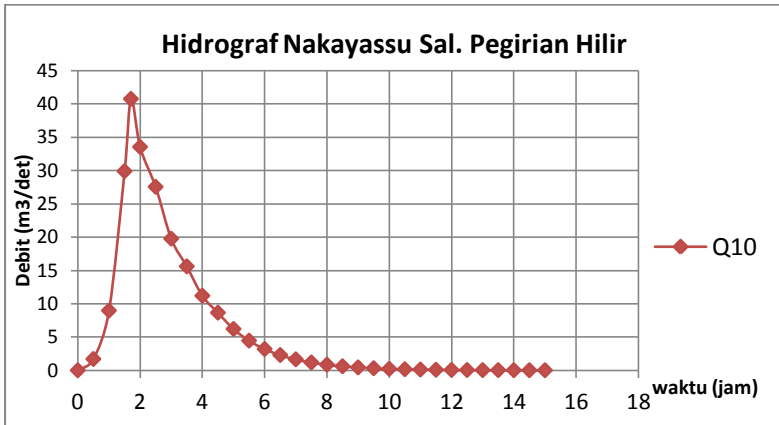
Perhitungan hidrograf debit banjir periode ulang 10 tahun dengan metode *Nakayasu*, ditabelkan dalam tabel 4.21 :

**Tabel 4.21** Perhitungan Hidrograf Banjir  $Q_{10}$  Hilir Sal. Pegirian

waktu	UH	Hujan efektif					Q10
		R1	R2	R3	R4	R5	
jam	m3/s	28.136	7.313	5.130	4.084	3.449	m3/s
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0.0	0.000	0.000					0.000
0.5	0.061	1.719					1.719
1.0	0.322	9.072	0.000				9.072
1.5	0.853	24.006	6.24				30.246
<b>1.691</b>	1.149	32.34	8.41				<b>40.682</b>
2.0	0.923	25.965	6.75	0.000			32.714
2.5	0.658	18.520	4.81	3.377			26.711
3.0	0.470	13.210	3.43	2.409	0.000		19.052
3.5	0.335	9.423	2.45	1.718	1.368		14.957
4.0	0.239	6.721	1.75	1.225	0.976	0.000	10.669
4.5	0.170	4.794	1.25	0.874	0.696	0.588	8.197
5.0	0.122	3.419	0.89	0.623	0.496	0.419	5.847
5.5	0.087	2.439	0.63	0.445	0.354	0.299	4.171
6.0	0.062	1.740	0.45	0.317	0.253	0.213	2.975
6.5	0.044	1.241	0.32	0.226	0.180	0.152	2.122
7.0	0.031	0.885	0.23	0.161	0.128	0.108	1.513
7.5	0.022	0.631	0.16	0.115	0.092	0.077	1.080
8.0	0.016	0.450	0.12	0.082	0.065	0.055	0.770
8.5	0.011	0.321	0.08	0.059	0.047	0.039	0.549
9.0	0.008	0.229	0.06	0.042	0.033	0.028	0.392
9.5	0.006	0.163	0.04	0.030	0.024	0.020	0.279
10.0	0.004	0.117	0.03	0.021	0.017	0.014	0.199
10.5	0.003	0.083	0.02	0.015	0.012	0.010	0.142
11.0	0.002	0.059	0.02	0.011	0.009	0.007	0.101
11.5	0.002	0.042	0.01	0.008	0.006	0.005	0.072
12.0	0.001	0.030	0.01	0.006	0.004	0.004	0.052
12.5	0.001	0.022	0.01	0.004	0.003	0.003	0.037
13.0	0.001	0.015	0.00	0.003	0.002	0.002	0.026
13.5	0.000	0.011	0.00	0.002	0.002	0.001	0.019
14.0	0.000	0.008	0.00	0.001	0.001	0.001	0.013
14.5	0.000	0.006	0.00	0.001	0.001	0.001	0.010
15.0	0.000	0.004	0.00	0.001	0.001	0.000	0.007



- Kolom 1 : waktu (jam)  
 Kolom 2 : ordinat unit hidrograph  
 Kolom 3 : ordinat hidrograph hujan jam pertama = kolom 2 x hujan efektif jam ke-1  
 Kolom 4 : ordinat hidrograph hujan jam kedua = kolom 2 x hujan efektif jam ke-2 dan digeser 1 jam  
 Kolom 5 : ordinat hidrograph hujan jam ketiga = kolom 2 x hujan efektif jam ke-3 dan digeser 2 jam  
 Kolom 6 : ordinat hidrograph hujan jam keempat = kolom 2 x hujan efektif jam ke-4 dan digeser 3 jam  
 Kolom 7 : Hidrograf total = Penjumlahan kolom 3 sampai kolom 6



**Gambar 4.2.** Hidrograf Banjir saluran Primer Pegirian

Berikut nilai debit puncak banjir Pegirian pada tiap station :

**Tabel 4.22** Perhitungan Nilai Debit Puncak Sal. Primer Pegirian

STA	Luas	panjang saluran	Tg	Tp	T0,3	Qp	Tp+T0,3	Q10
	km <sup>2</sup>	km	jam	jam	jam	m <sup>3</sup> /s	jam	m <sup>3</sup> /s
P1	0.57	0.2	0.07	0.87	0.14	0.40	1.00	11.39
P2	1.03	0.35	0.10	0.90	0.20	0.61	1.10	15.50
P3	1.29	1.3	0.25	1.05	0.50	0.44	1.56	15.54
P4	1.51	1.45	0.27	1.07	0.54	0.49	1.62	16.23
P5	1.78	3.25	0.48	1.28	0.96	0.37	2.24	17.11
P6	2.41	4.05	0.56	1.36	1.12	0.44	2.48	17.21
P7	5.11	4.45	0.60	1.40	1.19	0.88	2.59	31.19
P8	6.77	5.33	0.68	1.48	1.36	1.05	2.83	37.07
P9	7.69	6.23	0.76	1.56	1.51	1.08	3.07	38.30
P10	8.52	7.03	0.82	1.62	1.64	1.11	3.27	39.36
P11	9.04	7.33	0.85	1.65	1.69	1.14	3.34	40.32
P12	9.37	7.88	0.89	1.69	1.78	1.14	3.47	40.68

**b) Perhitungan Hidrograf pada Hilir Sal Primer Tambak Wedi**

Luas DAS (A) Tambak Wedi	= 7,373 km <sup>2</sup>
Panjang sungai (L)	= 5,26 km
Koefisien Pengaliran (C)	= 0,553
Koefisien ( $\alpha$ )	= 2
Tinggi hujan satuan (R <sub>0</sub> )	= 1 mm
Satuan waktu hujan (tr)	= 1 jam

Dengan beberapa data seperti diberikan di atas dihitung beberapa parameter berikut ini :

- Menentukan waktu konsentrasi ( $T_g$ )

$$T_g = 0,21 \cdot L^{0,7} \rightarrow \text{untuk } L \leq 15 \text{ km}$$

$$= 0,21 \cdot 5,26^{0,7}$$

$$= 0,671 \text{ jam}$$

- Menentukan tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir ( $T_p$ )

$$T_p = T_g + 0,8 \cdot t_r$$

$$= 0,671 + 0,8 \times 1$$

$$= 1,471 \text{ jam}$$

- Menentukan waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, ( $T_{0,3}$ )

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha \cdot T_g \\ &= 2 \times 0,671 \\ &= 1,34 \text{ jam} \end{aligned}$$

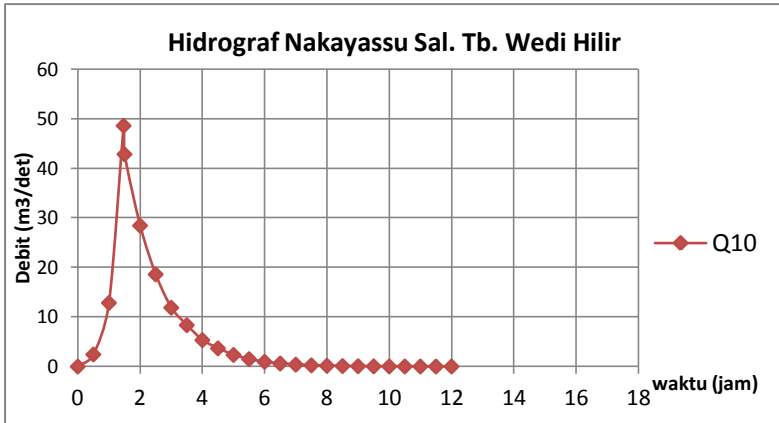
- Menentukan debit puncak banjir ( $Q_p$ )

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A \cdot R_0}{3,6 \times (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} \\ Q_p &= \frac{7,373 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 1,471 + 1,34)} \\ Q_p &= 1,148 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Perhitungan hidrograf debit banjir periode ulang 10 tahun Tambak Wedi dengan metode *Nakayasu*, ditabelkan dalam tabel 4.23:

**Tabel 4.23** Perhitungan Hidrograf Banjir  $Q_{10}$  Hilir Sal. Tambak Wedi

waktu	UH	Hujan efektif					Q10
		R1	R2	R3	R4	R5	
jam	m <sup>3</sup> /s	28.274	7.349	5.155	4.104	3.466	m <sup>3</sup> /s
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0.0	0.000	0.000					0.000
0.5	0.086	2.435					2.435
1.0	0.454	12.850	0.000				12.850
<b>1.471</b>	1.148	32.462	16.15				<b>48.612</b>
1.5	1.119	31.636	11.22				42.856
2.0	0.715	20.205	8.25	0.000			28.455
2.5	0.456	12.904	3.35	2.353			18.611
3.0	0.291	8.241	2.14	1.503	0.000		11.886
3.5	0.186	5.263	1.37	0.960	0.764		8.355
4.0	0.119	3.362	0.87	0.613	0.488	0.000	5.336
4.5	0.076	2.147	0.56	0.391	0.312	0.263	3.671
5.0	0.048	1.371	0.36	0.250	0.199	0.168	2.345
5.5	0.031	0.876	0.23	0.160	0.127	0.107	1.497
6.0	0.020	0.559	0.15	0.102	0.081	0.069	0.956
6.5	0.013	0.357	0.09	0.065	0.052	0.044	0.611
7.0	0.008	0.228	0.06	0.042	0.033	0.028	0.390
7.5	0.005	0.146	0.04	0.027	0.021	0.018	0.249
8.0	0.003	0.093	0.02	0.017	0.014	0.011	0.159
8.5	0.002	0.059	0.02	0.011	0.009	0.007	0.102
9.0	0.001	0.038	0.01	0.007	0.006	0.005	0.065
9.5	0.001	0.024	0.01	0.004	0.004	0.003	0.041
10.0	0.001	0.015	0.00	0.003	0.002	0.002	0.026
10.5	0.000	0.010	0.00	0.002	0.001	0.001	0.017
11.0	0.000	0.006	0.00	0.001	0.001	0.001	0.011
11.5	0.000	0.004	0.00	0.001	0.001	0.000	0.007
12.0	0.000	0.003	0.00	0.000	0.000	0.000	0.004



**Gambar 4.3.** Hidrograf Banjir saluran Primer Tambak Wedi

Berikut nilai debit puncak banjir Tambak Wedi pada tiap station :

**Tabel 4.24** Perhitungan Nilai Debit Puncak Sal. Primer Tb. Wedi

ST A	Luas	panjang saluran	T <sub>g</sub>	T <sub>p</sub>	T <sub>0,3</sub>	Q <sub>p</sub>	T <sub>p</sub> <sup>+</sup> T <sub>0,3</sub>	Q <sub>10</sub>
	km <sup>2</sup>	km	jam	jam	jam	m <sup>3</sup> /s	jam	m <sup>3</sup> /s
P13	1.18	0.08	0.04	0.84	0.08	0.98	0.93	27.59
P14	2.45	0.20	0.07	0.87	0.14	1.72	1.00	34.13
P15	2.63	0.30	0.09	0.89	0.18	1.63	1.07	34.92
P16	2.77	0.60	0.15	0.95	0.29	1.33	1.24	35.14
P17	2.89	0.79	0.18	0.98	0.36	1.24	1.33	37.43
P18	3.85	1.24	0.24	1.04	0.49	1.33	1.53	37.60
P19	3.94	1.64	0.30	1.10	0.59	1.18	1.69	38.00
P20	4.15	2.54	0.40	1.20	0.81	0.99	2.01	40.90
P21	4.37	2.94	0.45	1.25	0.89	0.96	2.14	41.38
P22	5.63	3.14	0.47	1.27	0.94	1.19	2.20	41.66
P23	5.84	3.44	0.50	1.30	1.00	1.17	2.30	41.69
P24	5.99	3.64	0.52	1.32	1.04	1.16	2.36	42.21
P25	6.23	3.84	0.54	1.34	1.08	1.17	2.42	42.33
P26	6.58	5.04	0.65	1.45	1.30	1.05	2.75	46.05
P27	6.76	5.14	0.66	1.46	1.32	1.07	2.78	47.49
P28	7.37	5.26	0.67	1.47	1.34	1.15	2.81	48.61

c) **Perhitungan Hidrograf pada Saluran Sekunder Kemuning**

Luas DAS (A) Kemuning	= 0,463 km <sup>2</sup>
Panjang sungai (L)	= 0,46 km
Koefisien Pengaliran (C)	= 0,551
Koefisien ( $\alpha$ )	= 2
Tinggi hujan satuan ( $R_0$ )	= 1 mm
Satuan waktu hujan ( $t_r$ )	= 1 jam

Dengan beberapa data seperti diberikan di atas dihitung beberapa parameter berikut ini :

- Menentukan waktu konsentrasi ( $T_g$ )
 
$$T_g = 0,21 \cdot L^{0,7} \quad \rightarrow \text{untuk } L \leq 15 \text{ km}$$

$$= 0,21 \cdot 0,46^{0,7}$$

$$= 0,122 \text{ jam}$$
- Menentukan tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir ( $T_p$ )
 
$$T_p = T_g + 0,8 \cdot t_r$$

$$= 0,122 + 0,8 \times 1$$

$$= 0,922 \text{ jam}$$
- Menentukan waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, ( $T_{0,3}$ )
 
$$T_{0,3} = \alpha \cdot T_g$$

$$= 2 \times 0,122$$

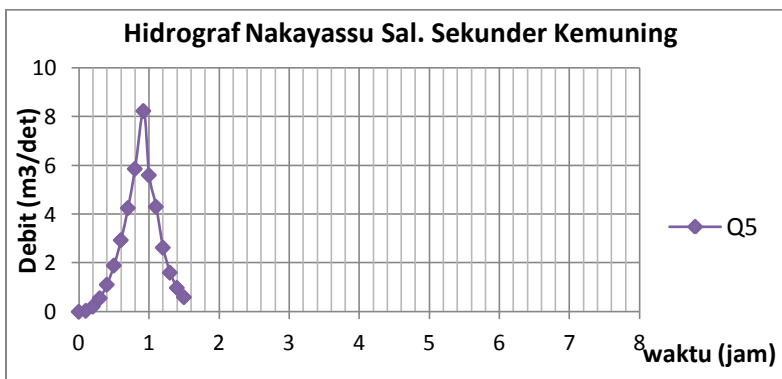
$$= 0,244 \text{ jam}$$
- Menentukan debit puncak banjir ( $Q_p$ )
 
$$Q_p = \frac{A \cdot R_0}{3,6 \times (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{0,46 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 0,922 + 0,244)}$$

$$Q_p = 0,247 \text{ m}^3/\text{det}$$

**Tabel 4.25.** Hidrograf Banjir Q<sub>5</sub> Sal. Sekunder Kemuning

waktu	UH	Hujan efektif					Q <sub>5</sub>
		R1	R2	R3	R4	R5	
jam	m3/s	25.135	6.533	4.583	3.648	3.081	m3/s
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0.0	0.000	0.000					0.000
0.3	0.017	0.420					0.420
<b>0.922</b>	0.247	6.211					<b>6.211</b>
1.0	0.168	4.225	0.000				4.225
1.5	0.014	0.358	0.09				0.451
2.0	0.001	0.030	0.01	0.000			0.038
2.5	0.000	0.003	0.00	0.00			0.004
3.0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000		0.000
3.5	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000		0.000
4.0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
4.5	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
5.0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
5.5	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
6.0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
6.5	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
7.0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000

**Gambar 4.4.** Hidrograf Banjir saluran sekunder Kemuning

**Tabel 4.26.** Nilai Debit Maksimum Tiap Saluran Sekunder

No	Nama Saluran	Debit Maksimum (m <sup>3</sup> /det)	
		Q <sub>2</sub>	Q <sub>5</sub>
1	Kemuning	5.08	6.21
2	Kalisari	3.81	4.65
3	Gembong	2.44	2.98
4	Gembong III	1.53	1.88
5	Sidodadi- simolawang	5.14	6.28
6	Sawah Pulo	2.08	2.54
7	Simokerto	9.68	15.69
8	Simolawang	4.27	6.92
9	Donorejo	2.93	4.75
10	Pegirian Makam	3.61	5.85
11	Wonosari Lor	3.06	3.74
12	Jatisrono	7.43	9.08
13	Tenggumung Baru	4.88	5.96
14	Mrutu Kalianyar	2.65	3.24
15	Sidotopo Wetan	4.46	5.45
16	Bulak Bnateng	3.25	3.97
17	Bulak Bnateng Tengah	2.70	3.30
18	Tambak Sari	7.55	9.23
19	Dharma Rakyat	3.30	4.03
20	Putro agung	9.96	12.17
21	Ploso Bogen	1.73	2.12
22	Taman Putro Agung	1.33	1.63
23	Tambak Jati	2.56	3.13
24	Rangka	1.91	2.33
25	Kapas Madya Timur	2.34	2.87
26	Kapas Madya III	3.38	4.13
27	Kapas Madya x	2.57	3.14
28	Kapas Madya II	7.43	9.08



**Lanjutan Tabel 4.26.** Nilai Debit Maksimum Tiap Saluran

No	Nama Saluran	Debit Maksimum (m <sup>3</sup> /det)	
		Q <sub>2</sub>	Q <sub>5</sub>
29	Tanah Merah 2	1.29	1.58
30	Tanah Merah 1	3.39	4.15
31	Tanah Merah Indah	2.35	2.88
32	Randu Timur	12.49	15.27
33	Randu Barat	4.02	4.92
34	Bulak Bnateng Tengah Selatan	2.75	3.36
35	Tambak Wedi Barat	2.09	2.56
36	Tambak Wedi Utara II	2.83	3.45
37	Bulak Banteng Timur	3.28	4.01
38	Bnadarejo	3.86	4.72
39	Tambak Wedi Utara	2.28	2.78

## 4.2 Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika adalah analisa kapasitas penampung saluran terhadap debit banjir yang terjadi. Analisa hidrolika diperlukan untuk mengetahui apakah kapasitas saluran eksisting mampu menerima banjir rencana.

### 4.2.1 Kapasitas eksisting saluran primer Pegirian

Data saluran Sta 1 yang didapat dari Dinas PU Kota Surabaya

- Lebar dasar saluran (B) = 6,5 m
- Tinggi saluran (H) = 2,07 m
- Kemiringan talud (z) = 0,10
- El. Dasar saluran P1 = +1,365
- El. Dasar saluran P2 = +1,295
- Jarak P1- P2 = 300 m



**Gambar 4.5** Penampang saluran trapesium

- Luas Penampang saluran sta P1 (penampang trapezium )

$$\begin{aligned} A &= (b + z.h)h \\ &= (6,5 + 0,1 \cdot 1,95)1,95 \\ &= 12,02 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Keliling penampang sta P1

$$\begin{aligned} P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 6,5 + 2 \cdot 1,8\sqrt{1 + 0,1^2} \\ &= 10,12 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jari- jari hidrolis penampang sta P1

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ R &= \frac{12,02 \text{ m}^2}{10,12 \text{ m}} = 1,19 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kemiringan dasar saluran

$$I = \frac{\Delta H}{L}$$

Dimana  $\Delta H$  : beda tinggi elevasi di hulu dan hilir  
 $L$  : Jarak antar hulu dan hilir

$$I = \frac{1,365 - 1,295}{300} = 0,000235$$

- Kecepatan saluran penampang saluran patok p1

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{2/3} I^{0,5} \\ V &= \frac{1}{0,02} 1,19^{2/3} 0,000235^{0,5} = 0,86 \text{ m/s} \end{aligned}$$

➤ Debit eksisting

$$Q = V.A$$

$$Q = 0,86 \text{ m/s} \cdot 12,02 \text{ m}^2$$

$$Q_{Eksisting} = 10,34 \text{ m}^3/\text{det}$$

$Q_{\text{eks}} = 10,34 \text{ m}^3/\text{dt} > Q_{\text{hidrologi}} = 11,39 \text{ m}^3/\text{dt}$  (Banjir).

Untuk perhitungan  $Q_{\text{eksisting}}$  saluran primer Pegirian pada setiap sta, akan di tabelkan pada tabel 4.27 sebagai berikut

**Tabel 4.27.** Perhitungan kapasitas eksisting Saluran Primer Pegirian

STA	Jarak	Elevasi dasar saluran	Kemiringan saluran	Dimensi saluran				A	P	R <sup>2/3</sup>	V	Debit	
				Z	b <sub>bawah</sub>	Tinggi	Tinggi air					Eks	Q10
	(m)				(m)								
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
P1	300	1.365	0.000235	0.1	6.50	1.8	1.1	12.02	10.12	1.12	0.86	10.34	11.39
P2	900	1.295	0.000064	0.1	7.50	1.85	1.0	14.22	11.22	1.17	0.47	6.68	15.50
P3	150	1.353	0.000024	0.1	8.80	1.9	1.1	17.08	12.62	1.22	0.30	5.13	15.54
P4	1800	1.349	0.000052	0.1	9.90	2.07	1.1	20.92	14.06	1.30	0.47	9.87	16.23
P5	700	1.255	0.000025	0.1	9.20	2.10	1.0	19.76	13.42	1.29	0.32	6.35	17.11
P6	350	1.272	0.000034	0.1	10.10	1.95	1.0	20.08	14.02	1.27	0.37	7.40	17.21
P7	875	1.284	0.000032	0.1	17.20	2.0	1.0	34.80	21.22	1.39	0.39	13.71	31.19
P8	900	1.256	0.000012	0.1	17.00	2.2	1.0	37.88	21.42	1.46	0.25	9.45	37.07
P9	700	1.245	0.000068	0.1	17.30	2.1	1.0	36.77	21.52	1.43	0.59	21.70	38.30
P10	100	1.197	0.000021	0.1	17.30	2.1	0.9	36.77	21.52	1.43	0.33	12.16	39.36
P11	450	1.195	0.000055	0.1	17.50	2.2	0.9	38.98	21.92	1.47	0.54	21.16	40.32
P12		1.22		0.1	18.60	2.2	1.0	41.40	23.02	1.48	0.55	22.65	40.68

#### 4.2.2 Kapasitas eksisting saluran Primer Tambak Wedi

Data saluran Sta 13 yang didapat dari Dinas PU Kota Surabaya

- Lebar dasar saluran (B) = 5 m
- Tinggi saluran (H) = 1,9 m
- Kemiringan talud (z) = 0,20
- El. Dasar saluran P1 = +1,340
- El. Dasar saluran P2 = +1,345
- Jarak P13- P14 = 200 m



**Gambar 4.6** Penampang saluran trapesium

- Luas Penampang sta P13 (penampang trapezium )

$$\begin{aligned} A &= (b + z \cdot h)h \\ &= (5 + 0,2 \cdot 1,9)1,9 \\ &= 10,19 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Keliling penampang sta P13

$$\begin{aligned} P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 5 + 2 \cdot 1,9\sqrt{1 + 0,2^2} \\ &= 8,87 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jari- jari hidrolis penampang sta P13

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ R &= \frac{10,19 \text{ m}^2}{8,87 \text{ m}} = 1,15 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kemiringan dasar saluran

$$I = \frac{\Delta H}{L}$$

Dimana  $\Delta H$  : beda tinggi elevasi di hulu dan hilir

$L$  : Jarak antar hulu dan hilir

$$I = \frac{1,345 - 1,340}{300} = 0,000024$$

- Kecepatan saluran penampang saluran STA P13

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{0,5}$$

$$V = \frac{1}{0,02} 1,15^{2/3} 0,000024^{0,5} = 0,27 \text{ m/s}$$

- Debit eksisting

$$Q = V \cdot A$$

$$Q = 0,27 \text{ m/s} \cdot 10,19 \text{ m}^2$$

$$Q_{Eksisting} = 2,73 \text{ m}^3/\text{det}$$

$Q_{\text{eks}} = 2,73 \text{ m}^3/\text{dt} > Q_{\text{hidrologi}} = 27,59 \text{ m}^3/\text{dt}$  (Banjir).

Untuk perhitungan  $Q_{\text{eksisting}}$  saluran primer Tambak Wedi pada setiap sta, akan di tabelkan pada tabel 4.28







### 4.2.3 Kapasitas eksisting Saluran sekunder

#### 1. Saluran Sekunder Kemuning

Data saluran yang didapat dari Dinas PU Kota Surabaya

- Lebar dasar saluran (B) = 1,3 m
- Tinggi saluran (H) = 1,36 m
- Kemiringan talud (z) = 1
- Kemiringan talud (z) = 0,0024



**Gambar 4.7** Penampang saluran trapesium

- Luas Penampang saluran kemuning (penampang trapezium )

$$\begin{aligned} A &= (b + z \cdot h)h \\ &= (1,3 + 1 \cdot 1,36)1,36 \\ &= 3,62 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Keliling penampang

$$\begin{aligned} P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 1,3 + 2 \cdot 1,36\sqrt{1 + 1^2} \\ &= 4,41 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jari-jari hidrolis penampang

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ R &= \frac{3,62 \text{ m}^2}{4,41 \text{ m}} = 0,82 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kecepatan saluran

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{0,5}$$

$$V = \frac{1}{0,02} 0,82^{2/3} 0,0024^{0,5} = 0,86 \text{ m/s}$$

➤ Debit eksisting

$$Q = V \cdot A$$

$$Q = 0,76 \text{ m/s} \cdot 3,62 \text{ m}^2$$

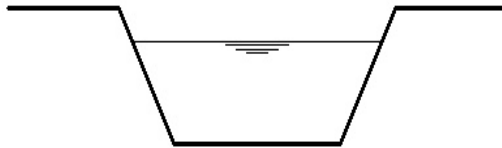
$$Q_{\text{Eksisting}} = 2,74 \text{ m}^3/\text{det}$$

$Q_{\text{eks}} = 2,74 \text{ m}^3/\text{dt} > Q_{\text{hidrologi}} = 6,21 \text{ m}^3/\text{dt}$  (Banjir).

## 2. Saluran Sekunder Kalisari II

Data saluran yang didapat dari Dinas PU Kota Surabaya

- Lebar dasar saluran (B) = 2,2 m
- Tinggi saluran (H) = 2,65 m
- Kemiringan talud (z) = 0,8
- Kemiringan talud (z) = 0,0003



**Gambar 4.8** Penampang saluran trapesium

➤ Luas Penampang saluran kemuning (penampang trapezium )

$$\begin{aligned} A &= (b + z \cdot h)h \\ &= (2,2 + 0,8 \cdot 2,65)2,65 \\ &= 11,45 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

➤ Keliling penampang

$$\begin{aligned} P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 2,2 + 2 \cdot 2,65 \cdot \sqrt{1 + 0,8^2} \\ &= 5,68 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jari- jari hidrolis penampang

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

$$R = \frac{11,45\text{m}^2}{5,68\text{ m}} = 2,01\text{ m}$$

- Kecepatan saluran

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{0,5}$$

$$V = \frac{1}{0,02} 2,01^{2/3} 0,0003^{0,5} = 1,38\text{ m/s}$$

- Debit eksisting

$$Q = V \cdot A$$

$$Q = 1,38\text{ m/s} \cdot 11,45\text{ m}^2$$

$$Q_{Eksisting} = 15,81\text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q_{\text{eks}} = 15,81\text{ m}^3/\text{dt} > Q_{\text{hidrologi}} = 4,65\text{m}^3/\text{dt} \text{ (Aman).}$$

Untuk perhitungan  $Q_{\text{eksisting}}$  saluran sekunder, akan di tabelkan pada tabel 4.29 sebagai berikut

**Tabel 4.29.** Perhitungan kapasitas eksisting Saluran Sekunder

No	Saluran Sekunder	Kemiringan saluran	Dimensi saluran				A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R <sup>2/3</sup> (m)	V (m/s)	Q		
			z	b bawah	Tinggi	Tinggi air					eks	Q 2	Q 5
				(m)	(m)	(m)							
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
1	Kemuning	0.0003	1.00	1.30	1.36	1.10	3.62	4.41	0.88	0.76	2.74	5.08	6.21
2	kalisari II	0.0003	0.80	2.20	2.65	1.36	11.45	5.68	1.59	1.38	15.81	3.81	4.65
3	Gembong	0.0003	0.92	2.00	1.31	1.28	4.20	5.76	0.81	0.70	2.95	2.44	2.98
4	Gembong III	0.0003	0.67	0.20	1.60	0.62	2.03	1.69	1.13	0.98	1.98	1.53	1.88
5	Sawah pulo	0.0003	0.00	3.00	1.55	0.83	4.65	6.10	0.83	0.72	3.36	2.08	2.54
6	sidodadi - simolawang	0.0003	0.83	3.40	1.21	1.13	5.33	6.86	0.85	0.73	3.90	5.14	6.28
7	donorejo	0.0003	0.71	3.50	2.10	0.90	10.50	5.71	1.50	1.30	13.64	2.93	3.58
8	simokerto	0.0003	0.00	4.60	2.70	1.20	12.42	10.00	1.16	1.00	12.43	9.68	11.83
9	simolawang	0.0003	0.75	3.00	2.00	1.80	9.00	8.00	1.08	0.94	8.43	4.27	5.22
10	Pegirian makam	0.0003	0	1.25	1.00	0.70	1.25	3.25	0.53	0.46	0.57	3.61	4.41

Lanjutan Tabel 4.29. Perhitungan kapasitas eksisting Saluran Sekunder

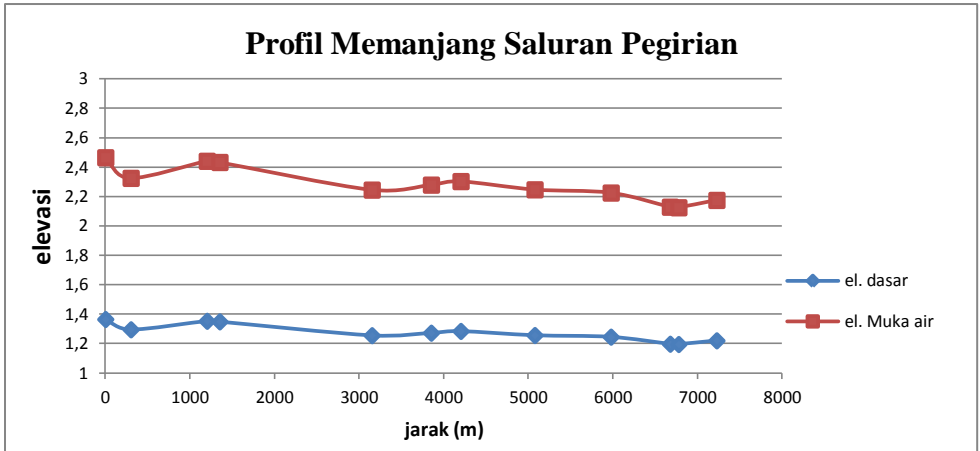
No	Saluran Sekunder	Kemiringan saluran	Dimensi saluran				A	P	R <sup>2/3</sup>	V	Q		
			z	b bawah	Tinggi	Tinggi air					eksisting	Q2	Q5
				(m)	(m)	(m)							
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
11	jatisrono	0.0003	0.89	3.85	1.12	1.00	5.43	6.53	0.88	0.77	4.16	7.43	9.08
12	wonosari lor	0.0003	0.00	2.50	1.25	0.80	3.13	5.00	0.73	0.63	1.98	3.06	3.74
13	Tenggumung Baru	0.0003	0.34	2.00	1.49	1.00	3.73	4.11	0.94	0.81	3.03	4.88	5.96
14	mrutu - kalianyar	0.0003	0.00	1.40	0.70	0.70	0.98	2.80	0.50	0.43	0.42	2.65	3.24
15	Sidotopo Wetan	0.0003	0.00	2.40	1.65	1.20	3.96	5.70	0.78	0.68	2.69	4.46	5.45
16	bulak banteng	0.0003	0.00	1.00	1.10	1.10	1.10	3.20	0.49	0.42	0.47	3.25	3.97
17	bulak banteng tengah	0.0003	0.00	1.80	1.50	1.20	2.70	4.80	0.68	0.59	1.59	2.70	3.30
18	Tambaksari	0.0012	0.8	4.5	1.9	1.9	11.44	9.37	1.14	0.14	1.60	7.55	9.23
19	Dharma rakyat II	0.0003	0	1.1	1.25	1.1	1.38	3.60	0.44	0.38	0.52	3.30	4.03
20	Putro Agung	0.0003	0.5	4.6	2.6	2.4	15.34	10.41	1.29	0.93	14.27	9.96	12.17

Lanjutan Tabel 4.29. Perhitungan kapasitas eksisting Saluran Sekunder

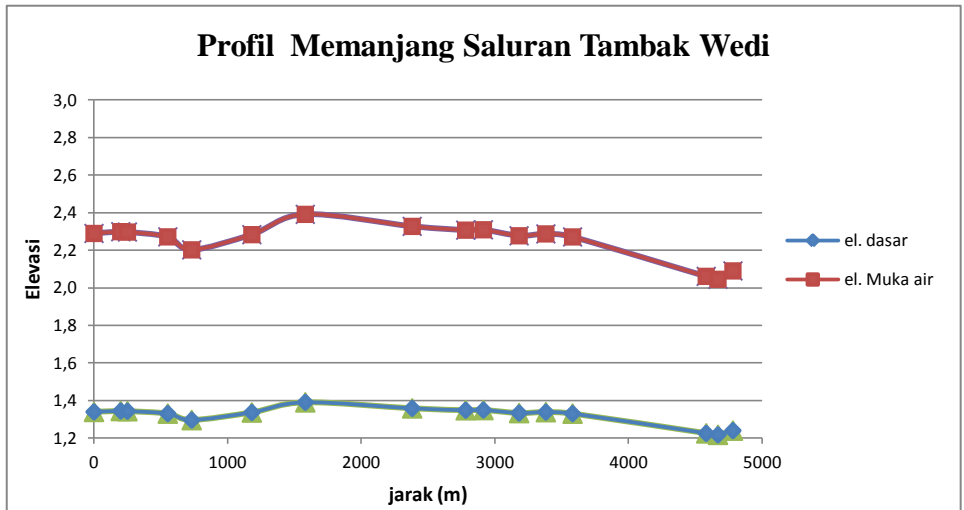
No	Saluran Sekunder	Kemiringan saluran	Dimensi saluran				A	P	R <sup>2/3</sup>	V	Q		
			z	b bawah	Tinggi	Tinggi air					eks	Q2	Q5
				(m)	(m)	(m)							
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
21	Ploso Bogen	0.0003	0	1.10	1.20	0.80	1.32	4.60	0.44	0.38	0.50	1.73	2.12
22	Taman putro agung	0.0003	0.65	2.50	1.30	0.64	4.36	5.61	0.85	0.73	3.19	1.33	1.63
23	tambak jati	0.0003	0.57	2.40	1.40	1.07	4.48	5.62	0.86	0.74	3.33	2.56	3.13
24	rangka	0.0003	0	0.50	1.25	1.00	0.63	3.00	0.35	0.30	0.19	1.91	2.33
25	Kapas Madya Timur	0.0003	2	4.80	1.50	1.50	11.25	10.98	1.02	0.88	9.90	2.34	2.87
26	Kapas Madya III	0.0003	0	0.95	0.70	0.70	0.67	2.50	0.34	0.30	0.25	3.38	4.13
27	Kapas Madya X	0.0003	1	4.80	1.50	1.10	9.45	9.04	1.03	0.89	8.43	2.57	3.14
28	Kapas Madya II	0.0003	0	4.80	1.50	0.50	7.20	7.80	0.69	0.60	5.91	7.43	9.08
29	Tanah merah 2	0.0003	0	0.80	0.75	0.60	0.60	2.30	0.33	0.29	0.21	1.29	1.58
30	Tanah merah 1	0.0003	0	0.90	0.90	0.70	0.81	2.70	0.37	0.32	0.31	3.39	4.15

Lanjutan Tabel 4.29. Perhitungan kapasitas eksisting Saluran Sekunder

No	Saluran Sekunder	Kemiringan saluran	Dimensi saluran				A	P	R <sup>2/3</sup>	V	Q		
			z	b bawah	Tinggi	Tinggi air					eks	Q2	Q5
				(m)	(m)	(m)							
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
31	Tanah merah indah	0.0003	0	0.70	0.70	0.55	0.49	2.10	0.33	0.27	0.16	2.35	2.88
32	Randu barat	0.0003	0	1.20	0.90	0.80	1.08	3.00	0.44	0.35	0.47	4.02	4.92
33	randu timur	0.0003	0	1.30	0.85	0.80	1.11	3.00	0.44	0.35	0.49	12.49	15.27
35	bulak banteng tengah selatan	0.0003	0.33	1.20	0.90	0.70	1.35	3.10	0.57	0.50	0.67	2.75	3.36
36	tambak wedi barat	0.0003	0	0.90	1.17	1.00	1.05	3.24	0.41	0.35	0.43	2.09	2.56
37	tambak wedi utara II	0.0003	0	0.90	1.08	0.90	0.97	3.06	0.40	0.34	0.39	2.83	3.45
38	bulak banteng timur	0.0003	1.05	5.20	1.14	0.74	7.30	8.51	0.90	0.78	5.70	3.28	4.01
39	tambak wedi utara	0.0003	0	5.80	2.32	1.80	13.46	10.44	1.18	1.03	13.28	2.28	2.78
40	bandarejo	0.0003	0.71	8.20	1.40	1.10	12.88	11.64	1.07	0.93	11.93	3.86	4.72



**Gambar 4.9** Profil Memanjang Saluran Pegirian



**Gambar 4.10** Profil Memanjang Saluran Tambak Wedi



#### 4.2.4 Evaluasi Kondisi Saluran

Evaluasi kondisi saluran dilakukan membandingkan kapasitas saluran eksisting dan debit banjir rencana. Tujuannya adalah untuk mengetahui saluran mana yang tidak mampu menampung Rencana hitungan. Apabila debit Rencana lebih kecil daripada kapasitas saluran, maka saluran tersebut di katakan aman. Tetapi, apabila debit rencana lebih besar dari pada kapasitas saluran maka saluran tersebut banjir.

Untuk lebih jelas dalam menganalisa perbandingan kapasitas saluran eksisting dengan debit rencana pada sistem drainase Tambak Wedi, maka dapat dilihat pada Tabel 4.30:

**Tabel 4.30.** Perbandingan Debit Banjir Rencana Saluran dengan Kapasitas Saluran

Saluran	STA	Debit		Keterangan
		Eks	Q10	
		(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	
Primer Pegirian	P1	10.34	11.39	banjir
Primer Pegirian	P2	6.68	15.50	banjir
Primer Pegirian	P3	5.13	15.54	banjir
Primer Pegirian	P4	9.87	16.23	banjir
Primer Pegirian	P5	6.35	17.11	banjir
Primer Pegirian	P6	7.40	17.21	banjir
Primer Pegirian	P7	13.71	31.19	banjir
Primer Pegirian	P8	9.45	37.07	banjir
Primer Pegirian	P9	21.70	38.30	banjir
Primer Pegirian	P10	12.16	39.36	banjir
Primer Pegirian	P11	21.16	40.32	banjir
Primer Pegirian	P12	22.65	40.68	banjir
Primer Tambak Wedi	P13	2.73	27.59	banjir
Primer Tambak Wedi	P14	2.88	34.13	banjir

Lanjutan **Tabel 4.30.** Perbandingan Debit Banjir Rencana Saluran dengan Kapasitas Saluran

Saluran	STA	Debit		Keterangan
		Eks	Q10	
		(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	
Primer Tambak Wedi	P15	6.82	34.92	banjir
Primer Tambak Wedi	P16	15.57	35.14	banjir
Primer Tambak Wedi	P17	20.52	37.43	banjir
Primer Tambak Wedi	P18	21.14	37.60	banjir
Primer Tambak Wedi	P19	17.91	38.00	banjir
Primer Tambak Wedi	P20	16.63	40.90	banjir
Primer Tambak Wedi	P21	9.48	41.38	banjir
Primer Tambak Wedi	P22	23.13	41.66	banjir
Primer Tambak Wedi	P23	18.35	41.69	banjir
Primer Tambak Wedi	P24	21.14	42.21	banjir
Primer Tambak Wedi	P25	36.65	42.33	banjir
Primer Tambak Wedi	P26	40.94	46.05	banjir
Primer Tambak Wedi	P27	75.00	47.49	aman
Primer Tambak Wedi	P28	75.00	48.61	aman

**Tabel 4.31.** Perbandingan Debit Banjir Rencana Saluran Sekunder dengan Kapasitas Saluran

saluran	Debit			Keterangan
	Eks	Q2	Q5	
	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	
Kemuning	2.74	5.08	6.21	banjir
kalisari II	15.81	3.81	4.65	aman
Gembong	2.95	2.44	2.98	aman
Gembong III	1.98	1.53	1.88	aman
Sawah Pulo	3.36	2.08	2.54	aman
sidodadi - simolawang	3.90	5.14	6.28	banjir
donorejo	13.64	2.93	3.58	aman
simokerto	12.43	9.68	11.83	aman
Simolawang	8.43	4.27	5.22	aman
Pegirian Makam	0.57	3.61	4.41	banjir
jatisrono	4.16	7.43	9.08	banjir
wonosari lor	1.98	3.06	3.74	banjir
Tenggumung Baru	3.03	4.88	5.96	banjir
Mrutu Kalianyar	0.42	2.65	3.24	banjir
Sidotopo wetan	2.69	4.46	5.45	banjir
bulak banteng	0.47	3.25	3.97	banjir
bulak banteng tengah	1.59	2.70	3.30	banjir
Tambak Sari	1.60	7.55	9.23	banjir
Dharma rakyat	0.52	3.30	4.03	banjir
Putro agung	21.76	9.96	12.17	aman
Ploso Bogen	0.50	1.73	2.12	banjir
Taman putro agung	3.19	1.33	1.63	aman
tambak jati	3.33	2.56	3.13	aman

Lanjutan **Tabel 4.31**. Perbandingan Debit Banjir Rencana Saluran dengan Kapasitas Saluran

saluran	Debit			Keterangan
	Eks	Q2	Q5	
	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	
rangka	0.19	1.91	2.33	banjir
Kapas Madya Timur	9.90	2.34	2.87	aman
Kapas Madya III	0.25	3.38	4.13	banjir
Kapas Madya X	8.43	2.57	3.14	aman
Kapas Madya II	5.91	7.43	9.08	banjir
Tanah merah 2	0.21	1.29	1.58	banjir
Tanah merah 1	0.31	3.39	4.15	banjir
Tanah merah indah	0.16	2.35	2.88	banjir
Randu barat	0.47	4.02	4.92	banjir
randu timur	0.49	12.49	15.27	banjir
bulak banteng tengah selatan	0.67	2.75	3.36	banjir
tambak wedi barat	0.43	2.09	2.56	banjir
tambak wedi utara II	0.39	2.83	3.45	banjir
bulak banteng timur	5.70	3.28	4.01	aman
tambak wedi utara	13.80	2.28	2.78	aman
bandarejo	11.93	3.86	4.72	aman

#### 4.2.5 Perencanaan Ulang saluran Drainase

Dari hasil analisa perhitungan bahwa kapasitas eksisting tidak mampu menampung debit banjir rencana Q10 th bisa saja diakibatkan sedimentasi yang mengendap di dasar saluran. Pada kenyataannya kemiringan dasar saluran sangat berpengaruh pada kecepatan dan debit yang mengalir, oleh karena itu salah satu

upaya normalisasi penampang adalah dengan memperbaiki kemiringan dasar saluran ataupun memperlebar saluran. Berikut ini perhitungan :

#### 4.2.5.1 Perbaikan Saluran Primer

Perbaikan saluran dilakukan dengan cara memperbaiki kemiringan dasar saluran dan memperlebar penampang saluran. Setelah dilakukannya perbaikan ini diharapkan saluran mampu menampung debit  $Q_{rencana}$ .

##### 4.2.5.1.1 Perbaikan Kemiringan Dasar Saluran

Memperbaiki kemiringan dasar saluran ini adalah dengan cara mencari rata-rata dari kemiringan eksisting, kemudian digunakan sebagai patokan membuat elevasi dasar saluran baru dengan mengeruk atau menimbun dasar saluran. Sehingga dari elevasi baru tersebut bisa didapatkan kemiringan rencana. Rumus perhitungan kemiringan sebagai berikut:

$$I = \frac{\Delta H}{L}$$

Dimana :

I = kemiringan dasar saluran

$\Delta H$  = elevasi di titik awal/bagian tinggi (m)

L = panjang saluran dari titik awal ke akhir (m)

Contoh perhitungan kemiringan di saluran primer Pegirian :

Diketahui data elevasi rencana sta P1 = 1,335 , elevasi rencana sta P2 = 1,305. Jarak antar *river sta* = 300 m, maka kemiringan rencana adalah:

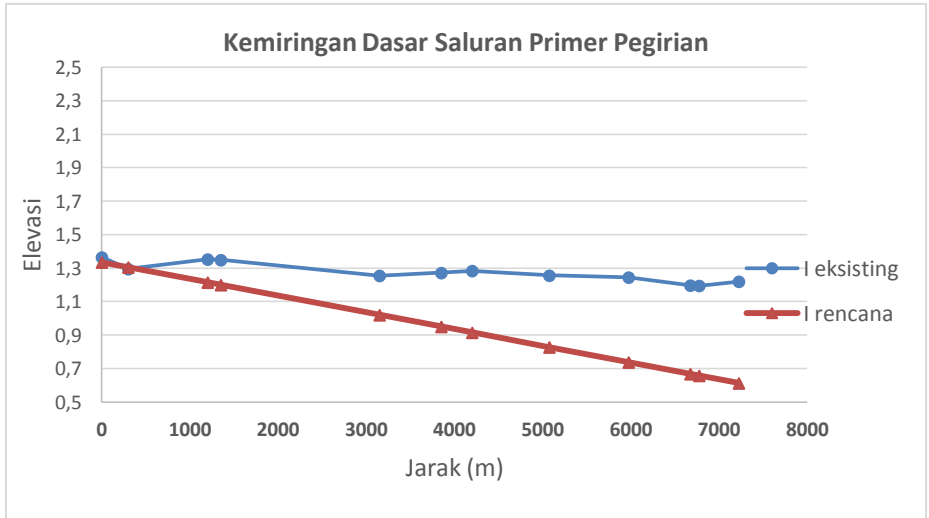
$$I_{rencana} = \frac{1,335 - 1,305}{300} = 0,0001$$

- a) Saluran primer Pegirian direncanakan dengan kemiringan 0,0001. Data elevasi rencana akan disajikan dalam tabel 4.32

**Tabel 4.32** Elevasi Saluran Primer Pegirian

Sta	jarak	Elevasi	
		eksisting	rencana
P1	0	1.365	1.335
P2	300	1.295	1.305
P3	1200	1.353	1.215
P4	1350	1.349	1.200
P5	3150	1.255	1.020
P6	3850	1.272	0.950
P7	4200	1.284	0.915
P8	5075	1.256	0.828
P9	5975	1.245	0.738
P10	6675	1.197	0.668
P11	6775	1.195	0.658
P12	7225	1.220	0.613

Dari tabel tersebut, bisa dibuat grafik dari hulu ke hilir untuk mengetahui penurunan elevasi dan kemiringan rencana.

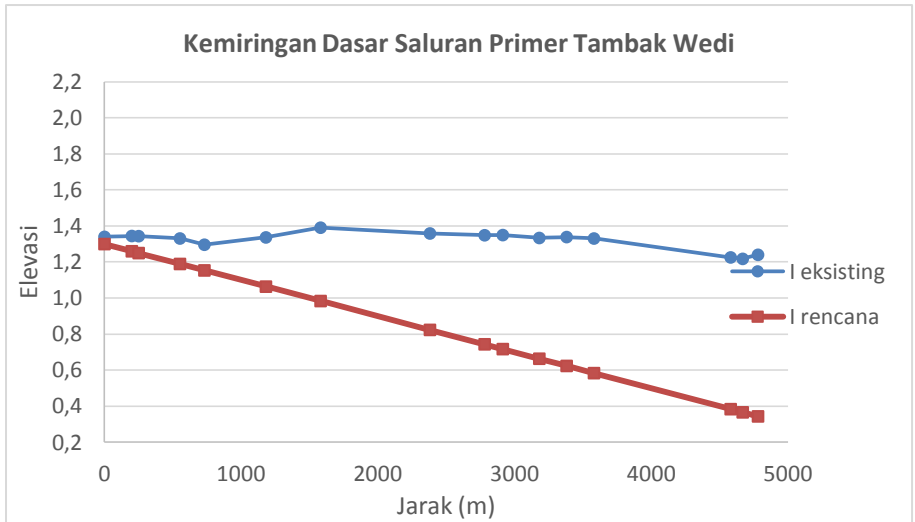


**Gambar 4.11** Kemiringan Rencana Primer Pegirian

- a) Primer Tambak Wedi direncanakan dengan kemiringan 0,0002

**Tabel 4.33** Elevasi Primer Tambak Wedi

Sta	Jarak (m)	Elevasi	
		eksisting	rencana
P13	0	1.340	1.300
P14	200	1.345	1.260
P15	250	1.344	1.250
P16	552	1.331	1.190
P17	731	1.296	1.154
P18	1181	1.337	1.064
P19	1581	1.391	0.984
P20	2381	1.359	0.824
P21	2781	1.349	0.744
P22	2914	1.350	0.717
P23	3181	1.334	0.664
P24	3381	1.339	0.624
P25	3581	1.331	0.584
P26	4581	1.226	0.384
P27	4669	1.218	0.366
P28	4781	1.240	0.344



**Gambar 4.12** Kemiringan Rencana Primer Tambak Wedi

Dari gambar 4.11 dan 4.12 didapatkan elevasi dasar yang berbeda. Dimana elevasi dasar rencana lebih rendah daripada elevasi dasar eksisting. Agar elevasi dasar lebih terjal dan air dapat mengalir dengan cepat maka dilakukan pengerukan sesuai dengan elevasi dasar rencana



#### 4.2.5.1.2 Perhitungan *Redesign* Saluran

Berikut ini perhitungan *Redesign* pada Saluran yang banjir :

a) Contoh perhitungan *redesign* pada saluran primer Pegirian STA P1

- Lebar dasar saluran (B) = 15 m
- Tinggi saluran (H) = 1,8 m
- Kemiringan talud (z) = 0,1
- Kemiringan dasar (I renc) = 0,001

➤ Luas Penampang saluran (penampang trapezium )

$$\begin{aligned} A &= (b + z \cdot h)h \\ &= (15 + 0,1 \cdot 1,8)1,8 \\ &= 27,32 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

➤ Keliling penampang sta P1

$$\begin{aligned} P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 15 + 2 \cdot 1,8\sqrt{1 + 0,1^2} \\ &= 18,62 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ Jari-jari hidrolis penampang sta P1

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ R &= \frac{27,32 \text{ m}^2}{18,62 \text{ m}} = 1,47 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ Kecepatan saluran

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{2/3} I^{0,5} \\ V &= \frac{1}{0,02} 1,47^{2/3} 0,0001^{0,5} = 0,65 \text{ m/s} \end{aligned}$$

➤ Debit eksisting

$$\begin{aligned} Q &= V \cdot A \\ Q &= 0,65 \text{ m/s} \cdot 27,32 \text{ m}^2 \\ Q_{\text{eksisting}} &= 17,64 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{eks}} = 17,64 \text{ m}^3/\text{dt} > Q_{\text{hidrologi}} = 11,39 \text{ m}^3/\text{dt} \text{ (Aman).}$$

b) Contoh perhitungan *redesign* pada saluran primer Tambak Wedi STA P13

- Lebar dasar saluran (B) = 16 m
- Tinggi saluran (H) = 1,9 m
- Kemiringan talud (z) = 0,2
- Kemiringan dasar (I renc) = 0,0002

➤ Luas Penampang saluran (penampang trapezium )

$$\begin{aligned} A &= (b + z.h)h \\ &= (16 + 0,2 \cdot 1,9)1,9 \\ &= 31,04 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

➤ Keliling penampang sta P13

$$\begin{aligned} P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 16 + 2 \cdot 1,9\sqrt{1 + 0,2^2} \\ &= 19,87 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ Jari-jari hidrolis penampang sta P13

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ R &= \frac{31,04 \text{ m}^2}{19,87 \text{ m}} = 1,56 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ Kecepatan saluran

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{2/3} I^{0,5} \\ V &= \frac{1}{0,02} 1,56^{2/3} 0,0002^{0,5} = 0,95 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Debit eksisting

$$\begin{aligned} Q &= V \cdot A \\ Q &= 0,95 \text{ m/s} \cdot 31,04 \text{ m}^2 \\ Q_{\text{Eksisting}} &= 29,55 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{eks}} = 29,55 \text{ m}^3/\text{dt} > Q_{\text{hidrologi}} = 27,59 \text{ m}^3/\text{dt} \text{ (Aman).}$$

Untuk perhitungan *redesign* Saluran Primer disajikan pada Tabel 4.34 dan Tabel 4.35

**Tabel 4.34** Perhitungan *Redesign* Saluran Primer Primer Pegirian

STA	Jarak	Elevasi dasar saluran renc	Kemiringan saluran renc	Dimensi saluran				A	P	R <sup>2/3</sup>	V	Debit		KET
				z	b bawah renc	Tinggi	Tinggi air					Eks	PUH 10	
	(m)				(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m/s)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]
P1	300	1.335	0.0001	0.1	15.00	1.8	0.96	27.32	18.62	1.29	0.65	17.64	11.39	aman
P2	900	1.305	0.0001	0.1	15.00	1.85	0.95	28.09	18.72	1.31	0.66	18.41	15.50	aman
P3	150	1.215	0.0001	0.1	15.00	1.9	0.8	28.86	18.82	1.33	0.66	19.19	15.54	aman
P4	1800	1.200	0.0001	0.1	15.00	2.07	0.95	31.48	19.16	1.39	0.70	21.91	16.23	aman
P5	700	1.020	0.0001	0.1	15.00	2.10	1.0	31.94	19.22	1.40	0.70	22.41	17.11	aman
P6	350	0.950	0.0001	0.1	15.00	1.95	1.15	29.63	18.92	1.35	0.67	19.98	17.21	aman
P7	875	0.915	0.0001	0.1	23.00	2.0	0.8	46.40	27.02	1.43	0.72	33.27	31.19	aman
P8	900	0.828	0.0001	0.1	23.00	2.2	0.85	51.08	27.42	1.51	0.76	38.67	37.07	aman
P9	700	0.738	0.0001	0.1	25.00	2.1	0.95	52.94	29.22	1.49	0.74	39.34	38.30	aman
P10	100	0.668	0.0001	0.1	25.00	2.1	1.1	52.94	29.22	1.49	0.74	40.34	39.36	aman
P11	450	0.658	0.0001	0.1	25.00	2.2	0.95	55.48	29.42	1.53	0.76	42.34	40.32	aman
P12		0.613		0.1	25.00	2.2	0.95	55.48	29.42	1.53	0.76	42.34	40.68	aman

**Tabel 4.35** Perhitungan *Redesign* Saluran Primer Primer Tambak Wedi

STA	Jarak	Elevasi dasar	Kemiringan saluran	Dimensi saluran			A	P	R <sup>2/3</sup>	V	Debit		KET	
				z	b bawah	Tinggi					Tinggi air	Eks		PUH 10
	(m)				(m)	(m)					(m)	(m <sup>2</sup> )		(m)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]
P13		1.300		0.2	16.0	1.90	0.85	31.04	19.87	1.35	0.95	29.55	27.59	aman
	200		0.0002											
P14		1.260		0.2	16.0	1.63	0.85	35.72	19.32	1.24	0.87	35.20	34.13	aman
	50		0.0002											
P15		1.250		0.2	16.0	2.21	1.05	36.37	20.51	1.46	1.04	37.68	34.92	aman
	302		0.0002											
P16		1.190		0.2	16.0	2.24	1.10	36.88	20.57	1.48	1.04	38.48	35.14	aman
	179		0.0002											
P17		1.154		0.2	16.0	2.26	1.10	37.11	20.60	1.48	1.05	38.86	37.43	aman
	450		0.0002											
P18		1.064		0.2	19.0	2.02	1.08	39.16	23.12	1.42	1.00	39.34	37.60	aman
	400		0.0002											
P19		0.984		0.2	19.0	2.12	1.05	41.14	23.32	1.46	1.03	42.47	38.00	aman
	800		0.0002											
P20		0.824		0.2	19.0	2.24	1.09	43.46	23.56	1.50	1.06	46.23	40.90	aman

Lanjutan Tabel 4.35 Perhitungan *Redesign* Saluran Primer Tambak Wedi

STA	Jarak	Elevasi dasar	Kemiringan saluran	Dimensi saluran				A	P	R <sup>2/3</sup>	V	Debit		Ket
				z	b bawah	Tinggi	Tinggi air					Eks	PUH 10	
	(m)				(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m/s)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]
P20		0.824		0.2	19	2.24	1.09	43.46	23.56	1.50	1.06	46.23	40.90	aman
	400		0.0002											
P21		0.744		0.2	19	2.28	1.17	44.42	23.66	1.52	1.08	47.81	41.38	aman
	133		0.0002											
P22		0.717		0.2	22	1.94	1.14	43.43	25.96	1.41	1.00	43.29	41.66	aman
	267		0.0002											
P23		0.664		0.2	23	2.10	1.2	49.28	27.29	1.48	1.05	51.67	41.69	aman
	200		0.0002											
P24		0.624		0.2	23	1.98	1.23	46.28	27.03	1.43	1.01	46.82	42.21	aman
	200		0.0002											
P25		0.584		0.2	22	2.13	1.1	47.84	26.35	1.49	1.05	50.34	42.33	aman
	1000		0.0002											
P26		0.384		0.2	24	2.12	1.1	56.07	30.33	1.51	1.07	59.73	46.05	aman
	88		0.0002											
P27		0.366		0.2	24	2.60	1.07	63.75	29.30	1.68	1.19	75.69	47.49	aman
	112		0.0002											
P28		0.344		0.2	24	2.60	1.16	63.75	29.30	1.68	1.19	75.69	48.61	aman

c) Contoh perhitungan *redesign* pada sekunder Kemuning

- Lebar dasar saluran (B) = 4 m
- Tinggi saluran (H) = 1,36 m
- Kemiringan talud (z) = 1
- Kemiringan dasar (I renc) = 0,0003
- Luas Penampang saluran (penampang trapezium )

$$\begin{aligned} A &= (b + z \cdot h)h \\ &= (4 + 1 \cdot 1,36)1,36 \\ &= 7,29\text{m}^2 \end{aligned}$$

- Keliling penampang sta P13

$$\begin{aligned} P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 4 + 2 \cdot 1,36\sqrt{1 + 1^2} \\ &= 7,11 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jari- jari hidrolis penampang sta P13

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ R &= \frac{7,29\text{m}^2}{7,11 \text{ m}} = 1,03 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kecepatan saluran

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{2/3} I^{0,5} \\ V &= \frac{1}{0,02} 1,03^{2/3} 0,0003^{0,5} = 0,88 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Debit eksisting

$$\begin{aligned} Q &= V \cdot A \\ Q &= 0,88 \text{ m/s} \cdot 7,29 \text{ m}^2 \\ Q_{\text{Eksisting}} &= 6,42 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$Q_{\text{eks}} = 6,42 \text{ m}^3/\text{dt} > Q_{\text{hidrologi}} (Q_{2 \text{ th}}) = 5,08 \text{ m}^3/\text{dt}$  (Aman).

$Q_{\text{eks}} = 6,42 \text{ m}^3/\text{dt} > Q_{\text{hidrologi}} (Q_{5 \text{ th}}) = 6,21 \text{ m}^3/\text{dt}$  (Aman).

Untuk perhitungan *redesign* Saluran Primer disajikan pada Tabel 4.41

Tabel 4.36 Perhitungan *Redesign* Saluran Sekunder

No	Saluran Sekunder	Kemiringan saluran	Dimensi saluran				A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R <sup>2/3</sup> (m)	V m/s	Q			Ket
			z	b bawah renc	Tinggi	Tinggi air					eksisting	Q2	Q5	
				(m)	(m)	(m)								
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]
1	Kemuning	0.0003	1.00	4.00	1.36	1.10	7.29	7.11	1.02	0.88	6.42	5.08	6.21	aman
2	Gembong	0.0003	0.92	4.00	1.31	1.38	6.82	7.76	0.92	0.80	5.43	2.44	2.98	aman
3	sidodadi - simolawang	0.0003	0.83	6.00	1.21	1.33	8.48	9.46	0.93	0.80	6.83	5.14	6.28	aman
4	simokerto	0.0003	0.00	8.00	2.70	1.20	21.60	13.40	1.37	1.19	25.72	9.68	11.83	aman
5	Pegirian Makam	0.0003	0.00	8.00	1.00	1.00	8.00	10.00	0.86	0.75	5.97	3.61	4.41	aman
6	jatisrono	0.0003	0.89	10.00	1.12	1.00	12.32	12.68	0.98	0.85	10.47	7.43	9.08	aman
7	wonosari lor	0.0003	0.00	6.00	1.25	0.80	7.50	8.50	0.92	0.80	5.98	3.06	3.74	aman
8	Tenggumung Baru	0.0003	0.34	4.00	1.49	1.00	6.71	6.11	1.06	0.92	6.19	4.88	5.96	aman
9	Mrutu Kalianyar	0.0003	0.00	12.00	0.70	0.70	8.40	13.40	0.73	0.63	5.33	2.65	3.24	aman
10	Sidotopo wetan	0.0003	0.00	6.00	1.65	1.20	9.90	9.30	1.04	0.90	8.94	4.46	5.45	aman
11	bulak banteng	0.0003	0.00	8.00	1.10	1.10	8.80	10.20	0.91	0.78	6.91	3.25	3.97	aman
12	bulak banteng tengah	0.0003	0.00	4.00	1.50	1.20	6.00	7.00	0.90	0.78	4.69	2.70	3.30	aman
13	Tambak Sari	0.0012	0.8	4.00	2	1.9	11.20	8.87	1.17	2.02	22.67	7.55	9.23	aman
14	Dharma rakyat	0.0003	0	4.00	2	1.1	8.00	8.00	1.00	0.87	6.93	3.30	4.03	aman

Lanjutan Tabel 4.36 Perhitungan Redesign Saluran Sekunder

No	Saluran Sekunder	Kemiringan saluran	Dimensi saluran				A	P	R <sup>2/3</sup>	V	Q			Ket
			z	b bawah	Tinggi	Tinggi air					eks	Q2	Q5	
				(m)	(m)	(m)								
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]
15	Ploso Bogen	0.0003	0	4.00	1.20	0.80	4.80	10.40	0.60	0.52	2.48	1.73	2.12	aman
16	rangka	0.0003	0	4.00	1.25	1.00	5.00	6.50	0.84	0.73	3.64	1.91	2.33	aman
17	Kapas Madya III	0.0003	0	10.00	0.70	0.70	7.00	11.40	0.72	0.63	4.38	3.38	4.13	aman
18	Kapas Madya II	0.0003	0	8.00	1.50	0.50	12.00	11.00	1.06	0.92	11.01	7.43	9.08	aman
19	Tanah merah 2	0.0003	0	4.00	0.75	0.60	3.00	5.50	0.67	0.58	1.73	1.29	1.58	aman
20	Tanah merah 1	0.0003	0	8.00	0.90	0.70	7.20	9.80	0.81	0.71	5.08	3.39	4.15	aman
21	Tanah merah indah	0.0003	0	8.00	0.70	0.55	5.60	9.40	0.71	0.61	3.43	2.35	2.88	aman
22	Randu barat	0.0003	0	8.00	0.90	0.80	7.20	9.80	0.81	0.71	5.08	4.02	4.92	aman
23	randu timur	0.0003	0	8.00	0.85	0.80	6.80	9.70	0.79	0.68	4.65	16.49	15.27	aman
24	bulak banteng tengah selatan	0.0003	0.33	6.00	0.90	0.70	5.67	7.90	0.80	0.69	3.94	2.75	3.36	aman
25	tambak wedi barat	0.0003	0	4.00	1.17	1.00	4.68	6.34	0.82	0.71	3.31	2.09	2.56	aman
26	tambak wedi utara II	0.0003	0	6.00	1.08	0.90	6.48	8.16	0.86	0.74	4.81	2.83	3.45	aman



### 4.3 Analisa Kapasitas Pompa

Analisa pompa dilakukan berdasarkan besarnya debit yang akan dialirkan dengan pompa dan kemampuan pompa yang tersedia dilapangan. Berikut tahap- tahap analisa pompa untuk periode ulang 5 tahun.

#### 4.3.1 Perhitungan Kapasitas Pompa Saluran Simolawang :

Berdasarkan hasil dari perhitungan sebelumnya didapat Hidrograf Banjir

- Q5 = 5,220 m<sup>3</sup>/det
- Tp = 0,947 jam = 56,812 menit
- Qpompa = 2,39 m<sup>3</sup>/det

Untuk perhitungan kapasitas eksisting pompa saluran Simolawang disajikan pada Tabel 4.37

Tabel 4.37 Perhitungan kapasitas eksisting Pompa saluran Simolawang

waktu	Interval waktu	Inflow	Volume Inflow		h air	Pompa				h akhir	h total	tinggi yg diijinkan	$\Delta h$	
			Volume	V. kumulatif		pompa yg digunakan	Qpompa	volume	h air					
jam	menit	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m	m	m	m	m	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
0.0	0	0.000	0.000	0.000	0.000		0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.00	2.00
0.2	12	0.125	45.02	45.02	0.025		0	0.000	0.00	0.000	0.025	0.025	2.00	1.97
0.4	12	0.660	282.61	327.62	0.157		0	0.000	0.00	0.000	0.157	0.182	2.00	1.82
0.6	12	1.746	866.31	1193.93	0.481		1	1.39	500.40	0.278	0.203	0.385	2.00	1.61
0.8	12	3.483	1882.73	3076.66	1.046		2	2.39	1360.80	0.756	0.290	0.675	2.00	1.32
<b>0.947</b>	12	<b>5.951</b>	2496.33	5572.99	1.387		2	2.39	1264.79	0.703	0.684	1.359	2.00	0.64
1.2	12	1.850	3552.37	9125.36	1.974		1	1.39	1721.41	0.956	1.017	2.377	2.00	-0.38
1.4	12	1.027	1035.43	10160.79	0.575		1	1.00	860.40	0.478	0.097	2.474	2.00	-0.47
1.6	12	0.452	532.38	10693.18	0.296		0	0.00	360.00	0.200	0.096	2.570	2.00	-0.57
1.8	12	0.199	234.53	10927.71	0.130		0	0.00	0.00	0.000	0.130	2.700	2.00	-0.70
2.0	12	0.088	103.32	11031.03	0.057		0	0.00	0.00	0.000	0.057	2.757	2.00	-0.76
2.2	12	0.039	45.52	11076.55	0.025		0	0.00	0.00	0.000	0.025	2.783	2.00	-0.78
2.4	12	0.019	20.94	11097.48	0.012		0	0.00	0.00	0.000	0.012	2.794	2.00	-0.79
2.6	12	0.009	10.11	11107.60	0.006		0	0.00	0.00	0.000	0.006	2.800	2.00	-0.80
2.8	12	0.004	4.45	11112.05	0.002		0	0.00	0.00	0.000	0.002	2.802	2.00	-0.80
3.0	12	0.002	1.96	11114.01	0.001		0	0.00	0.00	0.000	0.001	2.803	2.00	-0.80
3.2	12	0.001	0.86	11114.88	0.000		0	0.00	0.00	0.000	0.000	2.804	2.00	-0.80
3.4	12	0.000	0.39	11115.27	0.000		0	0.00	0.00	0.000	0.000	2.804	2.00	-0.80
3.6	12	0.000	0.18	11115.45	0.000		0	0.00	0.00	0.000	0.000	2.804	2.00	-0.80
3.8	12	0.000	0.08	11115.54	0.000		0	0.00	0.00	0.000	0.000	2.804	2.00	-0.80
4.0	12	0.000	0.04	11115.57	0.000		0	0.00	0.00	0.000	0.000	2.804	2.00	-0.80
4.2	12	0.000	0.02	11115.59	0.000		0	0.00	0.00	0.000	0.000	2.804	2.00	-0.80
4.4	12	0.000	0.01	11115.59	0.000		0	0.00	0.00	0.000	0.000	2.804	2.00	-0.80

Kolom 1	: waktu (jam)
Kolom 2	: interval waktu (menit)
Kolom 3	: debit banjir Q5 th pada saluran simolawang
Kolom 4	: volume inflow ( $m^3$ ) $V = (Q_n + Q_{n-1}) \times (t_n - t_{n-1}) \times 0,5 \times 3600$ $V = (1.746 + 0,660) \times (0,6 - 0,4) \times 0,5 \times 3600 = 866,31m^3$
Kolom 5	: volume inflow komulatif ( $m^3$ )
Kolom 6	: tinggi muka air inflow $h = \frac{\text{Volume inflow}}{1800 \text{ m}^2} = \frac{866,31m^3}{1800 \text{ m}^2} = 0,481m$
Kolom 7	: jumlah pompa yang digunakan
Kolom 8	: kapasitas pompa yang digunakan ( $m^3/\text{det}$ )
Kolom 9	: volume pompa ( $m^3$ ) $V = (Q_n + Q_{n-1}) \times (t_n - t_{n-1}) \times 0,5 \times 3600$ $V = (1.39 + 0,00) \times (0,6 - 0,4) \times 0,5 \times 3600 = 500,40m^3$
Kolom 10	: tinggi muka air pompa $h = \frac{\text{Volume}}{1800 \text{ m}^2} = \frac{500,40 \text{ m}^3}{1800 \text{ m}^2} = 0,278 \text{ m}$
Kolom 11	: tinggi muka air (kolom 6 – kolom 10)
Kolom 12	: tinggi muka air total $htot = (V_n + V_{kom.n-1})$ $htot = (0.182 + 0.203) = 0.385m$
Kolom 13	: tinggi saluran yang diijinkan
Kolom 14	: beda tinggi muka air total dengan muka air yang diijinkan

Pada tabel Perhitungan kapasitas eksisting Pompa saluran Simolawang ternyata tinggi muka air melebihi tinggi saluran yang diijinkan. Oleh karena itu harus dilakukan penambahan 1 pompa dengan kapasitas  $3m^3/\text{det}$ . Berikut Perhitungan penambahan pompa simolawang

Tabel 4.38 Perhitungan Penambahan kapasitas Pompa saluran Simolawang

waktu	Interval waktu	Inflow	Volume Inflow		h air	Pompa				h akhir	h total	tinggi yg diijinkan	$\Delta H$
			Volume	V. kumulatif		pompa yg digunakan	Qpompa	volume	h air				
jam	menit	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m	m	m	m	m
0.0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.00	2.00
0.2	12	0.125	45.02	45.02	0.025	0	0.000	0.00	0.000	0.025	0.025	2.00	1.97
0.4	12	0.660	282.61	327.62	0.157	0	0.000	0.00	0.000	0.157	0.182	2.00	1.82
0.6	12	1.746	866.31	1193.93	0.481	1	1.39	500.40	0.278	0.203	0.385	2.00	1.61
0.8	12	3.483	1882.73	3076.66	1.046	2	2.39	1360.80	0.756	0.290	0.675	2.00	1.32
1.0	12	<b>5.951</b>	3396.36	6473.03	1.887	3	5.39	2800.80	1.556	0.331	1.006	2.00	0.99
1.2	12	1.850	2808.20	9281.23	1.560	1	1.39	2440.80	1.356	0.204	1.210	2.00	0.79
1.4	12	1.027	1035.43	10316.66	0.575	1	1.00	860.40	0.478	0.097	1.307	2.00	0.69
1.6	12	0.452	532.38	10849.04	0.296	0	0.00	360.00	0.200	0.096	1.403	2.00	0.60
1.8	12	0.199	234.53	11083.57	0.130	0	0.00	0.00	0.000	0.130	1.534	2.00	0.47
2.0	12	0.088	103.32	11186.89	0.057	0	0.00	0.00	0.000	0.057	1.591	2.00	0.41
2.2	12	0.039	45.52	11232.41	0.025	0	0.00	0.00	0.000	0.025	1.616	2.00	0.38
2.4	12	0.019	20.94	11253.35	0.012	0	0.00	0.00	0.000	0.012	1.628	2.00	0.37
2.6	12	0.009	10.11	11263.46	0.006	0	0.00	0.00	0.000	0.006	1.633	2.00	0.37
2.8	12	0.004	4.45	11267.91	0.002	0	0.00	0.00	0.000	0.002	1.636	2.00	0.36
3.0	12	0.002	1.96	11269.88	0.001	0	0.00	0.00	0.000	0.001	1.637	2.00	0.36
3.2	12	0.001	0.86	11270.74	0.000	0	0.00	0.00	0.000	0.000	1.638	2.00	0.36
3.4	12	0.000	0.39	11271.13	0.000	0	0.00	0.00	0.000	0.000	1.638	2.00	0.36
3.6	12	0.000	0.18	11271.32	0.000	0	0.00	0.00	0.000	0.000	1.638	2.00	0.36
3.8	12	0.000	0.08	11271.40	0.000	0	0.00	0.00	0.000	0.000	1.638	2.00	0.36
4.0	12	0.000	0.04	11271.44	0.000	0	0.00	0.00	0.000	0.000	1.638	2.00	0.36
4.2	12	0.000	0.02	11271.45	0.000	0	0.00	0.00	0.000	0.000	1.638	2.00	0.36
4.4	12	0.000	0.01	11271.46	0.000	0	0.00	0.00	0.000	0.000	1.638	2.00	0.36

Pada tabel 4.38 perhitungan penambahan kapasitas pompa saluran simolawang dengan penambahan kapasitas sebesar  $3\text{m}^3/\text{det}$  ternyata tinggi muka air tidak melebihi yang diijinkan.

#### **4.3.2 Perhitungan Kapasitas Pompa Saluran Donorejo**

Berdasarkan hasil dari perhitungan sebelumnya didapat Hidrograf Banjir

- $Q_5$  =  $3.586 \text{ m}^3/\text{det}$
- $T_p$  =  $0,973 \text{ jam} = 58,398 \text{ menit}$
- $Q_{\text{pompa}}$  =  $1\text{m}^3/\text{det}$

Untuk perhitungan kapasitas eksisting pompa saluran Donorejo disajikan pada Tabel 4.39

**Tabel 4.39** Perhitungan kapasitas eksisting Pompa saluran Donorejo

waktu	Interval waktu	Inflow	Volume Inflow		h air	Pompa				h akhir	h total	tinggi yg diijinkan	ΔH
			Volume	V. kumulatif		pompa yg digunakan	Qpompa	volume	h air				
jam	menit	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m	m	m	m	m
0	0	0.000	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	2.1	0.00
0.2	12	0.080	28.95	28.95	0.01	0.00	0	0.00	0.00	0.01	0.01	2.1	2.09
0.4	12	0.424	181.73	210.68	0.07	0.00	0	0.00	0.00	0.07	0.08	2.1	2.02
0.6	12	1.123	557.09	767.77	0.21	1.00	1	360.00	0.14	0.07	0.15	2.1	1.95
0.8	12	2.240	1210.72	1978.49	0.46	1.00	1	720.00	0.27	0.18	0.34	2.1	1.76
1	12	<b>3.586</b>	2097.43	4075.92	0.79	1.00	1	720.00	0.27	0.52	0.86	2.1	1.24
1.2	12	1.632	1878.39	5954.31	0.71	1.00	1	720.00	0.27	0.44	1.29	2.1	0.81
1.4	12	0.814	880.60	6834.91	0.33	0.00	0	360.00	0.14	0.20	1.49	2.1	0.61
1.6	12	0.407	439.59	7274.50	0.17	0.00	0	0.00	0.00	0.17	1.65	2.1	0.45
1.8	12	0.203	219.45	7493.95	0.08	0.00	0	0.00	0.00	0.08	1.73	2.1	0.37
2.0	12	0.101	109.55	7603.50	0.04	0.00	0	0.00	0.00	0.04	1.78	2.1	0.32
2.2	12	0.064	59.42	7662.92	0.02	0.00	0	0.00	0.00	0.02	1.80	2.1	0.30
2.4	12	0.032	34.39	7697.31	0.01	0.00	0	0.00	0.00	0.01	1.81	2.1	0.29
2.6	12	0.016	17.17	7714.48	0.01	0.00	0	0.00	0.00	0.01	1.82	2.1	0.28
2.8	12	0.008	8.57	7723.05	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
3.0	12	0.004	4.28	7727.33	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
3.2	12	0.002	2.14	7729.47	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
3.4	12	0.001	1.07	7730.53	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
3.6	12	0.000	0.53	7731.07	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
3.8	12	0.000	0.27	7731.33	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
4.0	12	0.000	0.13	7731.46	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
4.2	12	0.000	0.07	7731.53	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
4.4	12	0.000	0.04	7731.57	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
4.6	12	0.000	0.02	7731.59	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
4.8	12	0.000	0.01	7731.60	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28
5.0	12	0.000	0.00	7731.60	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.82	2.1	0.28

Pada tabel 4.39 Perhitungan kapasitas eksisting Pompa saluran Donorejo ternyata tinggi muka air hampir melebihi tinggi saluran yang diijinkan. Oleh karena itu harus dilakukan penambahan 1 pompa dengan kapasitas 2 m<sup>3</sup>/det.

Tabel 4.40 Perhitungan Penambahan kapasitas Pompa saluran Donorejo

waktu	Interval waktu	Inflow	Volume Inflow		h air	Pompa				h akhir	h total	tinggi yg diijinkan	$\Delta H$
			Volume	V. kumulatif		pompa yg digunakan	Qpompa	volume	h air				
jam	menit	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m	m	m	m	m
0	0	0.000	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	2.1	0.00
0.2	12	0.080	28.95	28.95	0.01	0.00	0	0.00	0.00	0.01	0.01	2.1	2.09
0.4	12	0.424	181.73	210.68	0.07	0.00	0	0.00	0.00	0.07	0.08	2.1	2.02
0.6	12	1.123	557.09	767.77	0.21	1.00	1	360.00	0.14	0.07	0.15	2.1	1.95
0.8	12	2.240	1210.72	1978.49	0.46	1.00	1	720.00	0.27	0.18	0.34	2.1	1.76
1	12	<b>3.586</b>	2097.43	4075.92	0.79	2.00	3	1440.00	0.54	0.25	0.58	2.1	1.52
1.2	12	1.632	1878.39	5954.31	0.71	1.00	1	1440.00	0.54	0.16	0.75	2.1	1.35
1.4	12	0.814	880.60	6834.91	0.33	0.00	0	360.00	0.14	0.20	0.95	2.1	1.15
1.6	12	0.407	439.59	7274.50	0.17	0.00	0	0.00	0.00	0.17	1.11	2.1	0.99
1.8	12	0.203	219.45	7493.95	0.08	0.00	0	0.00	0.00	0.08	1.19	2.1	0.91
2.0	12	0.101	109.55	7603.50	0.04	0.00	0	0.00	0.00	0.04	1.23	2.1	0.87
2.2	12	0.064	59.42	7662.92	0.02	0.00	0	0.00	0.00	0.02	1.26	2.1	0.84
2.4	12	0.032	34.39	7697.31	0.01	0.00	0	0.00	0.00	0.01	1.27	2.1	0.83
2.6	12	0.016	17.17	7714.48	0.01	0.00	0	0.00	0.00	0.01	1.28	2.1	0.82
2.8	12	0.008	8.57	7723.05	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.28	2.1	0.82
3.0	12	0.004	4.28	7727.33	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.28	2.1	0.82
3.2	12	0.002	2.14	7729.47	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.28	2.1	0.82
3.4	12	0.001	1.07	7730.53	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.28	2.1	0.82
3.6	12	0.000	0.53	7731.07	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.28	2.1	0.82
3.8	12	0.000	0.27	7731.33	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.28	2.1	0.82
4.0	12	0.000	0.13	7731.46	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.28	2.1	0.82



Pada tabel 4.40 perhitungan penambahan kapasitas pompa saluran donorejo dengan penambahan 1 pompa, kapasitas sebesar  $2\text{m}^3/\text{det}$  ternyata tinggi muka air tidak melebihi yang diijinkan.

#### **4.3.3 Perhitungan Kapasitas Pompa Muara Tambak Wedi**

Berdasarkan hasil dari perhitungan sebelumnya didapat Hidrograf Banjir

- Q5 =  $36,53 \text{ m}^3/\text{det}$
- Tp = 1,471 jam
- Qpompa =  $7,5 \text{ m}^3/\text{det}$

Untuk perhitungan kapasitas eksisting Pompa Muara Tambak Wedi pada Tabel 4.41

Tabel 4.41 Perhitungan kapasitas eksisting Pompa Muara Tambak Wedi

waktu	Interval waktu	Inflow	Volume Inflow		h air	Pompa				h akhir	h total	tinggi yg diijinkan	$\Delta H$	
			Volume	V. kumulatif		pompa yg digunakan	Qpompa	volume	h air					
jam	menit	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m	m	m	m	m	
0.0	0	0.000	0.000	0.000	0.000		0	0.0	0.000	0	0.00	0.00	2.6	0.00
0.2	12	0.241	86.83	86.833	0.002		0	0.0	0.00	0.000	0.00	0.00	2.6	0.00
0.4	12	1.273	545.14	631.975	0.012		0	0.0	0.00	0.000	0.01	0.01	2.6	2.59
0.6	12	3.369	1671.07	2303.048	0.036		2	3.0	1080.00	0.023	0.01	0.03	2.6	2.57
0.8	12	6.719	3631.73	5934.779	0.079		4	6.0	3240.00	0.070	0.01	0.03	2.6	2.57
1.0	12	11.479	6551.47	12486.253	0.142		5	7.5	4860.00	0.105	0.04	0.07	2.6	2.53
1.2	12	22.402	12197.28	24683.533	0.264		5	7.5	5400.00	0.117	0.15	0.22	2.6	2.38
1.4	12	<b>35.899</b>	20988.36	45671.896	0.455		5	7.5	5400.00	0.117	0.34	0.56	2.6	2.04
1.6	12	32.554	24642.96	70314.857	0.534		5	7.5	5400.00	0.117	0.42	0.97	2.6	1.63
1.8	12	27.209	21514.55	91829.406	0.466		5	7.5	5400.00	0.117	0.35	1.32	2.6	1.28
2.0	12	22.741	17982.10	109811.508	0.389		5	7.5	5400.00	0.117	0.27	1.59	2.6	1.01
2.2	12	21.758	16019.88	125831.391	0.347		5	7.5	5400.00	0.117	0.23	1.82	2.6	0.78
2.4	12	18.186	14379.84	140211.228	0.311		5	7.5	5400.00	0.117	0.19	2.02	2.6	0.58
2.6	12	15.200	12018.83	152230.058	0.260		5	7.5	5400.00	0.117	0.14	2.16	2.6	0.44
2.8	12	12.704	10045.47	162275.531	0.218		5	7.5	5400.00	0.117	0.10	2.26	2.6	0.34
3.0	12	10.618	8396.12	170671.650	0.182		5	7.5	5400.00	0.117	0.06	2.33	2.6	0.27
3.2	12	9.768	7339.12	178010.771	0.159		5	7.5	5400.00	0.117	0.04	2.37	2.6	0.23
3.4	12	8.164	6455.67	184466.440	0.140		5	7.5	5400.00	0.117	0.02	2.39	2.6	0.21
3.6	12	6.824	5395.72	189862.162	0.117		4	6.0	4860.00	0.105	0.01	2.40	2.6	0.20
3.8	12	5.703	4509.80	194371.966	0.098		3	4.5	3780.00	0.082	0.02	2.42	2.6	0.18
4.0	12	4.767	3769.35	198141.311	0.082		3	4.5	3240.00	0.070	0.01	2.43	2.6	0.17
4.2	12	4.292	3261.22	201402.529	0.071		2	3.0	2700.00	0.058	0.01	2.44	2.6	0.16
4.4	12	3.587	2836.52	204239.048	0.061		2	3.0	2160.00	0.047	0.01	2.46	2.6	0.14
4.6	12	2.998	2370.79	206609.842	0.051		1	1.5	1620.00	0.035	0.02	2.47	2.6	0.13

Lanjutan Tabel 4.41 Perhitungan kapasitas eksisting Pompa Muara Tambak Wedi

waktu	Interval waktu	Q5	Volume Inflow		h air	Pompa				h akhir	h total	tinggi yg diijinkan	$\Delta H$
			Volume	V. komulatif		pompa yg digunakan	Qpompa	volume	h air				
jam	menit	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m	m	m	m	m
4.8	12	2.506	1981.54	208591.379	0.043	1	1.5	1080.00	0.023	0.02	2.49	2.6	0.11
5.0	12	2.095	1656.19	210247.569	0.036	1	1.5	1080.00	0.023	0.01	2.51	2.6	0.09
5.2	12	1.751	1384.26	211631.832	0.030	1	1.5	1080.00	0.023	0.01	2.51	2.6	0.09
5.4	12	1.463	1156.98	212788.814	0.025	0	0.0	540.00	0.012	0.01	2.53	2.6	0.07
5.6	12	1.223	967.02	213755.833	0.021	0	0.0	0.00	0.000	0.02	2.55	2.6	0.05
5.8	12	1.022	808.25	214564.078	0.018	0	0.0	0.00	0.000	0.02	2.57	2.6	0.03
6.0	12	0.854	675.54	215239.619	0.015	0	0.0	0.00	0.000	0.01	2.58	2.6	0.02
6.2	12	0.714	564.62	215804.243	0.012	0	0.0	0.00	0.000	0.01	2.59	2.6	0.01
6.4	12	0.597	471.92	216276.163	0.010	0	0.0	0.00	0.000	0.01	2.60	2.6	0.00
6.6	12	0.499	394.44	216670.598	0.009	0	0.0	0.00	0.000	0.01	2.61	2.6	-0.01
6.8	12	0.417	329.67	217000.272	0.007	0	0.0	0.00	0.000	0.01	2.62	2.6	-0.02
7.0	12	0.348	275.54	217275.817	0.006	0	0.0	0.00	0.000	0.01	2.62	2.6	-0.02
7.2	12	0.291	230.30	217506.120	0.005	0	0.0	0.00	0.000	0.00	2.63	2.6	-0.03

Pada tabel 4.41 Perhitungan kapasitas eksisting Pompa muara Tambak Wedi ternyata tinggi muka air melebihi tinggi saluran yang diijinkan. Oleh karena itu harus dilakukan penambahan 3 pompa dengan kapasitas 4 m<sup>3</sup>/det. Berikut Perhitungan penambahan pompa Muara Tambak Wedi

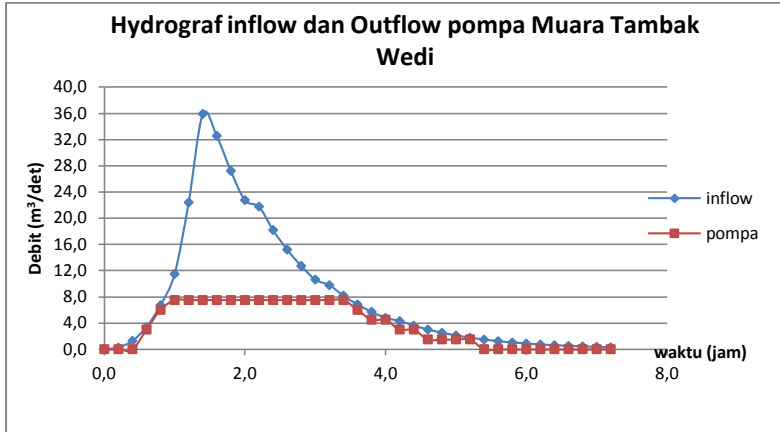
Tabel 4.42 Perhitungan Penambahan kapasitas Pompa Muara Tambak Wedi

waktu	Interval waktu	Inflow	Volume Inflow		h air	Pompa				h akhir	h total	tinggi yg diijinkan	$\Delta H$
			Volume	V. kumulatif		pompa yg digunakan	Qpompa	volume	h air				
jam	menit	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m			m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m	m	m	m
0.0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0.0	0.000	0	0.00	0.00	2.6	0.00
0.2	12	0.241	86.83	86.833	0.002	0	0.0	0.00	0.000	0.00	0.00	2.6	0.00
0.4	12	1.273	545.14	631.975	0.012	0	0.0	0.00	0.000	0.01	0.01	2.6	2.59
0.6	12	3.369	1671.07	2303.048	0.036	1	1.5	540.00	0.012	0.02	0.04	2.6	2.56
0.8	12	6.719	3631.73	5934.779	0.078	4	6.0	2700.00	0.058	0.02	0.06	2.6	2.54
1.0	12	11.479	6551.47	12486.253	0.141	5	7.5	4860.00	0.104	0.04	0.09	2.6	2.51
1.2	12	22.402	12197.28	24683.533	0.262	8	19.5	9720.00	0.209	0.05	0.15	2.6	2.45
1.4	12	<b>35.899</b>	20988.36	45671.896	0.451	8	19.5	14040.00	0.302	0.15	0.30	2.6	2.30
1.6	12	32.554	24642.96	70314.857	0.529	8	19.5	14040.00	0.302	0.23	0.52	2.6	2.08
1.8	12	27.209	21514.55	91829.406	0.462	8	19.5	14040.00	0.302	0.16	0.68	2.6	1.92
2.0	12	22.741	17982.10	109811.508	0.386	8	19.5	14040.00	0.302	0.08	0.77	2.6	1.83
2.2	12	21.758	16019.88	125831.391	0.344	8	19.5	14040.00	0.302	0.04	0.81	2.6	1.79
2.4	12	18.186	14379.84	140211.228	0.309	8	15.5	12600.00	0.271	0.04	0.85	2.6	1.75
2.6	12	15.200	12018.83	152230.058	0.258	6	11.5	9720.00	0.209	0.05	0.90	2.6	1.70
2.8	12	12.704	10045.47	162275.531	0.216	6	11.5	8280.00	0.178	0.04	0.94	2.6	1.66
3.0	12	10.618	8396.12	170671.650	0.180	5	7.5	6840.00	0.147	0.03	0.97	2.6	1.63
3.2	12	9.768	7339.12	178010.771	0.158	5	7.5	5400.00	0.116	0.04	1.01	2.6	1.59
3.4	12	8.164	6455.67	184466.440	0.139	5	7.5	5400.00	0.116	0.02	1.04	2.6	1.56
3.6	12	6.824	5395.72	189862.162	0.116	4	6.0	4860.00	0.104	0.01	1.05	2.6	1.55
3.8	12	5.703	4509.80	194371.966	0.097	3	4.5	3780.00	0.081	0.02	1.06	2.6	1.54
4.0	12	4.767	3769.35	198141.311	0.081	2	3.0	2700.00	0.058	0.02	1.09	2.6	1.51
4.2	12	4.292	3261.22	201402.529	0.070	2	3.0	2160.00	0.046	0.02	1.11	2.6	1.49
4.4	12	3.587	2836.52	204239.048	0.061	2	3.0	2160.00	0.046	0.01	1.12	2.6	1.48

Lanjutan Tabel 4.42 Perhitungan Penambahan kapasitas Pompa Muara Tambak Wedi

waktu	Interval waktu	Inflow	Volume Inflow		h air	Pompa				h akhir	h total	tinggi yg diijinkan	$\Delta H$
			Volume	V. komulatif		pompa yg digunakan	Qpompa	volume	h air				
jam	menit	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m			m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m	m	m	m
4.6	12	2.998	2370.79	206609.842	0.051	1	1.5	1620.00	0.035	0.02	1.14	2.6	1.46
4.8	12	2.506	1981.54	208591.379	0.043	1	1.5	1080.00	0.023	0.02	1.16	2.6	1.44
5.0	12	2.095	1656.19	210247.569	0.036	1	1.5	1080.00	0.023	0.01	1.17	2.6	1.43
5.2	12	1.751	1384.26	211631.832	0.030	1	1.5	1080.00	0.023	0.01	1.18	2.6	1.42
5.4	12	1.463	1156.98	212788.814	0.025	0	0.0	540.00	0.012	0.01	1.19	2.6	1.41
5.6	12	1.223	967.02	213755.833	0.021	0	0.0	0.00	0.000	0.02	1.21	2.6	1.39
5.8	12	1.022	808.25	214564.078	0.017	0	0.0	0.00	0.000	0.02	1.23	2.6	1.37
6.0	12	0.854	675.54	215239.619	0.015	0	0.0	0.00	0.000	0.01	1.24	2.6	1.36
6.2	12	0.714	564.62	215804.243	0.012	0	0.0	0.00	0.000	0.01	1.26	2.6	1.34
6.4	12	0.597	471.92	216276.163	0.010	0	0.0	0.00	0.000	0.01	1.27	2.6	1.33
6.6	12	0.499	394.44	216670.598	0.008	0	0.0	0.00	0.000	0.01	1.27	2.6	1.33
6.8	12	0.417	329.67	217000.272	0.007	0	0.0	0.00	0.000	0.01	1.28	2.6	1.32
7.0	12	0.348	275.54	217275.817	0.006	0	0.0	0.00	0.000	0.01	1.29	2.6	1.31
7.2	12	0.291	230.30	217506.120	0.005	0	0.0	0.00	0.000	0.00	1.29	2.6	1.31

Pada tabel 4.42 perhitungan penambahan kapasitas pompa Muara Tambak Wedi dengan penambahan 3 pompa kapasitas sebesar  $3\text{m}^3/\text{det}$  ternyata tinggi muka air tidak melebihi yang diijinkan.



**Gambar 4.13** Hydrograf inflow dan outflow pompa hilir Tambak Wedi

#### 4.4 Profil Muka Air

Perhitungan profil muka air dicari untuk mengetahui muka air yang berada dipertemuan saluran drainase. Untuk perhitungan profil muka air dapat dilihat pada tabel 4.43

**Tabel 4.43** Perhitungan Profil Muka Air

h	A	P	R	$R^{4/3}$	$\bar{u}$	$\bar{u}^2/2g$	E	$\Delta E$	$i_r$	$i_f$	$i - s_f$	$\Delta x$	x
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
1.20	29.09	26.45	1.10	1.14	1.63	0.14	1.34	-	0.0005	-	-	-	-
1.10	26.64	26.24	1.02	1.02	1.78	0.16	1.26	0.074	0.0006	0.0005	0.0015	50.46	50.46
1.00	24.20	26.04	0.93	0.91	1.96	0.20	1.20	0.066	0.0008	0.0007	0.0013	51.36	101.81
0.90	21.76	25.84	0.84	0.80	2.18	0.24	1.14	0.054	0.0012	0.0010	0.0010	53.71	155.52
0.83	20.01	25.69	0.78	0.72	2.37	0.29	1.12	0.028	0.0015	0.0014	0.0006	42.98	198.51

- Kolom 1 : Kedalaman aliran (m)  
 Kolom 2 : luas penampang aliran (A), untuk setiap kedalaman h aliran pada kolom 1(m)  
 Kolom 3 : keliling basah saluran(P)  
 Kolom 4 : jari jari hidrolis, kolom 2 dibagi kolom 3 (m)  
 Kolom 5 : jari jari hidrolis pangkat 4/3  
 Kolom 6 : kecepatan rata- rata pada luas permukaan tertentu, diperoleh dari debit dibagi luas permukaan (m/s)  
 Kolom 7 : tinggi kecepatan  $\bar{u}^2/2g$   
 Kolom 8 : energy spesifik E, yaitu kedalaman aliran (kolom 1) ditambah tinggi kecepatan (kolom 7)  

$$E = h_i + \left( \frac{\bar{u}^2}{2g} \right)$$
  
 Kolom 9 :Perubahan tinggi energy ( $\Delta E$ ), yaitu selisih antara energy spesifik penampang dari penampang sebelumnya ke penampang yang ditinjau(m)  $\Delta E_i = E - E_i$   
 Kolom 10 :kemiringan energy



$$i_f = \left( \frac{n^2 \bar{u}^2}{R^{4/3}} \right)$$

Kolom 11 : kemiringan geser rata – rata penampang

$$\bar{i}_f = \left( \frac{i_{fi} + i_{fi}}{2} \right)$$

Kolom 12 : selisih kemiringan dasar saluran dengan kemiringan geser rata-rata  $i - s_f$

kolom 13 : panjang penggal saluran diantara penampang berurutan yaitu kolom 9 dibagi kolom 12

kolom 14 : nilai komulatif  $\Delta x$

#### 4.5 Perhitungn Volume Pengerukan

Dari hasil analisa penampang eksisting dan analisa penampang rencana didapatkan elevasi dasar yang berbeda. Dimana elevasi dasar rencana lebih rendah daripada elevasi dasar eksisting. Ini dikarenakan kondisi eksisting sudah di normalisasi dan elevasi dasar eksisting sudah mengalami pengerukan. Berikut perhitungan volume pengerukan pada saluran Pegirian dan Tambak Wedi.

**Tabel 4.44** Perhitungan Volume Pengerukan saluran Pegirian

STA	Luas	Tinggi	Volume
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m <sup>3</sup> )
P1 - P2	337.54	0.030	10.13
P2 - P3	5790.41	0.138	799.08
P3 - P4	2152.25	0.149	320.69
P4 - P5	34560.00	0.235	8121.60
P5 - P6	20090.00	0.322	6468.98
P6 - P7	11882.50	0.369	4384.64
P7 - P8	34343.75	0.429	14716.30
P8 - P9	42075.00	0.508	21353.06
P9 - P10	36260.00	0.530	19199.67
P10 - P11	5343.99	0.538	2872.39
P11 - P12	25740.00	0.608	15637.05
		Σ	<b>93883.58</b>

**Tabel 4.45** Perhitungan Volume Pengerukan saluran Tambak Wedi

STA	Luas	Tinggi	Volume
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m <sup>3</sup> )
P13 - P14	1250.00	0.085	105.95
P14 - P15	3548.50	0.094	332.71
P15 - P16	215.23	0.141	30.41
P16 - P17	2532.85	0.143	360.94
P17 - P18	9337.50	0.273	2549.18

Lanjutan **Tabel 4.42** Perhitungan Volume Pengerukan saluran Tambak Wedi

STA	Luas	Tinggi	Volume
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m <sup>3</sup> )
P18 - P19	13600.00	0.407	5535.26
P19 - P20	37680.00	0.535	20158.96
P20 - P21	22800.00	0.605	13794.10
P21 - P22	8226.05	0.633	5203.83
P22 - P23	17381.70	0.670	11645.46
P23 - P24	13850.00	0.715	9902.53
P24 - P25	14620.00	0.747	10920.91
P25 - P26	79399.05	0.842	66852.75
P26 - P27	7450.11	0.852	6345.46
P27 - P28	9788.80	0.897	8775.92
$\Sigma$			<b>162514.37</b>

Dari Tabel 4.41 dan 4.42 perhitungan volume pengerukan didapat total dari volume pengerukan saluran pegirian sebesar 93883.58 m<sup>3</sup> dan saluran Tambak Wedi sebesar 162514.37 m<sup>3</sup>

## **BAB V**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Berdasarkan dari analisis dan perhitungan yang telah dilakukan, dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari hasil analisis dan perhitungan, kemampuan saluran mengalirkan debit eksisting pada sistem drainase tambak wedi diperoleh :
  - Debit eksisting Primer Pegirian
    - Hulu =  $10,34 \text{ m}^3/\text{det}$
    - Hilir =  $22,65 \text{ m}^3/\text{det}$
  - Debit eksisting Primer Tambak Wedi
    - Hulu =  $2,73 \text{ m}^3/\text{det}$
    - Hilir =  $75 \text{ m}^3/\text{det}$
2. Dari data hujan selama 15 th didapat Debit rencana Q10 th :
  - Debit rencana Primer Pegirian
    - Hulu =  $11,39 \text{ m}^3/\text{det}$
    - Hilir =  $40,68 \text{ m}^3/\text{det}$
  - Debit rencana Primer Tambak Wedi
    - Hulu =  $27,59 \text{ m}^3/\text{det}$
    - Hilir =  $48,61 \text{ m}^3/\text{det}$
3. Dari hasil perhitungan primer pegirian dan Tambak Wedi tidak mampu menampung debit rencana sesuai hasil perhitungan ( $Q_{\text{eksisting}} < Q_{\text{rencana}}$ )
4. Hasil perhitungan analisa pompa didapat :
  - Pompa saluran Simolawang memiliki 2 buah pompa dengan masing- masing kapasitas  $1,39 \text{ m}^3/\text{det}$  dan  $1 \text{ m}^3/\text{det}$ . Pada 0,6 jam 1 buah pompa mulai digunakan dengan kapasitas  $1,39 \text{ m}^3/\text{det}$ , Pada 0,8 jam 2 buah pompa digunakan dengan

kapasitas  $2,39 \text{ m}^3/\text{det}$ . Dan pada 1,4 jam hanya menggunakan 1 pompa kapasitas  $1 \text{ m}^3/\text{det}$ .

- Pompa saluran Donorejo memiliki 1 buah pompa dengan kapasitas  $1 \text{ m}^3/\text{det}$ . Pada 0,6 jam sampai 1,2 jam pompa mulai digunakan dengan kapasitas  $1 \text{ m}^3/\text{det}$
- Pompa Muara Tambak Wedi memiliki 5 buah pompa dengan masing- masing kapasitas  $1,5 \text{ m}^3/\text{det}$ . Pada 0,6 jam 2 buah pompa mulai digunakan dengan kapasitas  $3 \text{ m}^3/\text{det}$ , Pada 0,8 jam 4 buah pompa digunakan dengan kapasitas  $6 \text{ m}^3/\text{det}$ . Pada 1jam menggunakan 5 pompa kapasitas  $7,5 \text{ m}^3/\text{det}$ . Dan pada 5,2 jam hanya menggunakan 1 pompa kapasitas  $1,5 \text{ m}^3/\text{det}$ .

Dari hasil perhitungan kapasitas pompa belum maksimal

5. Untuk mencegah terjadinya banjir agar kapasitas eksisting mampu menampung debit rencana maka yang perlu dilakukan :

- Perbaikan Saluran Primer Pegirian
  - Hulu : Lebar dasar saluran ( $B_{\text{hulu}}$ ) = 15 m  
kemiringan dasar saluran ( $I$ ) = 0,0001
  - Hilir : Lebar dasar saluran ( $B_{\text{hilir}}$ ) = 25 m  
kemiringan dasar saluran ( $I$ ) = 0,0001
- Perbaikan Saluran Primer Tambak Wedi
  - Hulu : Lebar dasar saluran ( $B_{\text{hulu}}$ ) = 16 m  
kemiringan dasar saluran ( $I$ ) = 0,0002
  - Hilir : Lebar dasar saluran ( $B_{\text{hilir}}$ ) = 24 m  
kemiringan dasar saluran ( $I$ ) = 0,0002
- Penambahan kapasitas pompa
  - Saluran Simolawang : 1 pompa dengan kapasitas  $3 \text{ m}^3/\text{det}$
  - Saluran Donorejo : 1 pompa dengan kapsitas  $2 \text{ m}^3/\text{det}$

- Muara Tambak Wedi : 3 pompa dengan masing masing kapasitas pompa 4 m<sup>3</sup>/det
- Pengerukan sedimen disaluran primer perlu dilakukan Agar elevasi dasar lebih terjal dan air dapat mengalir dengan cepat sehingga tidak terjadi genangan yang lama maka dilakukan pengerukan. Dari perhitungan diperoleh :

Volume pengerukan saluran Pegirian :

- P1-P2 = 10,13 m<sup>3</sup>
- P2-P3 = 799,08 m<sup>3</sup>
- P3-P4 = 320,69 m<sup>3</sup>
- P4-P5 = 8121,60 m<sup>3</sup>
- P5-P6 = 6468,98 m<sup>3</sup>
- P6-P7 = 4384,64 m<sup>3</sup>
- P7-P8 = 14716,30 m<sup>3</sup>
- P8-P9 = 21353,06 m<sup>3</sup>
- P9-P10 = 19199,67 m<sup>3</sup>
- P10-P11 = 2872,39 m<sup>3</sup>
- P11-P12 = 15637,05 m<sup>3</sup>

Volume pengerukan saluran Tambak Wedi:

- P13-P14 = 105,95 m<sup>3</sup>
- P14-P15 = 332,71m<sup>3</sup>
- P15-P16 = 30,41 m<sup>3</sup>
- P16-P17 = 360,94 m<sup>3</sup>
- P17-P18 = 2549,18 m<sup>3</sup>
- P18-P19 = 5535,26 m<sup>3</sup>
- P19-P20 = 20158,96 m<sup>3</sup>
- P20-P21 = 13794,10 m<sup>3</sup>
- P21-P22 = 5203,83 m<sup>3</sup>
- P22-P23 = 11645,46 m<sup>3</sup>
- P23-P24 = 9902,53 m<sup>3</sup>
- P24-P25 = 10920,91 m<sup>3</sup>
- P25-P26 = 66852,75 m<sup>3</sup>
- P26-P27 = 6345,46 m<sup>3</sup>

$$- P27-P28 = 8775,92 \text{ m}^3$$

Total pengerukan saluran Pegirian 93883.58 m<sup>3</sup> dan saluran Tambak Wedi sebesar 162514.37 m<sup>3</sup>

## 5.2 Saran

Perbaikan saluran perlu dilakukan di saluran primer Pegirian, dan Tambak Wedi Kali sehingga kapasitas penampang bisa menampung debit rencana.

Diharapkan adanya pemeliharaan secara rutin seperti melakukan pengerukan atau pembersihan sedimen untuk mengurangi resiko terjadinya banjir

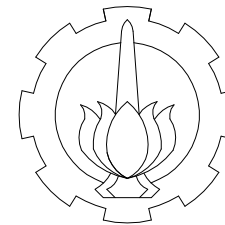
*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



## DAFTAR PUSTAKA

- Departemen PU. 1986. "***Standar Perencanaan Irigasi Kriteria Perencanaan KP 03***". Bagian saluran
- MacDonald Cambridge UK dan PT. Tricon Jaya 2000. "***Surabaya Drainage Master Plan 2018***". Surabaya
- Soewarno. 1995. "***Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data***" Jilid 1.
- Sofia, Fifi. 2005. "***Modul Hidrolika***". Surabaya
- Subarkah, Iman. 1980. "***Hidrologi untuk Perencanaan Bangunan Air***" Bandung: Idea Dharma
- Suripin. 1998. "***Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan***". Yogyakarta: Andi
- Triatmodjo, Bambang. 2009. "***Hidrologi Terapan.***"Yogyakarta: PT. Andi

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
 PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI SISTEM DRAINASE TAMBAK WEDI

NAMA GAMBAR

SKEMA JARINGAN DRAINASE PRIMER PEGIRIAN

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST. MSc

NAMA MAHASISWA

ANISTISIA ARTHA KARTINA  
 3114 106 025

SKALA

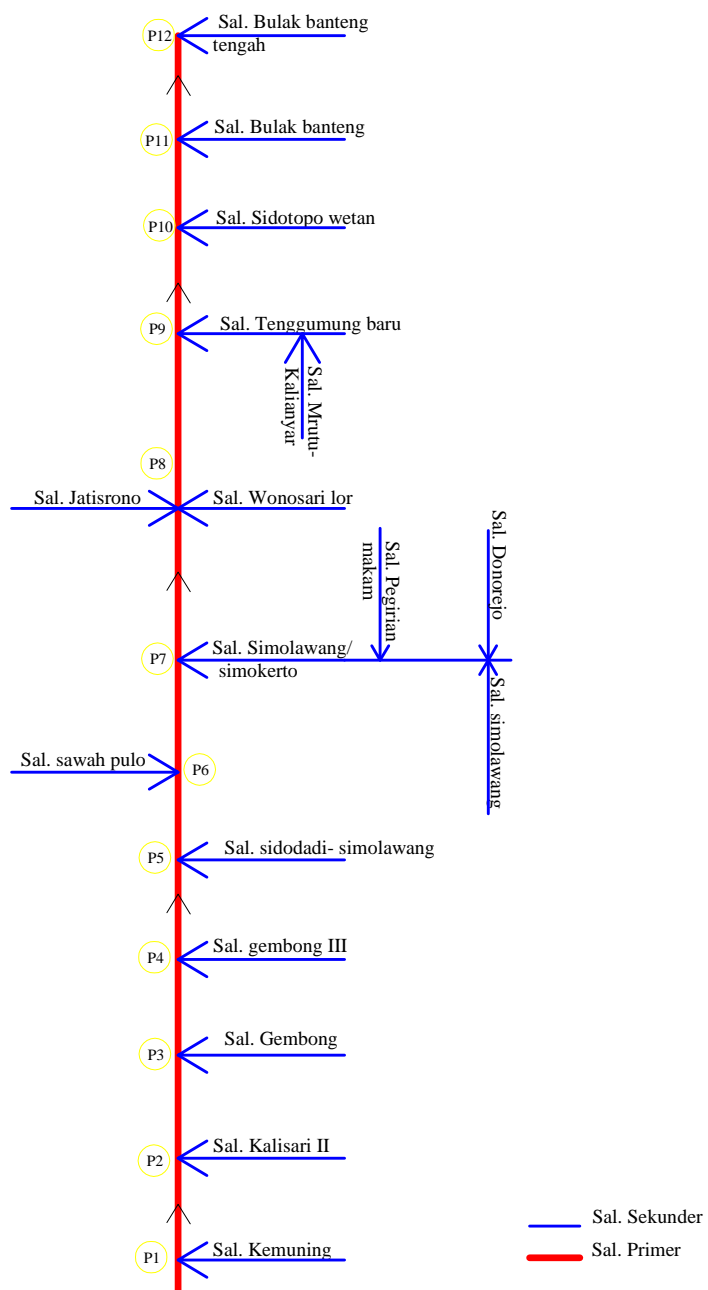
KETERANGAN

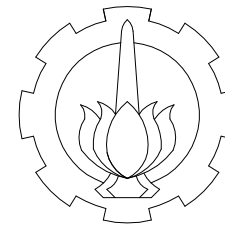
No.Lembar

Jml. Lembar

01

23





FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
 PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI SISTEM DRAINASE TAMBAK WEDI

NAMA GAMBAR

SKEMA JARINGAN DRAINASE PRIMER TAMBAK WEDI

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST, MSc

NAMA MAHASISWA

ANISTISIA ARTHA KARTINA  
 3114 106 025

SKALA

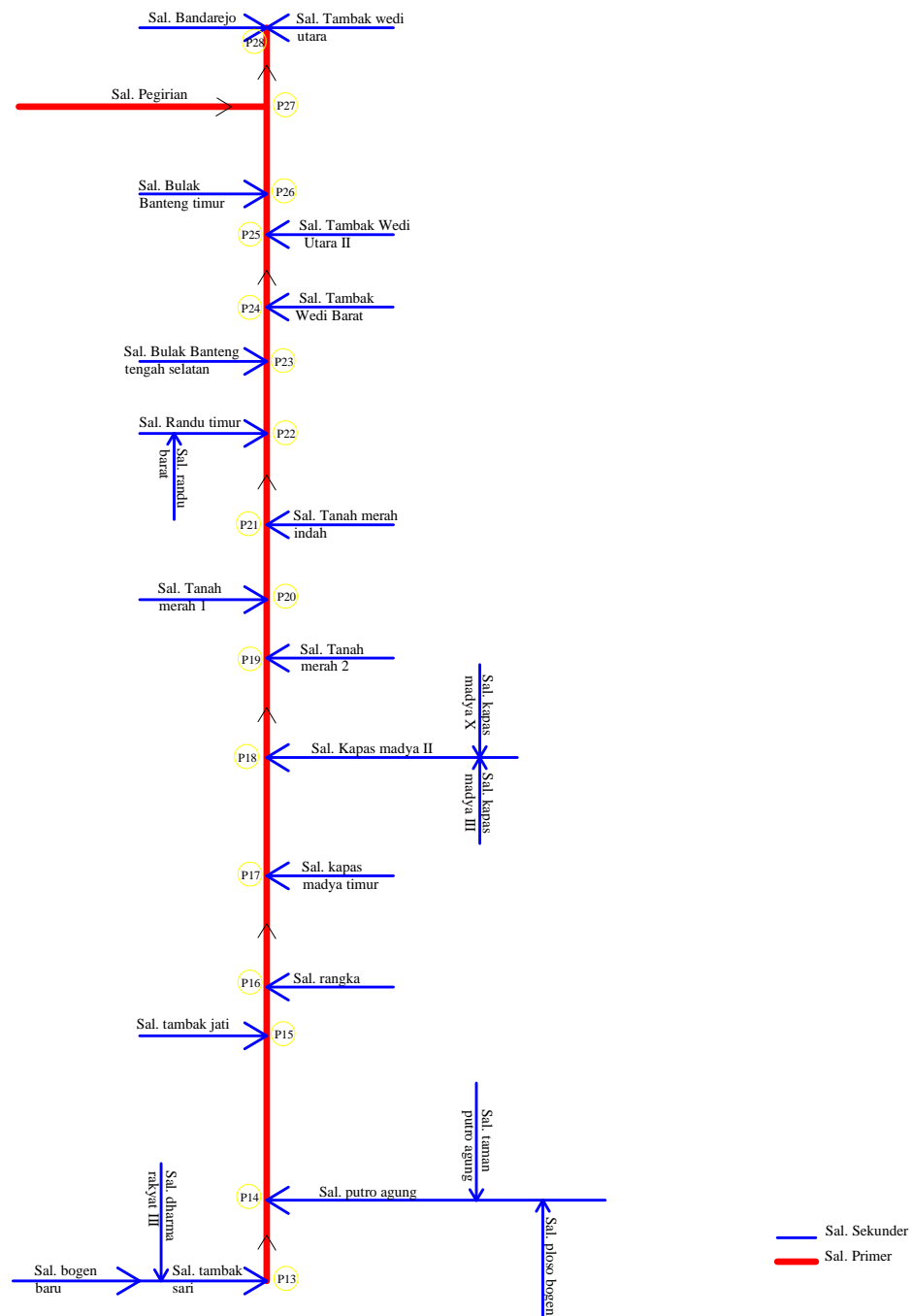
KETERANGAN

No.Lembar

02

Jml. Lembar

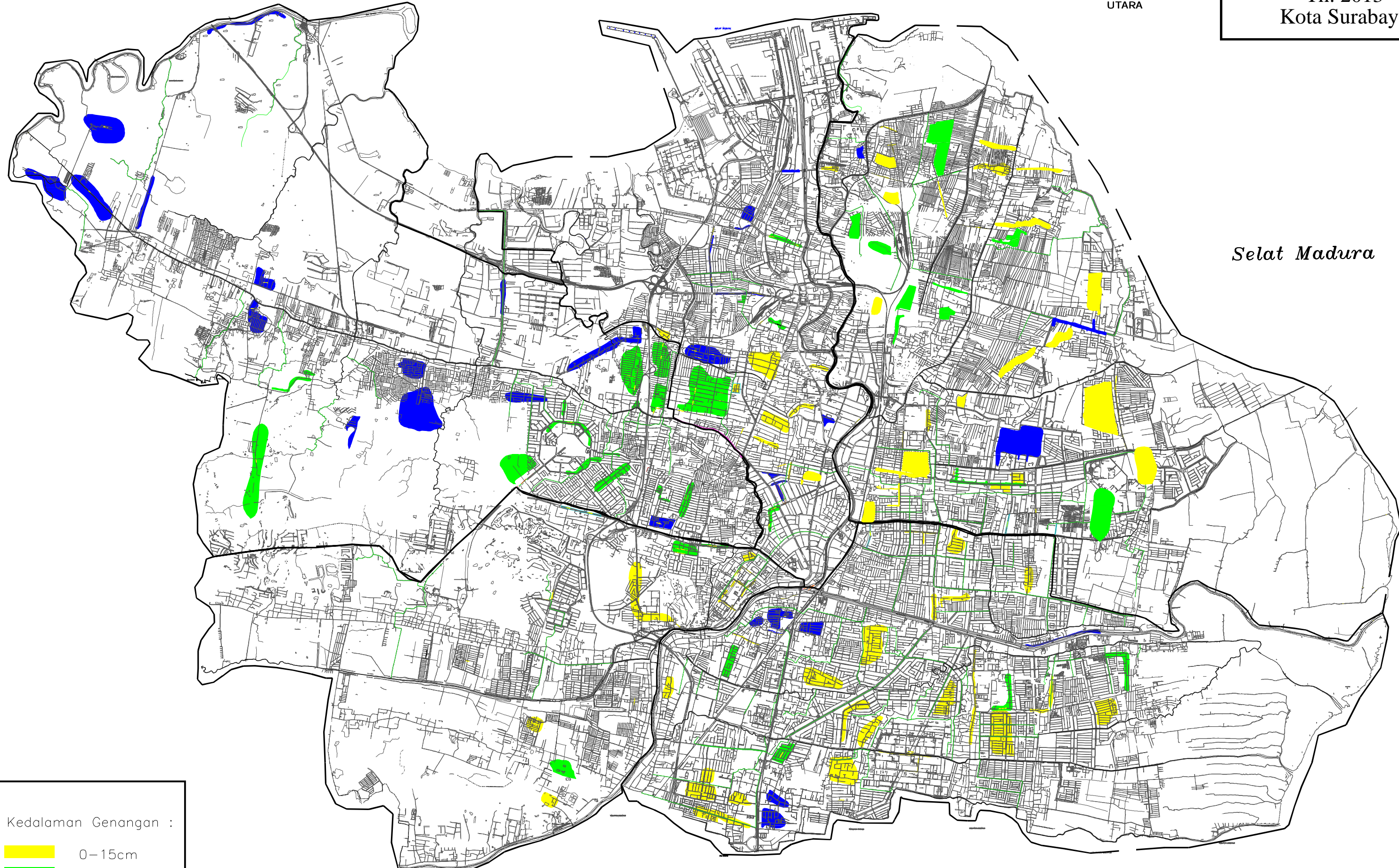
23



Gambar :  
Peta Tinggi Genangan  
Th. 2013  
Kota Surabaya



*Selat Madura*



Kedalaman Genangan :  
0-15cm  
15-30cm  
30-50cm

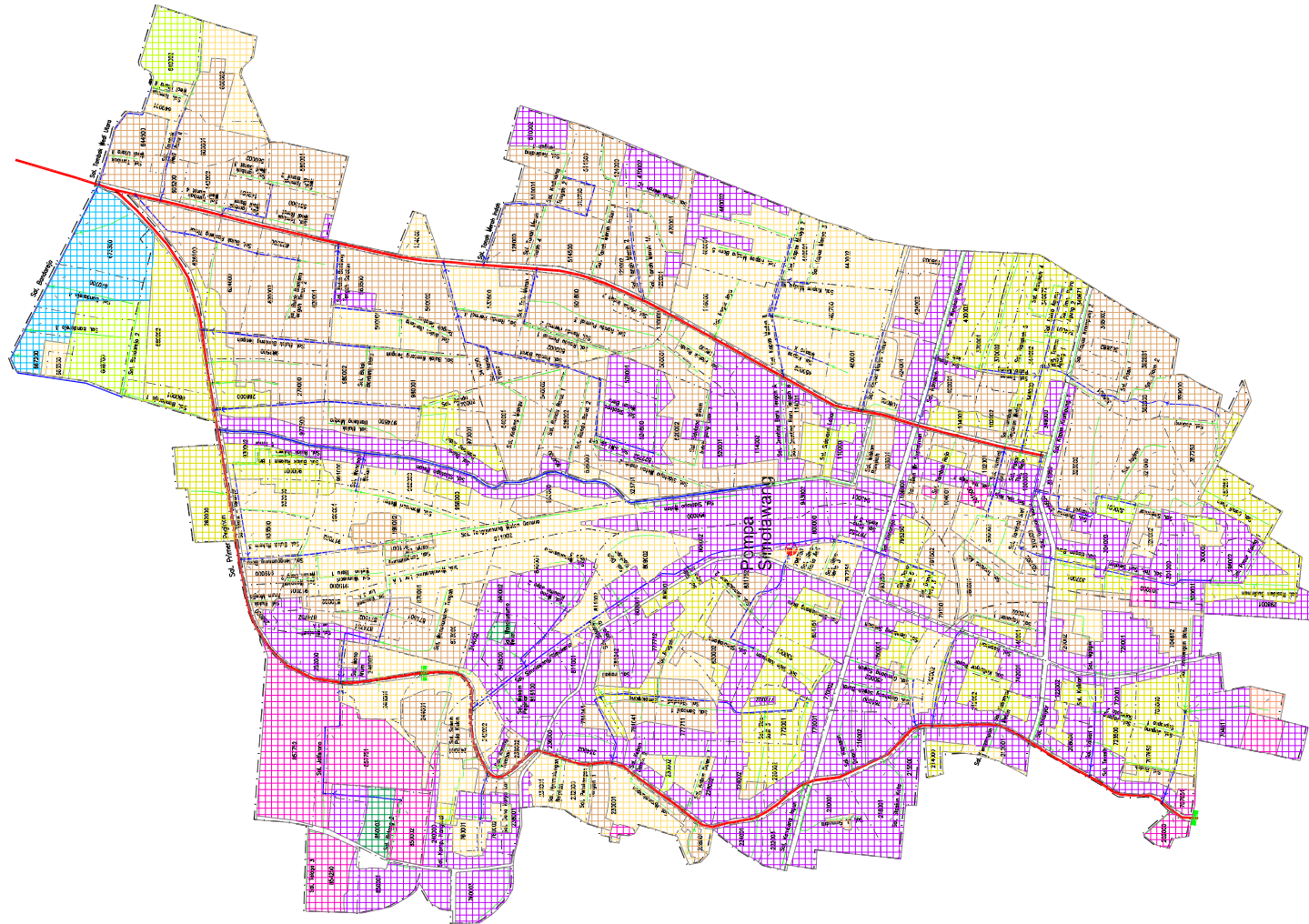


DINAS PEKERJAAN UMUM  
BINA MARGA DAN PEMATUSAN  
KOTA SURABAYA

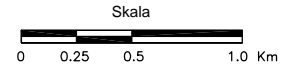
LEGENDA PETA :

- Batas Kota
- ==== Jalan Kota
- Rel KA
- Sungai
- Waduk/Bozem

Skala  
0 0.5 1.0 2.0 3.0 km



**DRAINAGE MASTER PLAN  
FOR SURABAYA**



**Sistem Saluran :**

- Catchment Primer
- Catchment Sekunder
- Saluran Primer
- Saluran Sekunder
- Saluran Tersier
- Dam
- Pintu Air
- Rumah Pompa

**Tata Guna Lahan :**

- Komersial
- Fasilitas Umum
- Perumahan :
  - H1 : 50-150 jiwa/ha (Perumahan Lama)
  - H2 : 50-150 jiwa/ha (Perumahan Baru)
  - H3 : 150-250 jiwa
  - H4 : 250-350 jiwa/ha
  - H5 : > 350 jiwa/ha
- Rerumputan :
  - O1 : Rerumputan 25%-75%
  - O2 : Rerumputan > 75%
- Lahan Basah



**BAPPEKO  
Surabaya**

**Mott**  
MacDonald Cambrigde, UK  
In association with : PT Tricon Jaya

Judul/ Title

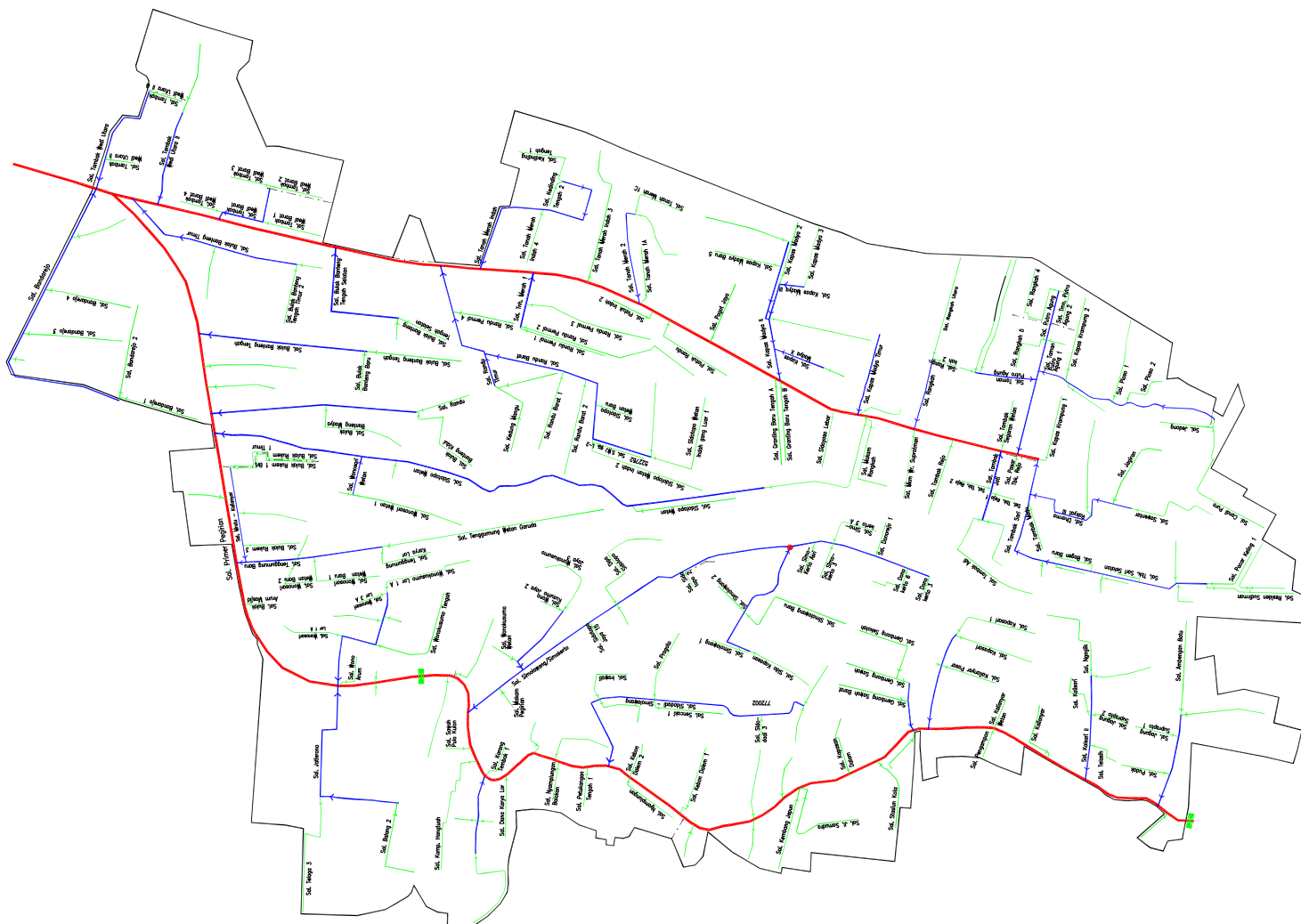
Rencana  
Sistem Pematusan  
Tambak Wedi  
dan Pegirian


No. Lembar


Jml. Lembar

**04**

**23**




**BAPPEKO**  
**Surabaya**


**Mott**  
**MacDonald** Cambrigde, UK  
 In association with : PT Tricon Jaya

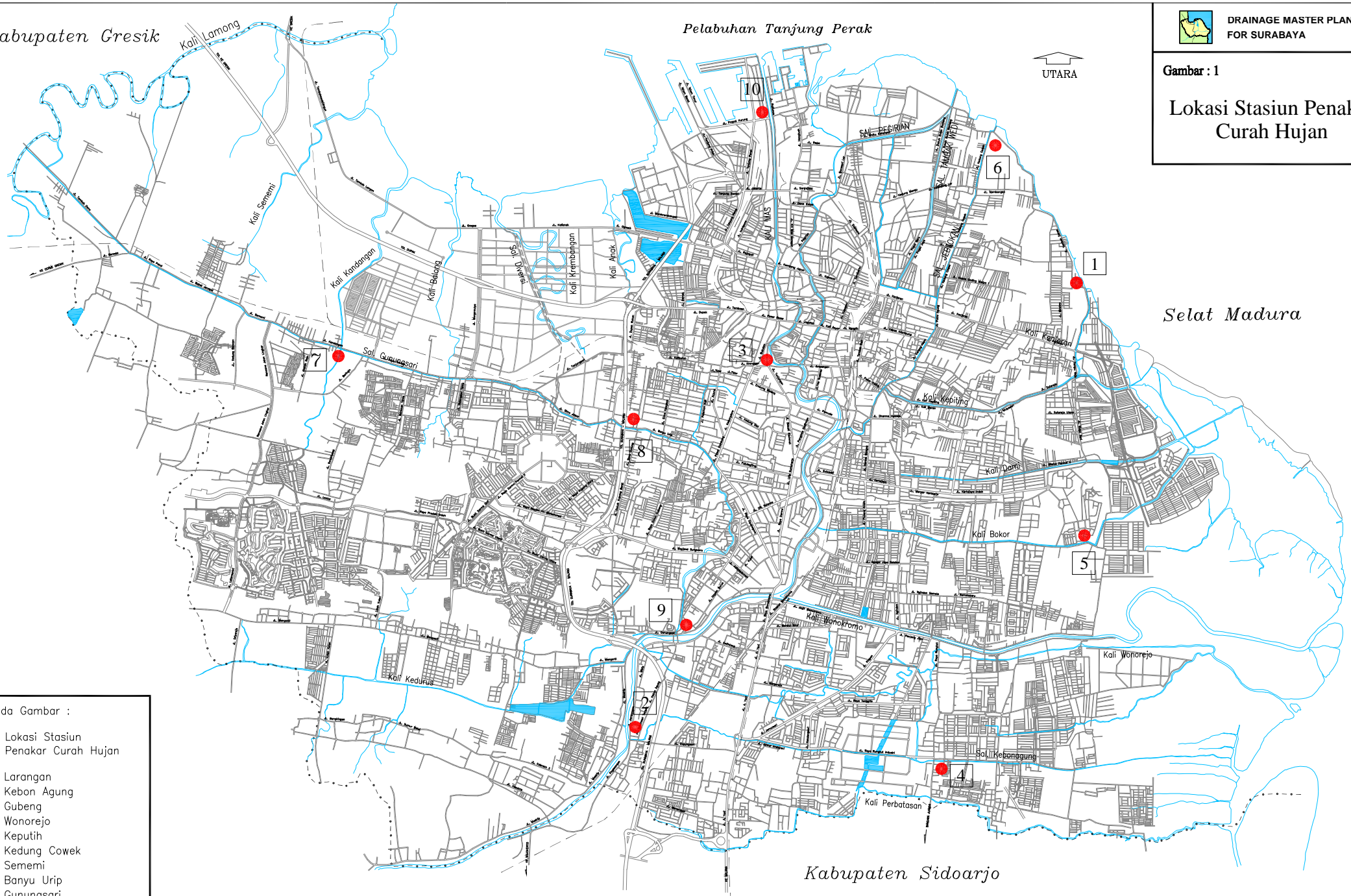
Judul/ Title  
  
**Kondisi Eksisting**  
**Sistem Pematusan**  
**Tambak Wedi**  
**dan Pegirian**

No. Lembar	Jml. Lembar
<b>05</b>	<b>23</b>



Gambar : 1

### Lokasi Stasiun Penakar Curah Hujan








Legenda Gambar :

● Lokasi Stasiun Penakar Curah Hujan

- 1. Larangan
- 2. Kebon Agung
- 3. Gubeng
- 4. Wonorejo
- 5. Keputih
- 6. Kedung Cowek
- 7. Sememi
- 8. Banyu Urip
- 9. Gunungsari
- 10. Perak

Sumber : DPUD Surabaya  
Brantas Surabaya

LEGENDA PETA :

-  Batas Kota
-  Jalan Kota
-  Rel KA
-  Sungai
-  Waduk/Bozem





Kabupaten Gresik

Pelabuhan Tanjung Perak



# DRAINAGE MASTER PLAN FOR SURABAYA

Gambar :

## Peta Lokasi Pompa/Screen Drainase Existing



Tanggul Laut

Nama Pintu Air Elektrik :

1. PINTU AIR ELEKTRIK BOEZEM MOROKREMBANGAN
2. PINTU AIR ELEKTRIK TAMBAK WEDI
3. PINTU AIR ELEKTRIK JEBLOKAN
4. PINTU AIR ELEKTRIK BOEZEM KALIDAMI I
5. PINTU AIR ELEKTRIK KALIBOKOR
6. PINTU AIR ELEKTRIK SEMOLOWARU I
7. PINTU AIR ELEKTRIK KEBON AGUNG
8. PINTU AIR ELEKTRIK BOEZEM KEDURUS
9. PINTU AIR ELEKTRIK AVOOR WONOREJO HILIR

Nama MSC :

1. Mechanical Screen Dinoyo
2. Mechanical Screen Dharmakali
3. Mechanical Screen Kalimir/Jagir
4. Mechanical Screen Jeblokan
5. Mechanical Screen Kalidami I
6. Mechanical Screen Kalidami II
7. Mechanical Screen Kalidami III
8. Mechanical Screen Mulyosari (Ring Road ITS)
9. Mechanical Screen Tambak Wedi
10. Mechanical Screen Boezem Morokrembangan
11. Mechanical Screen Bratang
12. Mechanical Screen Greges
13. Mechanical Screen Ikan Mungsing
14. Mechanical Screen Salatiga
15. Mechanical Screen Avoor Wonorejo

Nama Pompa :

1. Pompa Air Dinoyo
2. Pompa Air Darma Kali
3. Pompa Air Bratang
4. Pompa Air Flores
5. Pompa Air Keputran
6. Pompa Air Simolawang
7. Pompa Air Pesapan
8. Pompa Air Kulisari
9. Pompa Air Mulyorejo
10. Pompa Air Gunung Sari II
11. Pompa Air Kali Kepiting
12. Pompa Air Dharma Husada
13. Pompa Air Kalidami Screw
14. Pompa Air Gunung Sari I
15. Pompa Air Kali Rungkut
16. Pompa Air Wonorejo I
17. Pompa Air Dupak Bandarejo
18. Pompa Air Semolowaru I
19. Pompa Air Kenari
20. Pompa Air Grahadi
21. Pompa Air Jagir Kalimir
22. Pompa Air Semolowaru II
23. Pompa Air Asem Jaya
24. Pompa Air Tidar
25. Pompa Air Kulisari
26. Pompa Air Kalijudan
27. Pompa Air Boezem Kalidami I
28. Pompa Air Kalibokor
29. Pompa Air Balang/Margomulyo
30. Pompa Air Gadukan
31. Pompa Air Kebon Agung
32. Pompa Air Pandugo
33. Pompa Air Boezem Wonorejo
34. Pompa Air Kedung Asem
35. Pompa Air Jemur Andayani
36. Pompa Air Jeblokan
37. Pompa Air Boezem Kalidami II
38. Pompa Air Mulyosari (Ring Road ITS)
39. Pompa Air Tambak Wedi
40. Pompa Air Boezem Moro Krembangan
41. Pompa Air Kenjeran
42. Pompa Air Medakan Semampir (SMPN 30)
43. Pompa Air Jemursari Prapen
44. Pompa Air Medakan Ayu/UPN
45. Pompa Air Boezem Kedurus
46. Pompa Air Wonorejo II
47. Pompa Air Bratang Lapangan
48. Pompa Air Greges
49. Pompa Air Batang
50. Pompa Air Boezem Morokrembangan II
51. Pompa Air Kenjeran Ken Park
52. Pompa Air Kenjeran II
53. Pompa Air Medakan Ayu Hilir
54. Pompa Air Jambangan

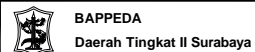
Renc. Rumah Pompa :

1. Pompa Air Sememi
2. Pompa Air Ikan Mungsing
3. Pompa Air Salatiga
4. Pompa Air SumberRejo

Keterangan :

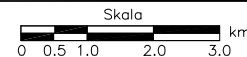
- Saluran Primer
- Saluran Sekunder
- Dam
- Pintu Air
- Rumah Pompa yang ada
- Waduk/Boezem
- Mechanical Screen

Sumber : Surabaya Drainage Master Plan



LEGENDA PETA :

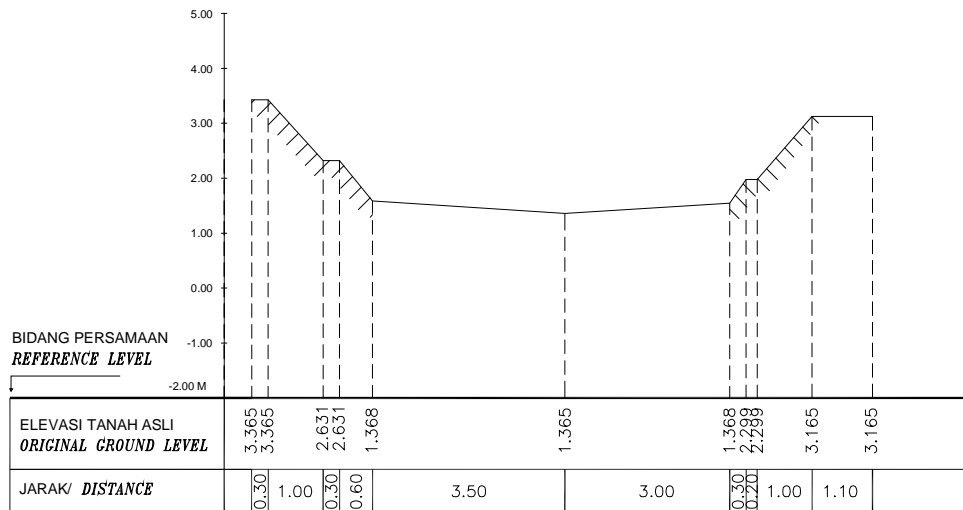
- Batas Kota
- Jalan Kota
- Rel KA
- Sungai
- Waduk/Boezem



Nama File : Lokasi\_Pompa.dwg

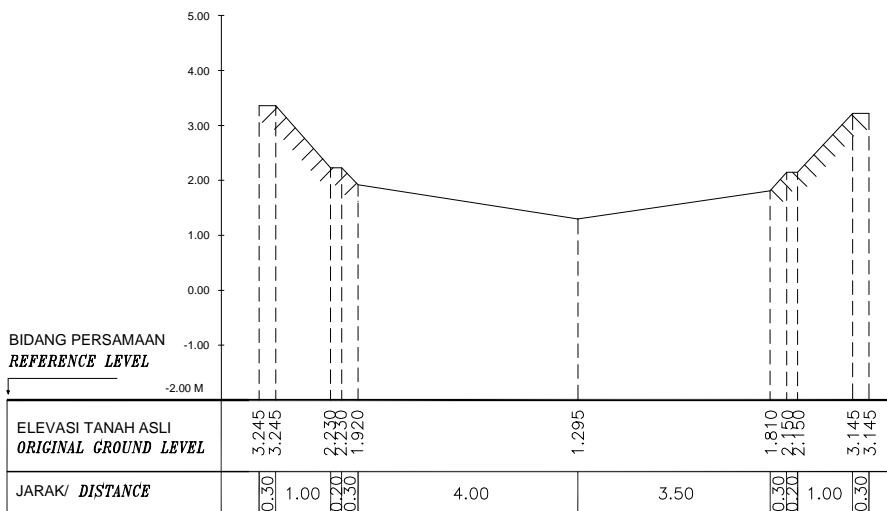
No. Lembar : 07

Jml. Lembar : 23



### P.1 ( Eksisting )

Skala 1 : 100



### P.2 ( Eksisting )

Skala 1 : 100

KETERANGAN



**CV. CIPTA SURAMADU CONSULTANT**  
Engineering & Management consultant  
Office : J.L. Maritim 11 South - Bangkai  
Operational Office : J. Kapuas Tengah Timur 3B / 13  
Telephone/Fax/Mele 031 - 42201528 / 031 - 56201508  
E-Mail : csc\_jstn@yahoo.com

NAMA KEGIATAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN DAN  
REHABILITASI SALURAN PEMATUAN

PAKET PEKERJAAN

PENDALAMAN CCSP PEGIRIAN

GAMBAR

SKALA

POT. MELINTANG - P.1

1:100

POT. MELINTANG - P.2

1:100

PENYEDIA JASA

TGL.

TTD

TAUFIK HIDAYAT, ST  
Direktur

PERENCANA

TGL.

TTD

BAMBANG SUHARSONO, ST. MT.  
Team Leader

Kode Gambar

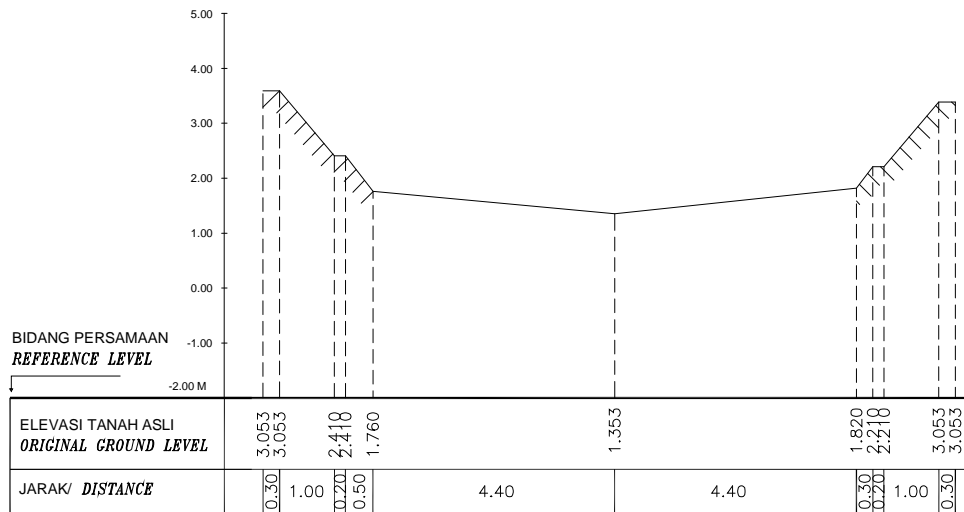
No. Lembar

Jml. Lembar

PG

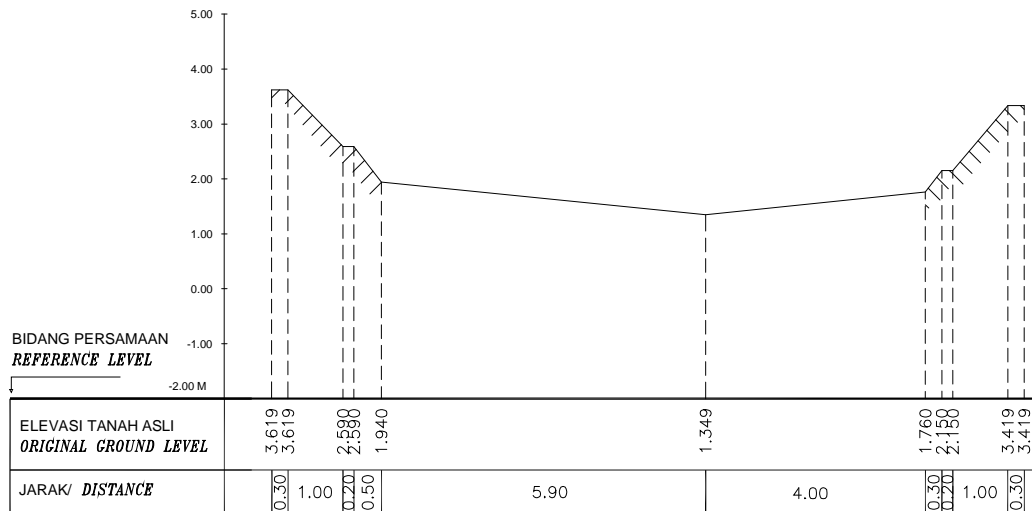
08

23



### P.3 ( Eksisting )

Skala 1 : 100



### P.4 ( Eksisting )

Skala 1 : 100

KETERANGAN



**CV. CIPTA SURAMADU CONSULTANT**  
Engineering & Management consultant  
Office : J.L. Marlini 11 South - Bandung  
Operational Office : J. Kephuh Tagal Timur 3B / 19  
Telephone/Fax/Email : 022-25201528 / 021 - 56201508  
E-Mail : csc\_jstn@yahoo.com

NAMA KEGIATAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN DAN  
REHABILITASI SALURAN PEMATUAN

PAKET PEKERJAAN

PENDALAMAN CCSP PEGIRIAN

GAMBAR

SKALA

POT. MELINTANG - P.3

1:100

POT. MELINTANG - P.4

1:100

PENYEDIA JASA

TGL.

TTD

TAUFIK HIDAYAT, ST  
Direktur

PERENCANA

TGL.

TTD

BAMBANG SUHARSONO, ST., MT.  
Team Leader

Kode Gambar

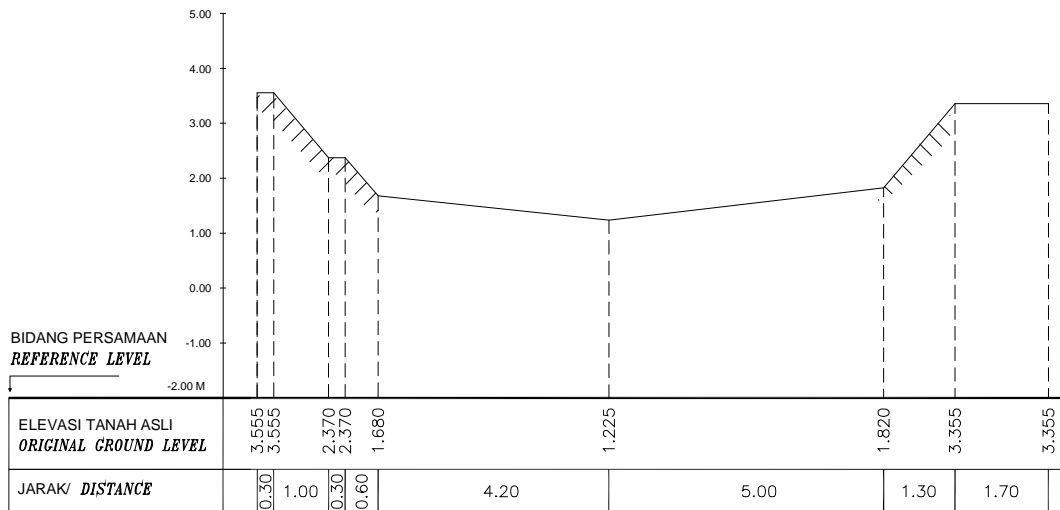
Jml. Lembar

No. Halaman

PG

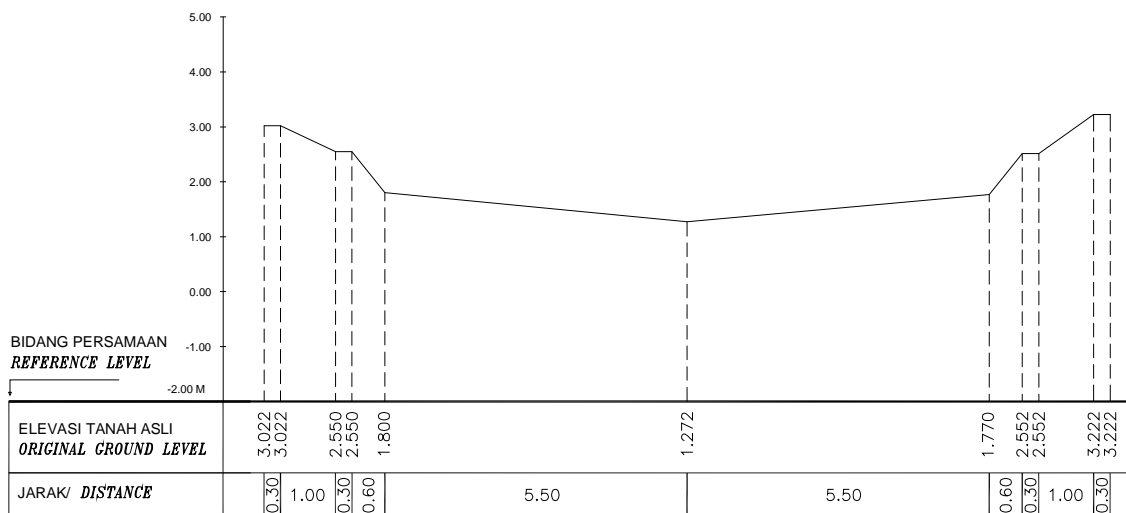
09

23



### P.5 ( Eksisting )

Skala 1 : 100



### P.6 ( Eksisting )

Skala 1 : 100

KETERANGAN



**CV. CIPTA SURAMADU CONSULTANT**  
Engineering & Management consultant  
Office : Jl. Marlin 11 South - Bangkalan  
Operational Office : J. Kaputh Tagal Timur 3B / 19  
Telephone/Fax/Email : 031 - 5201528 / 031 - 5201508  
E-Mail : csc\_jstn@yahoo.com

NAMA KEGIATAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN DAN  
REHABILITASI SALURAN PEMATUSAN

PAKET PEKERJAAN

PENDALAMAN CCSP PEGIRIAN

GAMBAR

SKALA

POT. MELINTANG - P.5

1:100

POT. MELINTANG - P.6

1:100

PENYEDIA JASA

TGL.

TTD

TAUFIK HIDAYAT, ST  
Direktur

PERENCANA

TGL.

TTD

BAMBANG SUHARSONO, ST., MT.  
Team Leader

Kode Gambar

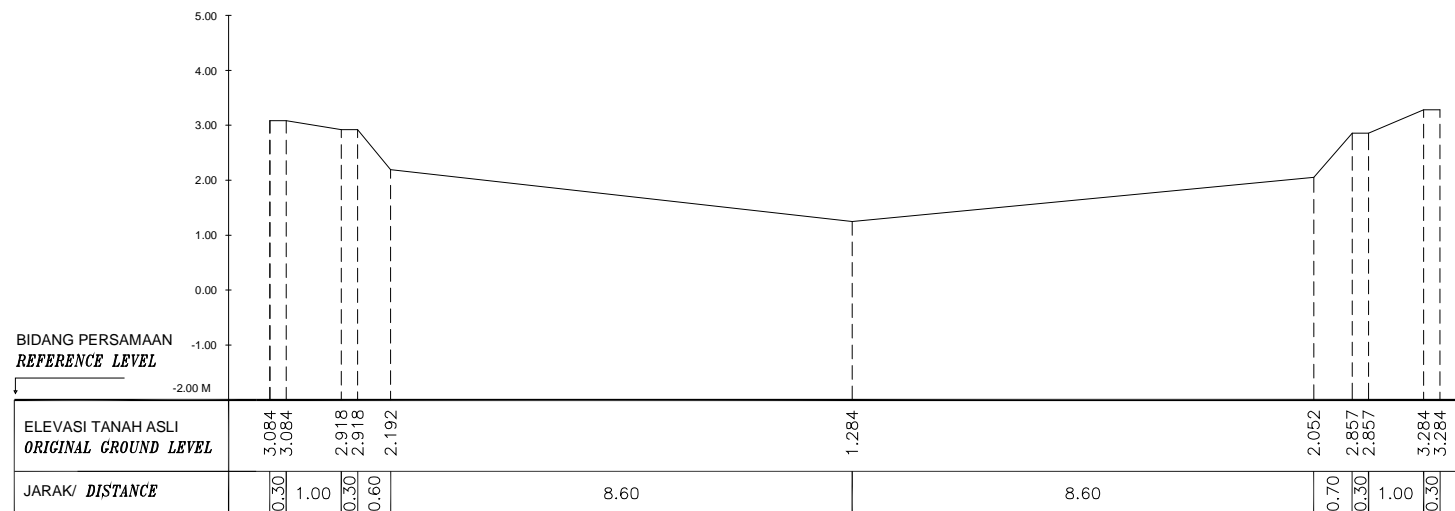
Jml. Lembar

No. Halaman

PG

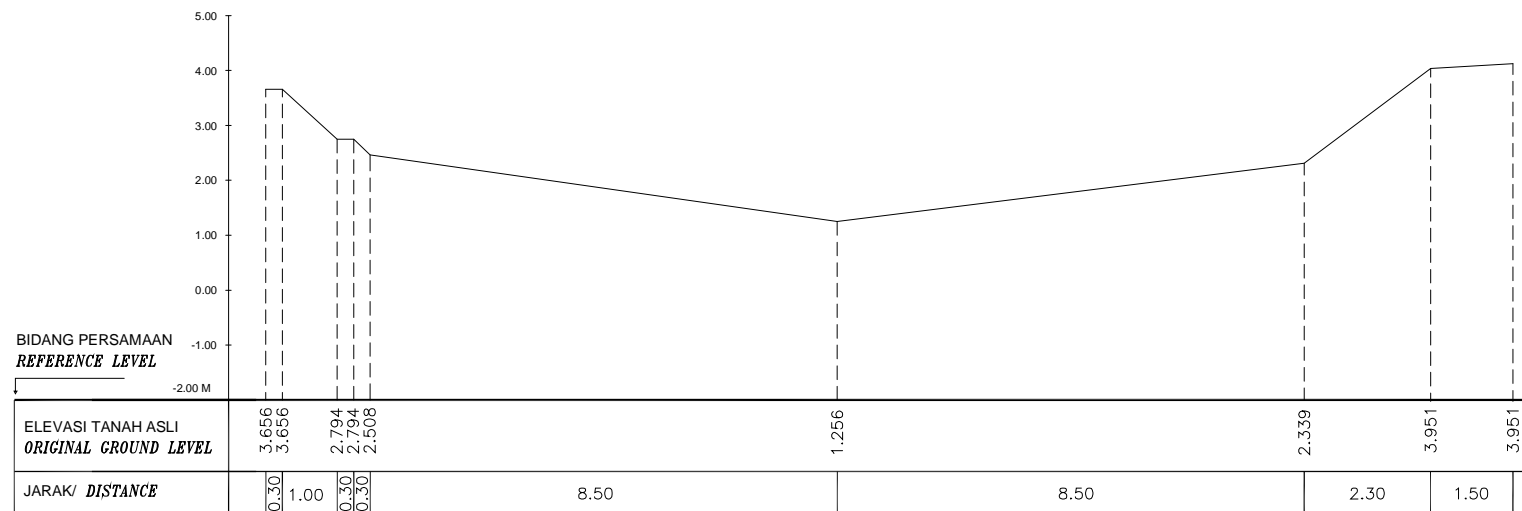
10

23



**P.7 ( Eksisting )**

Skala 1 : 100



**P.8 ( Eksisting )**

Skala 1 : 100



**CV. CIPTA SURAMADU CONSULTANT**  
Engineering & Management consultant  
Office : J.L. Maritim 11 South - Bangkiden  
Operational Office : J. Kapuk, Tagor Timur 3B / 19  
Telephone/Fax/Email : 021-5201528 / 021 - 5201528  
E-Mail : csc\_jstn@yahoo.com

NAMA KEGIATAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN DAN  
REHABILITASI SALURAN PEMATASAN

PAKET PEKERJAAN

PENDALAMAN CCSP PEGIRIAN

GAMBAR SKALA

POT. MELINTANG - P.7 1:100

POT. MELINTANG - P.8 1:100

PENYEDIA JASA TGL TTD

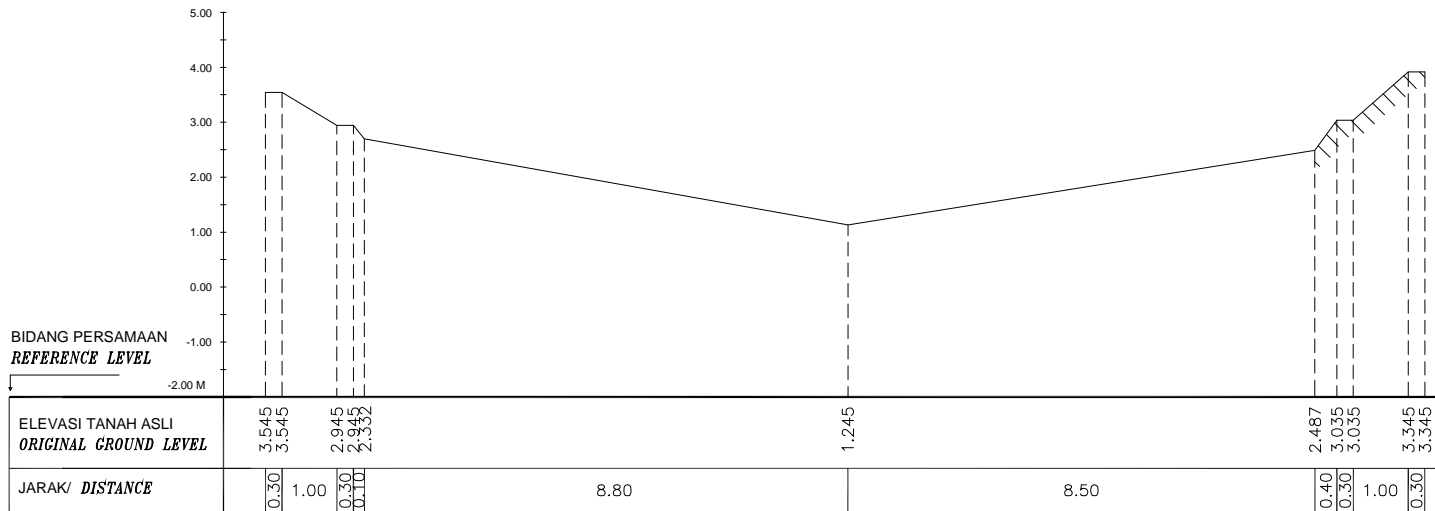
TAUFIK HIDAYAT, ST  
Direktur

PERENCANA TGL TTD

BAMBANG SUHARSONO, ST., MT.  
Team Leader

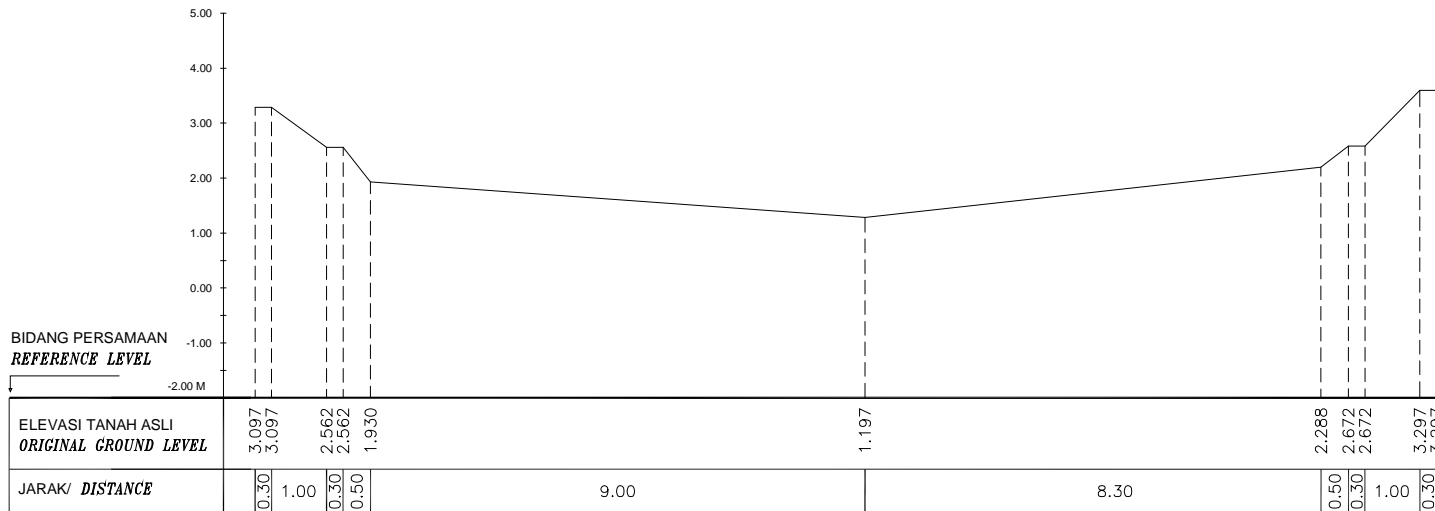
Kode Gambar Jml. Lembar No. Halaman

PG 11 23



**P.9 ( Eksisting )**

Skala 1 : 100



**P.10 ( Eksisting )**

Skala 1 : 100

KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK



**CV. CIPTA SURAMADU CONSULTANT**  
Engineering & Management consultant  
Office : Jl. Marlin 11 South - Bandung  
Operational Office : J. Kaputh Tagal Timur 3B / 13  
Telephone/Fax/Email : 022-251528 / 031 - 56201508  
E-Mail : csc\_jstn@yahoo.com

NAMA KEGIATAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN DAN  
REHABILITASI SALURAN PEMATUSAN

PAKET PEKERJAAN

PENDALAMAN CCSP PEGIRIAN

GAMBAR SKALA

POT. MELINTANG - P.9 1:100

POT. MELINTANG - P.10 1:100

PENYEDIA JASA TGL TTD

TAUFIK HIDAYAT, ST  
Direktur

PERENCANA TGL TTD

BAMBANG SUHARSONO, ST., MT.  
Team Leader

Kode Gambar Jml. Lembar No. Halaman

PG 12 23

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK



**CV. CIPTA SURAMADU CONSULTANT**  
 Engineering & Management consultant  
 Office : J.L. Marlin 11 South - Bangjoen  
 Operational Office : J. Kapuh Tagal Timur 3B / 19  
 Telephone/Fax/Email : 0201528 / 031 - 56201508  
 E-Mail : csc\_jstn@yahoo.com

NAMA KEGIATAN

PERENCANAAN PEMBANGUNAN DAN REHABILITASI SALURAN PEMATUSAN

PAKET PEKERJAAN

PENDALAMAN CCSP PEGIRIAN

GAMBAR	SKALA
--------	-------

POT. MELINTANG - P.11	1:100
-----------------------	-------

POT. MELINTANG - P.12	1:100
-----------------------	-------

PENYEDIA JASA	TGL.	TTD
---------------	------	-----

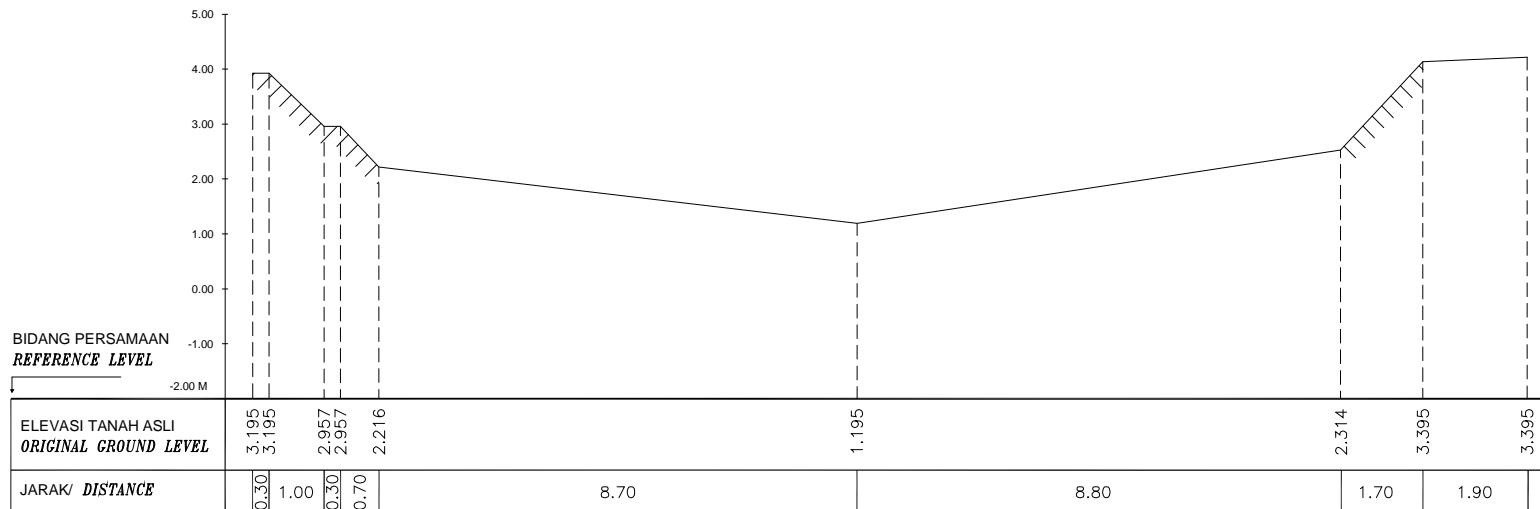
<b>TAUFIK HIDAYAT, ST</b> Direktur		
---------------------------------------	--	--

PERENCANA	TGL.	TTD
-----------	------	-----

<b>BAMBANG SUHARSONO, ST. MT.</b> Team Leader		
--	--	--

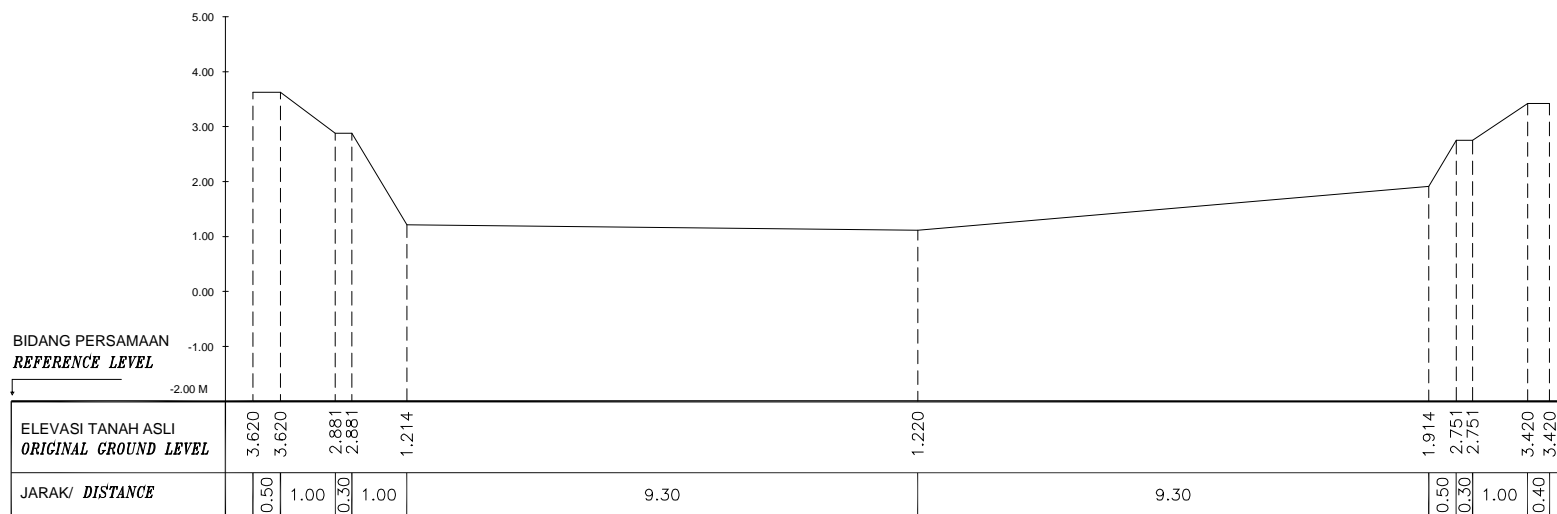
Kode Gambar	Jml. Lembar	No. Halaman
-------------	-------------	-------------

<b>PG</b>	<b>13</b>	<b>23</b>
-----------	-----------	-----------



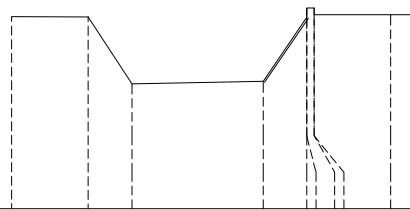
**P.11 ( Eksisting )**

Skala 1 : 100



**P.12 ( Eksisting )**

Skala 1 : 100

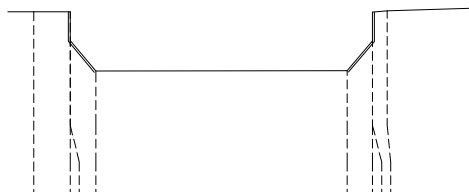


Datum : ARP

J A R A K	ELEVASI	ELEVASI YANG ADA								
	JARAK PARSIAL (m)		1,500	1,200	5,000	1,200	0,000	0,200	0,000	2,100
	JARAK KUMULATIF	0,000	1,500	1,700	6,700	7,900	8,100	8,100	10,200	

TBW  
P.13

P.13 POTONGAN MELINTANG



Datum : ARP

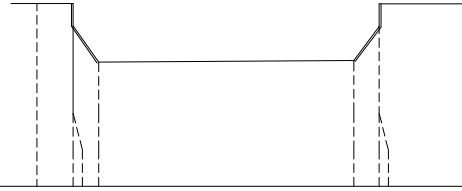
J A R A K	ELEVASI	ELEVASI YANG ADA							
	JARAK PARSIAL (m)		1,000	0,000	6,900	0,700	0,400	0,400	2,300
	JARAK KUMULATIF	0,000	1,000	1,700	8,600	9,300	9,700	10,100	12,000

TBW  
P.14

P.14 POTONGAN MELINTANG



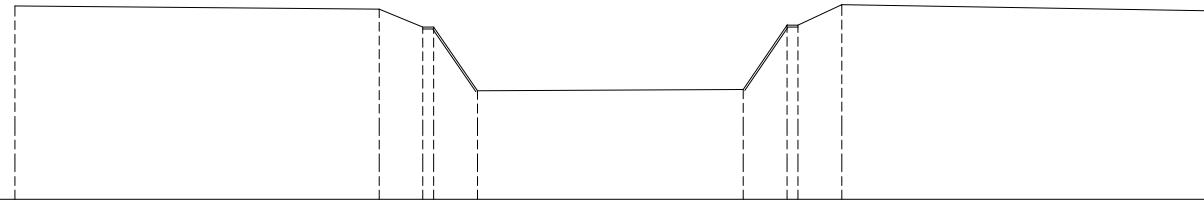




Datum : ARP

J A R A K	ELEVASI YANG ADA			3,560				1,411		3,591
	JARAK PARSIAL (m)			1,000	0,000	7,000	0,700	0,000	2,300	
	JARAK KUMULATIF	0,000	1,000	1,700			8,700	9,400	11,700	

TBW P.15 P.15 POTONGAN MELINTANG

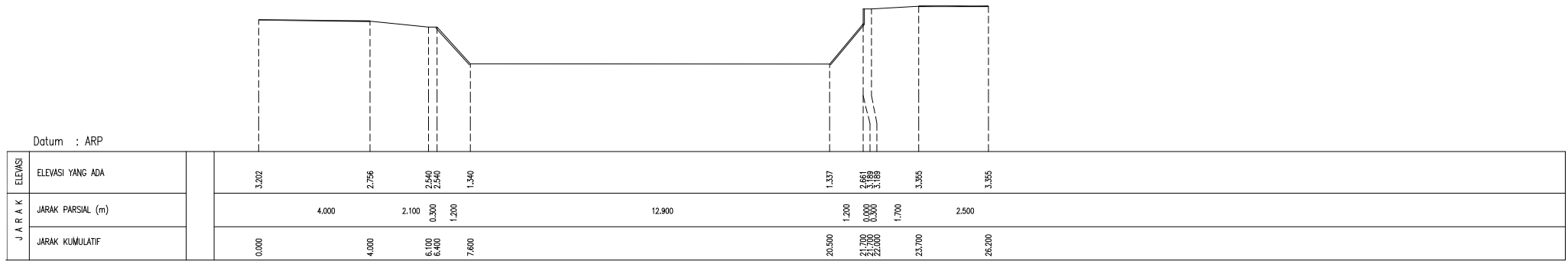


Datum : ARP

J A R A K	ELEVASI YANG ADA				3,573	2,807	2,807	1,331		1,350				3,295
	JARAK PARSIAL (m)			10,000	1,200	0,300	1,200		7,300	1,200	0,300	1,200	10,000	
	JARAK KUMULATIF	0,000			10,000	11,200	11,500	12,700		20,000	21,200	21,500	22,700	32,700

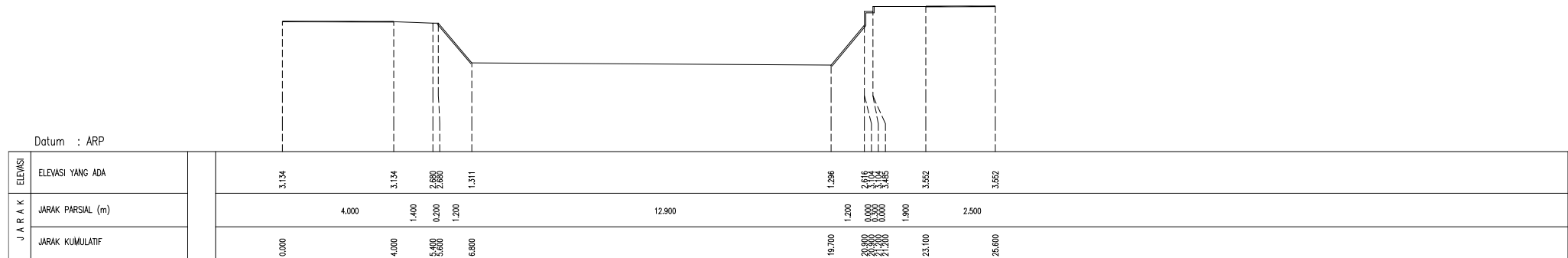
TBW P.16 P.16 POTONGAN MELINTANG





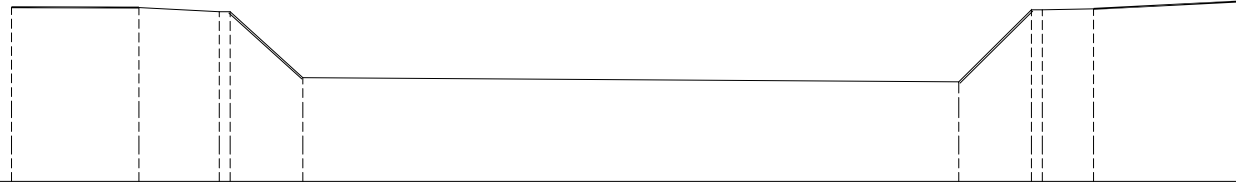
TBW  
P.17

P.17 POTONGAN MELINTANG



TBW  
P.18

P.18 POTONGAN MELINTANG



Datum : ARP

J A R A K	ELEVASI										
	ELEVASI YANG ADA	3.267	2.857	2.742 2.742	1.405			1.391	2.794 2.794	2.818	3.509
	JARAK PARSIAL (m)		3.500	2.200 0.300	2.000	18.000			2.000 0.300	1.400	4.000
JARAK KUMULATIF	0.000	3.500	5.700 6.000	8.000			26.000	28.000 28.300	29.700	33.700	

TBW  
P.19

P.19 POTONGAN MELINTANG



Datum : ARP

J A R A K	ELEVASI										
	ELEVASI YANG ADA	3.594	3.594	2.983 2.983	1.559			1.364	2.956 2.956	3.504	3.504
	JARAK PARSIAL (m)		3.000	2.500 0.300	2.000	19.300			2.000 0.300	1.800	4.000
JARAK KUMULATIF	0.000	3.000	5.500 5.800	7.800			27.100	29.100 29.400	31.200	35.200	

TBW  
P.20

P.20 POTONGAN MELINTANG

Datum : ARP

J A R A K	ELEVASI YANG ADA	3,620	3,617	3,632 3,632	1,349		1,356	3,658 3,658	3,700	3,700	
	JARAK PARSIAL (m)		3,000	2,100	0,300	2,000	19,400	2,000	0,300	1,500	4,600
	JARAK KUMULATIF	0,000	3,000	5,100 5,400	7,400			26,800	28,800 29,100	30,600	35,200

TBW  
P.21

P.21 POTONGAN MELINTANG

Datum : ARP

J A R A K	ELEVASI YANG ADA	3,218	3,216	3,017 3,017	1,362		1,350	3,290 3,290	3,295	3,304	
	JARAK PARSIAL (m)		4,500	4,500	0,500	2,000	21,500	2,000	0,500	4,000	5,000
	JARAK KUMULATIF	0,000	4,500	9,000 9,500	11,500			33,000	35,000 35,500	39,500	44,500

TBW  
P.22

P.22 POTONGAN MELINTANG

GEODETTIC SURVEY



DRAINAGE MASTER PLAN  
FOR SURABAYA



BAPPEDA Kotamadya  
Daerah Tingkat II Surabaya

Mott MacDonald  
In association with: PT Tricon Jaya

Sistem

Tambak Wedi

Nama Saluran

Tambak Wedi

Kode File

[G-13]

No Lembar

18

Jml. Lembar

23

Datum : ARP

ELEVASI YANG ADA	3,706	3,704	3,560	3,560	1,422		1,334	3,422	3,422	3,438	3,315
JARAK PARSIAL (m)	4,500	11,700	0,500	2,000	23,100		2,000	0,500	2,000	4,000	
JARAK KUMULATIF	0,000	4,500	16,200	16,700	18,700		41,800	43,800	44,300	46,300	50,300

TBW P.23 P.23 POTONGAN MELINTANG

Datum : ARP

ELEVASI	ELEVASI YANG ADA	3,022	3,021	2,844	2,844	1,382		1,339	3,317	3,317	2,956	2,837	2,705	
JARAK PARSIAL (m)		4,000	9,400	0,300	2,000	23,200		2,000	0,500	3,317	1,500	3,000	2,700	0,600
JARAK KUMULATIF		0,000	4,000	13,400	13,700	15,700		38,900	40,900	41,400	42,900	46,900	46,600	49,200

TBW P.24 P.24 POTONGAN MELINTANG

GEODETIC SURVEY



DRAINAGE MASTER PLAN FOR SURABAYA



BAPPEDA Kotamadya Daerah Tingkat II Surabaya

Mott MacDonald England In association with: PT Tricon Jaya

Sistem

Tambak Wedi

Nama Saluran

Tambak Wedi

Kode File

[G-13]

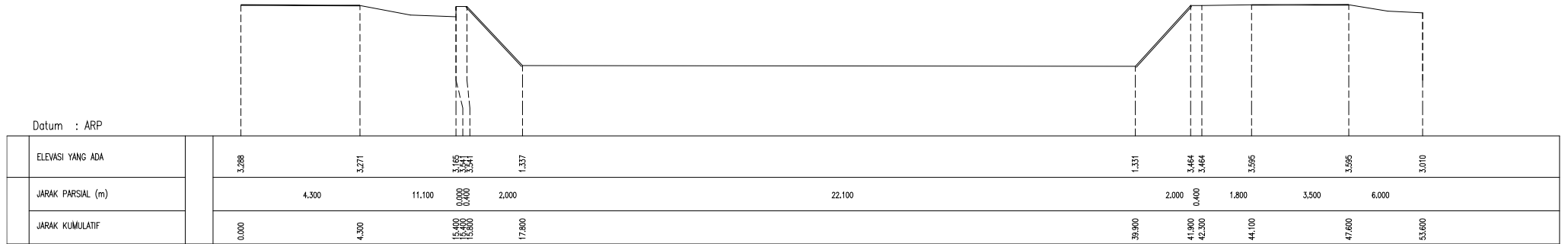
No Lembar

19

Jml. Lembar

23

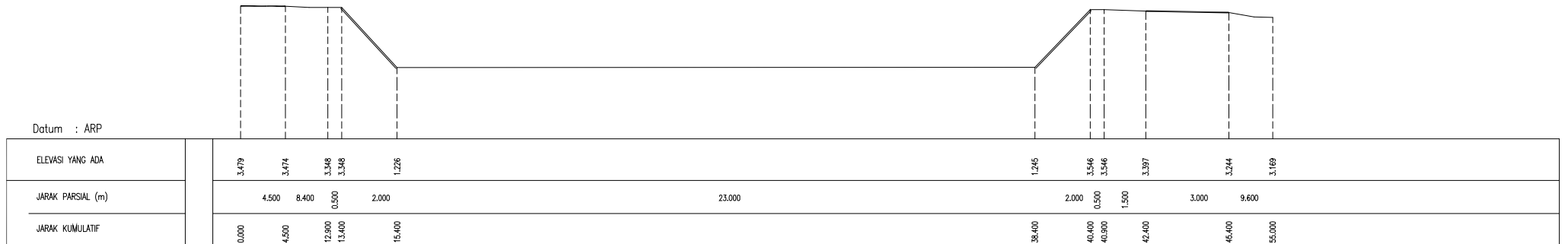
Datum : ARP



TBW  
P.25

P.25 POTONGAN MELINTANG

Datum : ARP



TBW  
P.26

P.26 POTONGAN MELINTANG



Datum : ARP

J A R A K	ELEVASI	ELEVASI YANG ADA																												
	JARAK PARSIAL (m)	2.979	1.000	2.969	0.900	3.785	6.000	3.890	0.300	3.890	0.750	2.835	3.100	1.600	23.800	1.240	1.600	2.890	3.100	2.754	0.750	3.840	0.300	3.840	1.500	3.485	3.000	3.485	1.000	3.210
	JARAK KUMULATIF	0.000	1.000	1.900	2.800	3.700	7.900	8.200	8.950	12.050	13.650					37.450	39.050			42.150	43.900	43.200			44.700			47.700	48.700	

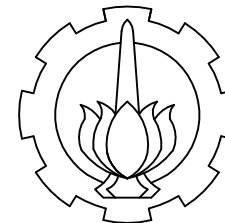
TBW P.27 P.27 P.27 POTONGAN MELINTANG

Datum : ARP

J A R A K	ELEVASI	ELEVASI YANG ADA																								
	JARAK PARSIAL (m)	2.334	10.000	2.300	0.800	3.870	6.000	3.840	0.300	3.840	1.100	2.785	3.000	1.600	23.800	1.218	1.600	2.760	3.100	2.748	3.818	0.300	3.818	3.029	3.000	3.575
	JARAK KUMULATIF	0.000	10.000	10.800	11.600	15.470	16.800	17.100	18.200	21.200	22.800					46.600	48.200	51.300	52.400	52.700	53.700	56.700				

TBW P.28 P.28 P.28 POTONGAN MELINTANG





FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
 PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI SISTEM DRAINASE TAMBAK WEDI

NAMA GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG SALURAN PEGIRIAN

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST. MSc

NAMA MAHASISWA

ANISTISIA ARTHA KARTINA  
 3114 106 025

SKALA

HORIZONTAL

1: 100

VERTIKAL

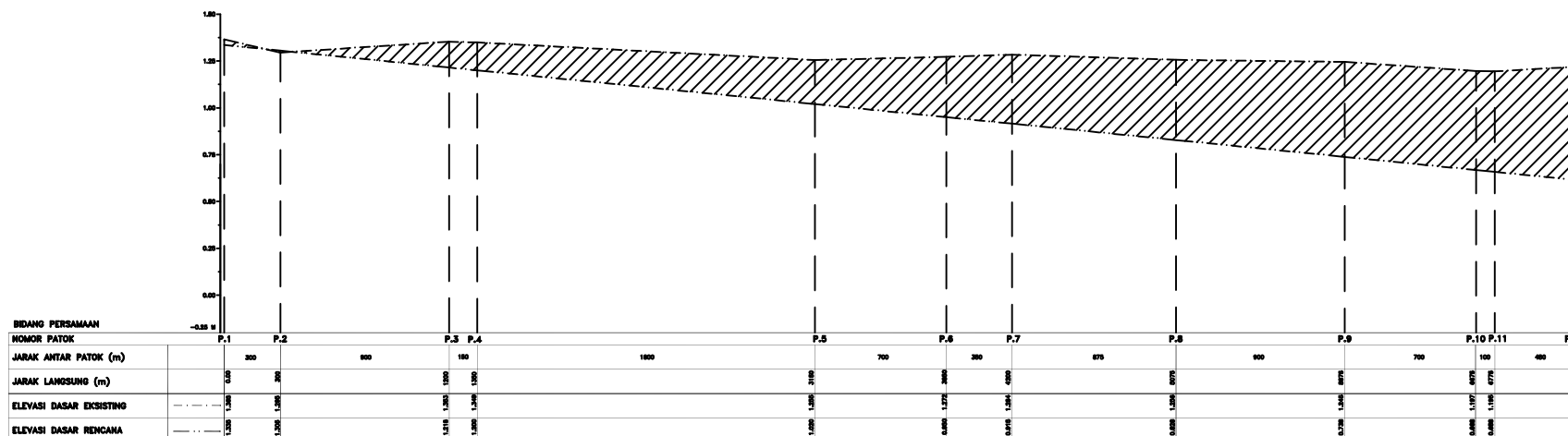
1: 10

Kode Gambar No.Lembar Jml. Lembar

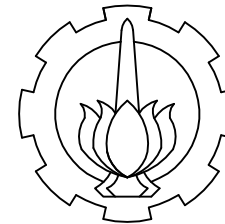
PG

22

23







FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
 PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI SISTEM DRAINASE TAMBAK WEDI

NAMA GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG SALURAN TAMBAK WEDI

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST, MSc

NAMA MAHASISWA

ANISTISIA ARTHA KARTINA  
 3114 106 025

SKALA

HORIZONTAL  
 1:  
 100

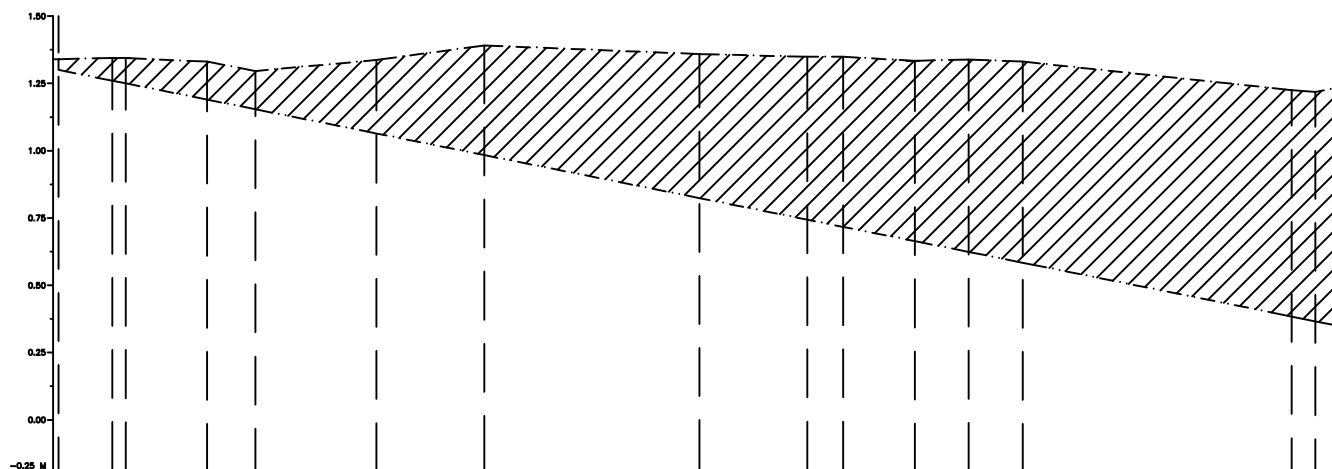
VERTIKAL  
 1:  
 10

Kode Gambar No.Lembar Jml. Lembar

PG

23

23



BIDANG PERSAMAAN

NOMOR PATOK	P.13	P.14	P.15	P.16	P.17	P.18	P.19	P.20	P.21	P.22	P.23	P.24	P.25	P.26	P.27	P.28
JARAK ANTAR PATOK (m)		200	90	302	179	450	400	800	400	133	287	200	200	1000	88	112
JARAK LANGSUNG (m)	0,00	200	290	592	771	1181	1581	2381	2781	2914	3181	3381	3581	4581	4669	4781
ELEVASI DASAR EKSTING	1,340	1,345	1,344	1,331	1,298	1,337	1,391	1,389	1,348	1,380	1,334	1,338	1,331	1,226	1,218	1,240
ELEVASI DASAR RENCANA	1,300	1,280	1,280	1,190	1,184	1,084	0,984	0,884	0,744	0,717	0,684	0,684	0,684	0,384	0,386	0,344

## **BIODATA PENULIS**



Penulis dilahirkan di Surabaya, 21 April 1993, merupakan anak ketiga dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Bhayangkari I Surabaya, SD Mujahidin Surabaya, SMPN 11 Surabaya dan SMAN 8 Surabaya. Setelah lulus dari SMAN tahun 2002, Penulis mengikuti ujian masuk ITS dan diterima di jurusan DIII Teknik

Sipil FTSP – ITS Surabaya pada tahun 2011. Setelah lulus DIII Teknik Sipil ITS, Penulis melanjutkan studi lintas jalur Teknik Sipil FTSP-ITS dan terdaftar dengan NRP. 3114106025. Di jurusan Teknik Sipil ini Penulis mengambil Bidang Studi Hidroteknik.