



TUGAS AKHIR (RC14-1510)

**EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE UNESA
DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN KAWASAN
SURABAYA BARAT**

PANGLIMA RAIZAL MAHENDRA NORMAN
NRP 3113 100 085

Dosen Pembimbing
Dr.Ir.Edijatno
NIP. 195203111980031003

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



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE UNESA
DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN KAWASAN
SURABAYA BARAT**

PANGLIMA RAIZAL MAHENDRA NORMAN
NRP 3113 100 085

Dosen Pembimbing
Dr.Ir.Edijatno
NIP. 195203111980031003

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



FINAL PROJECT-RC14-1501

**EVALUATION OF UNESA'S DRAINAGE CHANNEL
CAPACITY WITH DEVELOPMENT OF WEST
SURABAYA REGION**

PANGLIMA RAIZAL MAHENDRA NORMAN
NRP 3113 100 085

Supervisor
Dr.Ir.Edijatno
NIP. 195203111980031003

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

**EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE
UNESA DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN
KAWASAN SURABAYA BARAT**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

PANGLIMA RAIZAL MAHENDRA NORMAN
NRP. 3113100085

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Dr. Ir. Edijatno



(Pembimbing)

**SURABAYA
JANUARI 2017**

EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE UNESA DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN KAWASAN SURABAYA BARAT

Nama Mahasiswa : Panglima Raizal Mahendra Norman
NRP : 3113100085
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Dr. Ir. Edijatno

Abstrak

Surabaya Barat merupakan daerah yang paling diminati untuk pengembangan perumahan dan properti. Pengembangan tersebut mengakibatkan terhadap kapasitas saluran eksisting yang tidak mampu menampung limpasan debit. Sebagai konsekuensinya saluran eksisting UNESA harus dievaluasi. Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, kapasitas saluran akan dievaluasi terhadap efek dari perubahan alih fungsi lahan. Saluran sekunder UNESA akan dijadikan sebagai kasus studi.

Saluran Sekunder UNESA merupakan saluran yang menjadi penyebab banjir, karena saluran tersebut mendapatkan debit yang besar dari ketiga lokasi yang berbeda yaitu Pakuwon, Citraland, dan UNESA. Dalam menyelesaikan masalah ini, beberapa analisis harus dilakukan seperti analisis hujan, analisis hidrologi, analisis hidrolika, dan evaluasi saluran eksisting dengan membandingkan debit hidrolika. Dari hasil perhitungan evaluasi, debit limpasan yang masuk tidak sesuai dengan kapasitas Saluran Sekunder UNESA yang hanya mampu menampung sebesar 33.8 m³/det. Debit yang masuk dari kawasan Pakuwon sebesar 16.6 m³/det, dari kawasan Citraland sebesar 8.13 m³/det, dan dari kawasan UNESA sebesar 8 m³/det.

Dikarenakan beberapa bagian saluran tidak dapat diperlebar, sehingga solusi yang diberikan yaitu dengan menahan debit yang masuk dari tiap kawasan. Debit yang diizinkan masuk ke saluran UNESA dari kawasan Pakuwon sebesar 7 m³/det, dari Citraland sebesar 3.5 m³/det, dan kawasan UNESA sebesar 4

*m³/det dengan merencanakan kolam tampung di kawasan tersebut
Dengan demikian masalah banjir yang terjadi dapat diselesaikan.
Kata kunci: Drainase, Banjir, Saluran Sekunder UNESA*

EVALUATION OF UNESA'S DRAINAGE CHANNEL CAPACITY WITH DEVELOPMENT OF WEST SURABAYA REGION

Student Name : Panglima Raizal Mahendra Norman
NRP : 3113100085
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor : Dr. Ir. Edijatno

Abstract

West region of Surabaya is the most favourable region for both housing and property development. This development lead to the unappropriated capacity of an existing channel. As a consequence some existing channel should be reviewed. This final assignment will evaluate the effect of land use change to the channel capacity. UNESA secondary channel will be raised as a case study

UNESA secondary channel is the source of flood problem, since this channel get a lot of run off water from 3 different location, which is Pakuwon, Citraland, and Unesa itself. To solve this problem, some analysis should be done, such as rainfall analysis, hydrology analysis, and hydraulics analysis. The next step is comparing the results of analysis and section of existing channel.

From evaluation and calculation, it can be concluded that UNESA secondary channel capacity is 33.8 m³/s. Each upstream discharge is 16.6 m³/s from Pakuwon area, 8.13 m³/s from Citraland area, and 8 m³/s from UNESA area. Since in part of channel is impossible to be widened, so the solution for this problem is to hold discharge from each upstream. The allowable discharges that come to the channel are 7 m³/s from Pakuwon area, 3.5 m³/s from Citraland area, and 4 m³/s from UNESA area. Retention pond is designed to control excessive discharge that flows to this channel. Therefore, the flood problem can be solved.

Keywords : Drainage, Flood, UNESA

KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT atas segala rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan penulisan Tugas Akhir ini. Tugas akhir ini ditujukkan untuk memenuhi salah satu persyaratan akademik guna memperoleh gelar Sarjana Teknik Sipil Strata Satu Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa arahan, bantuan, bimbingan serta dukungan dari banyak pihak. Oleh karena itu, penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Allah SWT, yang telah memudahkan hamba-Nya dalam menyelesaikan laporan tugas akhir ini.
2. Kedua orang tua penulis yang tidak hentinya memberikan doa dan nasihat kepada penulis
3. Bapak Dr. Ir. Edijatno selaku dosen Pembimbing TA yang telah memberikan arahan dan bimbingannya dalam proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini
4. Seluruh civitas akademika di Jurusan Teknik Sipil yang memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini

Penulis berusaha untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan sebaik-baiknya dan menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna. Karena itu, segala bentuk saran, koreksi maupun kritik dari pembaca sangat penulis harapkan.

Surabaya, Desember 2016

Penulis

DAFTAR ISI

EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE UNESA DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN KAWASAN SURABAYA BARAT.....	I
EVALUATION OF UNESA’S DRAINAGE CHANNEL CAPACITY WITH DEVELOPMENT OF WEST SURABAYA REGION.....	III
LEMBAR PENGESAHAN.....	V
ABSTRAK.....	VII
ABSTRACT	IX
KATA PENGANTAR	XI
DAFTAR ISI.....	XIII
DAFTAR TABEL.....	XVI
DAFTAR GAMBAR.....	XVIII
DAFTAR LAMPIRAN	XX
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 LATAR BELAKANG	1
1.2 RUMUSAN MASALAH	3
1.3 TUJUAN.....	3
1.4 BATASAN MASALAH	3
1.5 LOKASI STUDI.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 ANALISIS HIDROLOGI	5
2.1.1 <i>Penentuan Hujan Wilayah</i>	5
2.1.2 <i>Analisis Hujan Rencana</i>	6
2.1.2.1 Analisis Distribusi Frekuensi	8
2.1.2.2 Uji Kecocokan Parameter Distribusi	17
2.1.3 <i>Analisis Debit Banjir</i>	21
2.1.3.1 Perhitungan Waktu Konsentrasi (Tc)	21

2.1.3.2	Perhitungan Intensitas Hujan (I).....	24
2.1.3.3	Perhitungan Koefisien Pengaliran (C).....	25
2.2	ANALISIS HIDROLIKA	27
2.2.1	<i>Pendahuluan</i>	27
2.2.2	<i>Perencanaan Saluran Drainase</i>	27
2.2.2.1	Pemilihan Bentuk Penampang	28
2.2.2.2	Perhitungan Dimensi Saluran	30
2.2.2.3	Kecepatan Aliran di Dalam Saluran	32
2.2.2.4	Menentukan Kedalaman Aliran Saluran.....	33
2.2.2.5	Tinggi Jagaan	35
2.2.3	<i>Analisis Profil Muka Air</i>	36
BAB III METODOLOGI		41
3.1	STUDI LITERATUR	41
3.2	STUDI LAPANGAN.....	41
3.3	PENGUMPULAN DATA	41
3.3.1	<i>Data Hidrologi</i>	41
3.3.2	<i>Data Peta</i>	42
3.3.3	<i>Data Hidrolika</i>	42
3.4	ANALISIS DATA DAN PERHITUNGAN.....	42
3.4.1	<i>Analisis Hidrologi</i>	42
3.4.2	<i>Analisis Hidrolika</i>	43
3.5	PERHITUNGAN PENAMPANG BARU	43
3.6	KESIMPULAN	43
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN		45
4.1	ANALISIS HIDROLOGI	45
4.1.1	<i>Penentuan Hujan Wilayah</i>	45
4.1.2	<i>Analisis Distribusi Curah Hujan Maksimum Harian Rencana</i>	47
4.1.3	<i>Uji Kecocokan Parameter Distribusi</i>	55
4.1.3.1	Uji Chi-Kuadrat	56
4.1.3.2	Uji Smirnov-Kolmogorov	59
4.1.3.3	Kesimpulan Analisis Frekuensi	62
4.1.4	<i>Analisis Debit Banjir Rencana (Q)</i>	62

4.1.4.1	Perhitungan Koefisien Pengaliran (C).....	63
4.1.4.2	Perhitungan Waktu Aliran.....	63
4.1.4.3	Perhitungan Intensitas Hujan (I).....	67
4.1.4.4	Perhitungan Debit Banjir (Q) Eksisting	68
4.1.4.5	Perhitungan Debit Banjir Sebelum Pengembangan Kawasan.....	76
4.2	ANALISIS HIDROLIKA TAHAP EVALUASI	78
4.2.1	<i>Perhitungan Saluran Eksisting</i>	78
4.2.2	<i>Nilai Tf Saluran Eksisting</i>	81
4.2.3	<i>Evaluasi Saluran UNESA</i>	82
4.3	ANALISIS HIDROLIKA TAHAP PERENCANAAN	83
4.3.1	<i>Perencanaan Sistem Drainase UNESA</i>	86
4.3.2	<i>Perhitungan Dimensi Saluran Inflow Kolam Tampung</i>	87
4.3.3	<i>Analisis Kolam Tampung</i>	90
4.3.4	<i>Penentuan Muka Air Kolam Tampung</i>	94
4.3.5	<i>Analisis Pompa</i>	94
4.3.6	<i>Perhitungan Saluran Outflow Kolam dan Pintu</i>	96
4.3.7	<i>Perhitungan Dimensi Saluran Sekunder UNESA</i>	98
4.3.8	<i>Profil Muka Air Hilir Saluran UNESA</i>	104
BAB V KESIMPULAN		107
5.1	KESIMPULAN	107
5.2	SARAN	108
DAFTAR PUSTAKA		109

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Periode ulang (tahun) untuk perencanaan saluran kota	7
Tabel 2. 2 Nilai variabel reduksi Gauss	10
Tabel 2. 3 Nilai K_T untuk distribusi Log Pearson III	12
Tabel 2. 4 Nilai Reduced Variate (Y_{Tr})	15
Tabel 2. 5. Nilai Reduced Mean (Y_n)	16
Tabel 2. 6 Nilai Reduced Standard Deviation (S_n)	16
Tabel 2. 7 Nilai kritis untuk uji Chi-Kuadrat	18
Tabel 2. 8 Nilai Kritis D_0 Smirnov-Kolmogorov	20
Tabel 2. 9 Harga Koefisien Hambatan (nd).....	22
Tabel 2. 10 Nilai Koefisien Pengaliran (C).....	25
Tabel 2. 11 Koefisien kekasaran Manning (n)	31
Tabel 2. 12 Kecepatan maksimum aliran	33
Tabel 2. 13 Tinggi jagaan berdasarkan jenis saluran	35
Tabel 4. 1 Data hujan harian maksimum.....	45
Tabel 4. 2 Periode ulang (tahun) untuk perencanaan saluran kota..	47
Tabel 4. 3 Perhitungan data curah hujan maksimum Normal dan Gumbel	49
Tabel 4. 4 Perhitungan data curah hujan maksimum Log-Normal dan Log-Pearson III.....	51
Tabel 4. 5 Syarat parameter statistik	55
Tabel 4. 6 Rekap C_s dan C_k perhitungan distribusi	55
Tabel 4. 7 Uji Chi-Kuadrat metode Log-Perason III.....	58
Tabel 4. 8 Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log-Pearson III	61
Tabel 4. 9 Perhitungan Saluran Tersier Kawasan Surabaya Barat	62
Tabel 4. 10 Nilai C dan Luas DAS saluran Tersier	63
Tabel 4. 11 Perhitungan t_0 Saluran Tersier.....	65
Tabel 4. 12 Perhitungan t_r Saluran Tersier	66
Tabel 4. 13 Perhitungan t_c Saluran Tersier.....	67
Tabel 4. 14 Tabel Hidrograf saluran T10	69
Tabel 4. 15 Perhitungan I dan $Q_{Hidrologi}$	70
Tabel 4. 16 Tabel Hidrograf satuan inlet S7.....	71
Tabel 4. 17 Tabel Hidrograf S7.....	73

Tabel 4. 18 Tabel Hidrograf S9.....	73
Tabel 4. 19 Tabel Hidrograf Superposisi S10	75
Tabel 4. 20 Rekap hasil perhitungan Debit sebelum dan sesudah ada pengembangan Kawasan pada daerah Pakuwon dan Citraland	77
Tabel 4. 21 Perhitungan Q Hidrolika saluran eksisting UNESA	80
Tabel 4. 22 Perhitungan T_c , debit, dan T_f Saluran Eksisting UNESA	81
Tabel 4. 23 Perhitungan Evaluasi saluran Sekunder UNESA.....	82
Tabel 4. 24 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Perencanaan saluran UNESA tanpa Fasilitas penampungan	84
Tabel 4. 25 $Q_{\text{Hidrologi}}$ yang mengalir ke saluran inflow kolam tampung.....	87
Tabel 4. 26 Cara trial and error pada perhitungan saluran P.T1..	89
Tabel 4. 27 Cara trial and error pada perhitungan saluran P.T2..	89
Tabel 4. 28 Cara trial and error pada perhitungan saluran P.T3..	89
Tabel 4. 29 Hidrograf P.T3 Tabel 4. 30 Hidrograf T14	91
Tabel 4. 31 Hidrograf Superposisi Kolam Tampung	91
Tabel 4. 32 Perhitungan Volume Limpasan pada kondisi $t_d = 2$ jam	93
Tabel 4. 33 Perhitungan Pengoperasian Pompa	95
Tabel 4. 34 Hidrograf S7	99
Tabel 4. 35 Hidrograf S9.....	99
Tabel 4. 36 Hidrograf S10.....	99
Tabel 4. 37 Perhitungan Trial and error saluran S10.....	101
Tabel 4. 38 Data perhitungan Trial and error saluran S11, S12, S13, S14.....	102
Tabel 4. 39 Perhitungan Trial and error saluran S11.....	102
Tabel 4. 40 Perhitungan Trial and error saluran S12.....	103
Tabel 4. 41 Perhitungan Trial and error saluran S13.....	103
Tabel 4. 42 Perhitungan Trial and error saluran S14.....	103

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Studi Saluran Drainase UNESA	4
Gambar 2. 1 Contoh Poligon Thiessen.....	6
Gambar 2. 2 Lintasan Aliran Waktu T_o dan T_f	22
Gambar 2. 3 Pendekatan untuk menghitung panjang overland flow	23
Gambar 2. 4 Penampang bentuk trapesium.....	29
Gambar 2. 5 Penampang bentuk persegi	30
Gambar 2. 6 Sket definisi untuk perhitungan aliran tidak seragam, metode tahapan langsung	36
Gambar 2. 7 M.A. hilir lebih rendah dari posisi h_n	38
Gambar 2. 8 M.A. hilir lebih rendah dari posisi h_c	38
Gambar 2. 9 Profil M1 di hilir.....	39
Gambar 2. 10 Profil M2 di hilir.....	39
Gambar 3. 1 Flowchart metodologi pengerjaan tugas akhir.....	44
Gambar 4. 1 Gambar luas daerah pengaruh stasiun hujan	46
Gambar 4. 2 Grafik Hidrograf T10.....	69
Gambar 4. 3 Grafik Hidrograf inlet S7.....	72
Gambar 4. 4 Skema Jaringan Saluran Sekunder UNESA	72
Gambar 4. 5 Grafik Hidrograf S7.....	74
Gambar 4. 6 Grafik Hidrograf S9.....	74
Gambar 4. 7 Grafik Hidrograf Superposisi S10	75
Gambar 4. 8 Hidrograf Superposisi Saluran UNESA sebelum ada pengembangan Kawasan	77
Gambar 4. 9 Data Potongan Saluran Sekunder UNESA.....	78
Gambar 4. 10 Data Potongan Saluran Sekunder UNESA potongan B	79
Gambar 4. 11 Peta lokasi saluran UNESA dan potongan saluran	84

Gambar 4. 12 Skema Drainase sekunder UNESA tahap perencanaan.....	86
Gambar 4. 13 Lokasi Perencanaan Kolam Tampung	90
Gambar 4. 14 Grafik Hidrograf Kolam Tampung $t_d= 2$ jam.....	92
Gambar 4. 15 Volume Kolam Tampung kondisi $t_d= 2$ jam	93
Gambar 4. 16 Volume Kolam Tampung dan Pompa	96
Gambar 4. 17 Grafik Hidrograf Superposisi inlet S10	100
Gambar 4. 18 Lokasi perencanaan ulang saluran UNESA.....	102
Gambar 4. 19 Profil Muka Air di hilir saluran	105

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran Tabel 1	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2000	111
Lampiran Tabel 2	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2001	112
Lampiran Tabel 3	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2002	113
Lampiran Tabel 4	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2003	114
Lampiran Tabel 5	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2004	115
Lampiran Tabel 6	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2005	116
Lampiran Tabel 7	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2006	117
Lampiran Tabel 8	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2007	118
Lampiran Tabel 9	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2008	119
Lampiran Tabel 10	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2009	120
Lampiran Tabel 11	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2010	121
Lampiran Tabel 12	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2011	122
Lampiran Tabel 13	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2012	123
Lampiran Tabel 14	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2013	124
Lampiran Tabel 15	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2014	125
Lampiran Tabel 16	Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2015	126
Lampiran Tabel 17	Tabel Probabilitas Kumulatif $F(z)$ Distribusi Normal	127

Lampiran Gambar 1 Foto Penampang Saluran Citraland.....	131
Lampiran Gambar 2 Foto Penampang Saluran Pembuang Kolam Tampung Pakuwon.....	131
Lampiran Gambar 3 Foto Penampang Saluran Sekunder UNESA (bag. Hulu)	132
Lampiran Gambar 4 Foto Penampang Saluran Sekunder UNESA (bag. Hulu-Tengah)	132
Lampiran Gambar 5 Foto Penampang Saluran Sekunder UNESA (bag. Tengah-Hilir).....	133
Lampiran Gambar 6 Foto Penampang Saluran Lidah Kulon (bag. Hulu).....	133
Lampiran Gambar 7 Foto Pengukuran Penampang Saluran Lidah Kulon.....	134

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Surabaya Barat merupakan daerah yang paling diminati oleh para developer dalam pengembangan wilayah perumahan dan properti. Semakin banyak perubahan alih fungsi lahan untuk keperluan properti dan perumahan, semakin besar pula limpasan air yang menuju saluran drainase. Karena lahan yang dapat meresap air diubah menjadi lahan yang kedap air. Sehingga nilai koefisien aliran permukaan semakin besar dan debit air seluruhnya menjadi debit limpasan. Akibatnya saluran *existing* tidak dapat menahan debit yang masuk.

Sungai UNESA merupakan Saluran Sekunder yang terletak di kawasan Surabaya Barat. Saluran tersebut merupakan saluran alami yang menjadi hilir dari Saluran Sekunder Raya Pakuwon, Saluran Tersier Pakuwon, Saluran Tersier UNESA dan Saluran-Saluran dari Citraland. Lokasi Saluran Sekunder UNESA terletak pada Jalan Pakuwon Indah Lontar Timur yang berada pada sistem drainase Lidah Kulon. Saluran-saluran yang memasuki Saluran UNESA antara lain:

1. Saluran Pakuwon Indah 1,
2. Saluran Pakuwon Indah 2,
3. Saluran Pakuwon Indah 3,
4. Saluran Pakuwon Indah 4,
5. Saluran Pakuwon Indah 5,
6. Saluran Pakuwon Indah 6,
7. Saluran Pakuwon Indah 7,
8. Saluran Pakuwon Indah 8,
9. Saluran Taman Gapura Citra Raya Lakarsantri,
10. Saluran Pakuwon,
11. Saluran Raya Pakuwon,
12. Saluran Citraland

13. Saluran Tersier UNESA 1,
14. Saluran Tersier UNESA 2,
15. Saluran Tersier UNESA 3,
16. Saluran Tersier UNESA 4.

Dan Saluran Sekunder UNESA mempunyai hilir Saluran Lidah Kulon dan berujung pada Saluran Primer Taman Citra 2

Banyak saluran drainase dari ketiga lokasi (Pakuwon, Citaland, dan UNESA) yang masuk ke Saluran Sekunder UNESA, mengakibatkan meningkatnya debit limpasan air. Pada musim penghujan, terjadi intensitas hujan yang tinggi maka terjadi banjir pada saluran tersebut karena kapasitas *existing* yang tidak sesuai dengan debit yang terjadi. Akibatnya banyak terjadi kerusakan pada saluran itu, antara lain kerusakan tebing dan kerusakan pada dasar saluran. Rusaknya dinding pagar pembatas Pakuwon juga disebabkan meningkatnya limpasan air yang masuk ke Saluran Sekunder UNESA. Sehingga aliran menjadi tertahan dan meluap ke daratan di sepanjang Saluran Sekunder Raya Pakuwon. Dari informasi data yang ada, limpasan debit yang masuk kedalam Saluran Unesa disebabkan dari perumahan Ciputra dan Pakuwon. Dikhawatirkan pihak *developer* tidak memperhitungkan buangan debit yang akan masuk kedalam Saluran Unesa

Secara umum masalah banjir di Kota Surabaya hingga saat ini masih belum dapat teratasi secara menyeluruh. Sehingga limpasan air yang terjadi sebaiknya dikelola dengan baik agar tidak membebani Saluran Sekunder UNESA dan tidak menyebabkan genangan pada kawasan tersebut. Maka dari itu, hal ini dapat diatasi dengan penambahan fasilitas-fasilitas drainase seperti pembangunan kolam tampung; penambahan saluran pembuang lain agar tidak menumpuk pada satu saluran pembuang; penambahan pintu air untuk mengontrol air yang mengalir; penambahan pompa.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang akan dibahas dalam tugas akhir ini adalah

1. Bagaimanakah kondisi *existing* sistem drainase yang ada pada Saluran Sekunder UNESA tersebut ?
2. Apa penyebab genangan yang terjadi di Saluran Sekunder UNESA ?
3. Berapakah kapasitas Saluran Sekunder UNESA yang dibutuhkan untuk meminimalisir genangan ?
4. Fasilitas drainase seperti apa yang dibutuhkan untuk menanggulangi genangan dan banjir ?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan meliputi

1. Menganalisis dan mengevaluasi kondisi *existing* sistem drainase yang ada pada Saluran Sekunder UNESA
2. Mengetahui penyebab genangan yang terjadi di Saluran Sekunder UNESA
3. Menganalisis kapasitas Saluran Sekunder UNESA yang dibutuhkan agar tidak terjadi genangan
4. Mencari solusi untuk memilih fasilitas drainase yang tepat dalam menanggulangi genangan dan banjir

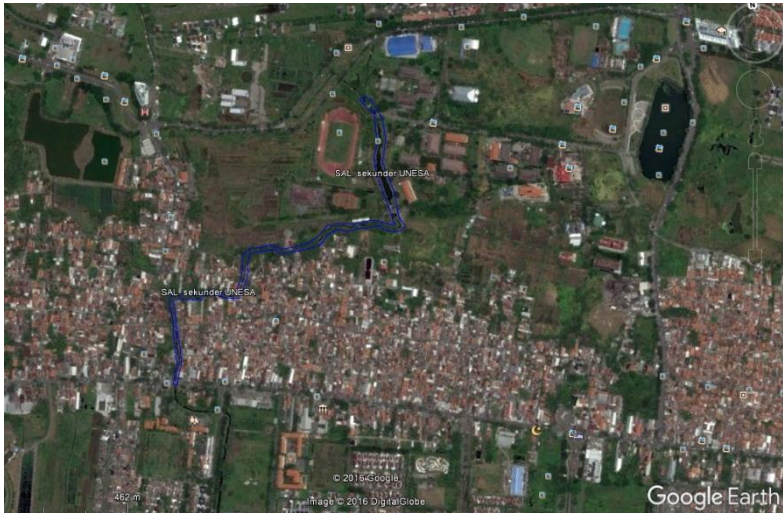
1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dari tugas akhir ini meliputi:

1. Tugas akhir ini tidak membahas tentang debit dari limbah rumah tangga
2. Saluran yang akan dianalisis adalah saluran sekunder UNESA
3. Tidak melakukan analisis perhitungan biaya
4. Tidak melakukan analisis kekuatan struktur untuk fasilitas drainase yang nantinya diperlukan
5. Tidak membahas genangan dan sistem drainase di lingkungan Citraland dan Pakuwon

1.5 Lokasi Studi

Lokasi studi kapasitas saluran drainase UNESA ini terletak di kawasan Universitas Surabaya (UNESA). Dengan panjang saluran mulai dari buangan akhir Pakuwon dan Citraland sampai bermuara di saluran lidah kulon. Lokasi studi dapat dilihat pada gambar 1.1.



Gambar 1. 1 Lokasi Studi Saluran Drainase UNESA
(Sumber: Google Earth)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisis Hidrologi

2.1.1 Penentuan Hujan Wilayah

Apabila pada suatu daerah terdapat lebih dari satu stasiun pengukuran yang ditempatkan secara terpencar, hujan yang tercatat di masing-masing stasiun dapat tidak sama. Dalam analisis hidrologi sering diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut, yang dapat dilakukan dengan tiga metode berikut yaitu metode aritmatik , metode poligon Thiessen, dan metode isohyet (*Bambang Triatmodjo, 2014*).

Dalam penulisan Proposal Tugas Akhir ini, penentuan hujan wilayah menggunakan metode Poligon Thiessen. Metode ini memperhitungkan bobot dari masing-masing stasiun yang mewakili luasan disekitarnya. Pada suatu luasan didalam DAS dianggap bahwa hujan adalah sama dengan yang terjadi pada stasiun hujan di daerah tersebut. Metode ini digunakan apabila penyebaran stasiun hujan di daerah tersebut tidak merata. Hitungan curah hujan rerata dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari tiap stasiun.

Pembentukan poligon Thiessen adalah sebagai berikut ini.

- a. Stasiun pencatat hujan digambarkan pada peta DAS yang ditinjau, termasuk stasiun hujan diluar DAS yang berdekatan.
- b. Stasiun-stasiun tersebut dihubungkan dengan garis lurus (garis terputus) sehingga membentuk segitiga-segitiga, yang sebaiknya mempunyai sisi dengan panjang yang kira-kira sama.
- c. Dibuat garis berat pada sisi-sisi segitiga **Gambar 2.1**.
- d. Garis-garis berat tersebut membentuk poligon yang mengelilingi tiap stasiun. Tiap staisun mewakili luasan yang dibentuk oleh poligon. Untuk stasiun yang berada di

dekat batas DAS, garis batas DAS membentuk batas tertutup dari poligon.

- e. Luas tiap poligon diukur dan kemudian dikalikan dengan kedalaman hujan di stasiun yang berada di dalam poligon.
- f. Jumlah dari hitungan pada butir e untuk semua stasiun dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan hujan rerata daerah tersebut, yang dalam bentuk matematik mempunyai bentuk berikut ini.

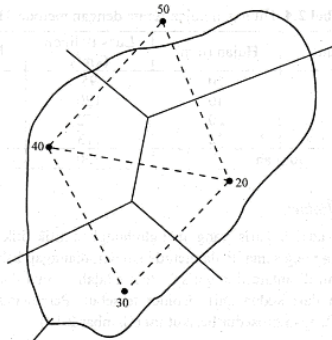
$$\bar{p} = \frac{A_1 p_1 + A_2 p_2 + \dots + A_n p_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i p_i}{A} \quad \dots\dots(2.1)$$

Keterangan :

\bar{p} : hujan rata-rata wilayah

p_1, p_2, \dots, p_n : hujan pada stasiun 1, 2, ..., n

A_1, A_2, \dots, A_n : luas daerah pada stasiun 1, 2, ..., n



Gambar 2. 1 Contoh Poligon Thiessen
(Sumber : Bambang Triatmodjo, 2010)

2.1.2 Analisis Hujan Rencana

Hujan merupakan komponen yang sangat penting dalam analisis hidrologi. Pengukuran hujan dilakukan selama 24 jam baik secara manual maupun otomatis, dengan cara ini berarti

hujan yang diketahui adalah hujan total yang terjadi selama satu hari. Dalam analisis digunakan curah hujan rencana, hujan rencana yang dimaksud adalah hujan harian maksimum yang akan digunakan untuk menghitung intensitas hujan, kemudian intensitas ini digunakan untuk mengestimasi debit rencana.

Untuk berbagai kepentingan perancangan drainase tertentu data hujan yang diperlukan tidak hanya data hujan harian, tetapi juga distribusi per/jam atau per/menit. Hal ini akan membawa konsekuensi dalam pemilihan data hujan hasil pengukuran dengan alat ukur otomatis.

Dalam perencanaan saluran drainase periode ulang (return period) yang dipergunakan tergantung dari fungsi saluran serta daerah tangkapan hujan yang akan dikeringkan. Rekomendasi periode ulang untuk desain banjir dan genangan dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 2. 1 Periode ulang (tahun) untuk perencanaan saluran kota

No.	Distribusi	PUH (Tahun)
1	Saluran Tersier	
	Resiko Kecil	2
	Resiko Besar	5
2	Saluran Sekunder	
	Resiko Kecil	5
	Resiko Besar	10
3	Saluran Primer (Induk)	
	Resiko Kecil	10
	Resiko Besar	25
	Atau :	
	Luas DAS (25-50)Ha	5
	Luas DAS (50-100)Ha	(5-10)
	Luas DAS (100-1300)Ha	(10-25)
	Luas DAS (1300-6500)Ha	(25-50)

(Sumber : Fifi Sofia, 2006)

2.1.2.1 Analisis Distribusi Frekuensi

Tujuan dari analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim (curah hujan maksimum harian) terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Analisis frekuensi terhadap data hujan yang tersedia dapat dilakukan dengan beberapa metode antara lain Distribusi Normal, Log Normal, Log-Pearson III, dan Gumbel.

Dalam analisis data hidrologi diperlukan ukuran-ukuran numerik yang menjadi ciri data tersebut. Sembarang nilai yang menjelaskan ciri susunan data disebut parameter. Parameter yang digunakan dalam analisis susunan data dari suatu variabel disebut dengan parameter statistik, seperti nilai rerata, deviasi ,dsb. Pengukuran parameter statistik yang sering digunakan dalam analisis data hidrologi meliputi pengukuran koefisien variasi, koefisien *skewness*, dan koefisien keruncingan. (*Bambang Triatmodjo, 2014*).

Berikut ini empat jenis distribusi curah hujan maksimum harian rencana yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini:

a. Distribusi Normal

Distribusi Normal atau kurva normal disebut juga Distribusi Gauss. Langkah-langkah perhitungan Distribusi Normal adalah sebagai berikut:

1. Menyusun data-data curah hujan dari yang terbesar ke terkecil

2. Menghitung harga rata-rata curah hujan :

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} \quad \text{atau} \quad \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots(2.2)$$

3. Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata

$$(x - \bar{X}^2) \dots\dots\dots(2.3)$$

4. Menghitung harga standar deviasi data hujan :

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \dots\dots\dots(2.4)$$

5. Menghitung harga koefisien Variasi data hujan :

$$C_v = \frac{s}{x} \dots\dots\dots(2.5)$$

6. Menghitung harga koefisien kemencengan (*skewness*) data hujan :

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)s^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \dots\dots\dots(2.6)$$

7. Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \dots\dots\dots(2.7)$$

Untuk aplikasi perhitungan hujan rencana distribusi normal menggunakan rumus :

$$X_T = \bar{X} + K_T xS \dots\dots\dots(2.8)$$

dimana:

$$K_T = \frac{x_T - \bar{X}}{s} \dots\dots\dots(2.9)$$

Keterangan :

X_T = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

K_T = Faktor frekuensi

Nilai faktor frekuensi K_T umumnya sudah tersedia dalam tabel untuk mempermudah perhitungan, seperti ditunjukkan dalam Tabel 2.2, yang umum disebut sebagai tabel nilai variabel reduksi Gauss (*Variable reduced Gauss*).

Tabel 2. Nilai variabel reduksi Gauss

NO.	Periode Ulang, T (tahun)	Peluang	K_T
1	1.001	0.999	-3.05
2	1.005	0.995	-2.58
3	1.010	0.99	-2.33
4	1.050	0.95	-1.64
5	1.110	0.9	-1.28
6	1.250	0.8	-0.84
7	1.330	0.75	-0.67
8	1.430	0.7	-0.52
9	1.670	0.6	-0.25
10	2.000	0.5	0
11	2.5	0.4	0.25
12	3.33	0.3	0.52
13	4	0.25	0.67
14	5	0.2	0.84
15	10	0.1	1.28
16	20	0.05	1.64
17	50	0.02	2.05
18	100	0.01	2.33
19	200	0.005	2.58
20	500	0.002	2.88
21	1000	0.001	3.09

(Sumber : Suripin, 2004)

Sri Harto (1993), memberikan sifat-sifat distribusi normal, yaitu nilai koefisien kemencengan (*skewness*) sama dengan nol ($C_s = 0$) dan nilai koefisien kurtosis ($C_k = 3$).

b. Distribusi Log Normal

Dalam distribusi log normal, langkah-langkah pengerjaannya sama dengan distribusi normal namun data X diubah kedalam bentuk logaritmik $Y = \text{Log } X$. Jika variabel acak $Y = \log X$ terdistribusi secara normal, maka X dikatakan mengikuti Distribusi Log Normal. Untuk distribusi Log Normal perhitungan curah hujan rencana menggunakan persamaan berikut ini :

$$Y_T = \bar{Y} + K_T x S \dots \dots \dots (2.10)$$

dimana:

$$K_T = \frac{Y_T - \bar{Y}}{S} \dots \dots \dots (2.11)$$

Keterangan :

Y_T = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

\bar{Y} = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

K_T = Faktor frekuensi

Nilai faktor frekuensi K_T untuk distribusi log normal sama dengan distribusi normal, seperti ditunjukkan dalam Tabel 2.2, yang umum disebut sebagai tabel nilai variabel reduksi Gauss (*Variable reduced Gauss*). (Suripin, 2004)

Sri Harto (1993), memberikan sifat-sifat distribusi log normal, yaitu

- Nilai kemencengan : $C_s = C_v^3 + 3C_v$
- Nilai kirtosis : $C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$

c. Distribusi Log Pearson III

Dalam distribusi log paerson III, langkah-langkah pengerjaannya sama dengan distribusi normal namun data X diubah kedalam bentuk logaritmik $Y = \text{Log } X$. Jika variabel acak $Y = \log X$ terdistribusi secara normal, maka X dikatakan mengikuti Distribusi Log Pearson III. Untuk distribusi Log Pearson III perhitungan curah hujan rencana menggunakan persamaan berikut ini :

$$Y_T = \bar{Y} + K_T x S \dots\dots\dots(2.12)$$

dimana:

$$K_T = \frac{Y_T - \bar{Y}}{S} \dots\dots\dots(2.13)$$

Keterangan :

Y_T = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

\bar{Y} = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

K_T = Faktor frekuensi

Nilai faktor frekuensi K_T untuk distribusi log pearson III sudah tersedia dalam tabel berdasarkan nilai C_s seperti ditunjukkan dalam Tabel 2.3

Tabel 2. 3 Nilai K_T untuk distribusi Log Pearson III

Skew Coef (C_s)	Return period in years						
	2	5	10	25	50	100	200
	Exceedence probability						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.01
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783

2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351

-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

(Sumber : Bambang Triatmodjo, 2014)

Sri Harto (1993), memberikan sifat-sifat distribusi log Pearson, yaitu

- Nilai kemencengan : $C_s = \text{fleksibel}$
- Nilai kirtosis : $C_k = 1.5C_s^2 + 3$

d. Distribusi Gumbel

Perhitungan curah hujan rencana menurut metode Gumbel mempunyai langkah-langkah yang hampir sama dengan distribusi normal. Untuk distribusi Gumbel, perhitungan curah hujan rencana menggunakan persamaan berikut ini :

$$X_T = \bar{X} + KxS \dots \dots \dots (2.14)$$

dimana:

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

Nilai K (faktor probabilitas) untuk harga-harga ekstrim Gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$K = \frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n} \dots \dots \dots (2.15)$$

dimana: Y_n = *reduced mean* yang tergantung jumlah sampel atau data n (Tabel 2.5)

S_n = *reduced standard deviation* yang tergantung pada jumlah sampel atau data n (Tabel 2.6)

Y_{Tr} = *reduced variate*, yang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$Y_{Tr} = -\ln\{-\ln \frac{T_r - 1}{T_r}\} \dots \dots \dots (2.16)$$

Tabel 2. 4 Nilai *Reduced Variate* (Y_{Tr})

Periode ulang, Tr (tahun)	Reduced variate, Ytr	Periode ulang, Tr (tahun)	Reduced variate, Ytr
2	0,3668	100	4,6012
5	1,5004	200	5,2969
10	2,2510	250	5,5206
20	2,9709	500	6,2149
25	3,1993	1000	6,9087
50	3,9028	5000	8,5188
75	4,3117	10000	9,2121

(Sumber : Suripin, 2004)

Sri Harto (1993), memberikan sifat-sifat distribusi normal, yaitu nilai koefisien kemencengan (*skewness*) (C_s) sama dengan 1.139 dan nilai koefisien kurtosis (C_k) sama dengan 5.4032.

Tabel 2. 5. Nilai Reduced Mean (Y_n)

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	0.5520
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 : Suripin, 2004)

Tabel 2. 6 Nilai Reduced Standard Deviation (S_n)

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	1,2081	1,2087	1,2090	1,2093	1,2096

(Sumber : Suripin, 2004)

2.1.2.2 Uji Kecocokan Parameter Distribusi

Dari analisis distribusi hujan rencana, untuk menentukan kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi frekuensi teoritis, diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi empiris, sehingga diperlukan pengujian secara statistik. Pengujian parameter yang akan dilakukan dalam uji kecocokan distribusi, menggunakan 2 pengujian yaitu:

a. Uji Chi Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data analisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut Chi-Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus:

$$X_h^2 = \sum_{t=1}^G \frac{(O_t - E_t)^2}{E_t} \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana:

- X_h^2 = Parameter uji Chi-Kuadrat
- G = Jumlah sub kelompok (minimal 4 data)
- O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke 1
- E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke 1

Parameter X_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai X_h^2 sama atau lebih besar dari nilai chi-kuadrat sebenarnya (X^2) dapat dilihat pada **Tabel 2.7**

Tabel 2. 7 Nilai kritis untuk uji Chi-Kuadrat

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Bonnier, 1980

(Sumber: Suripin 2004)

Adapun prosedur pengujian Chi-Kuadrat adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub-group, tiap-tiap sub group minimal 4 data pengamatan
3. Jumlahkan data pengamatan tiap-tiap sub-group (O_i)

4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan (E_i)
5. Tiap-tiap *sub-group* hitung nilai : $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlah seluruh G *sub-group* 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 $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasil uji adalah sebagai berikut

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima,
2. Apabila peluang kurang dari 1%, maka persamaan distribusi tidak dapat diterima,
3. Apabila peluang berada di antara 1-5%, maka tidak memungkinkan mengambil keputusan, misal perlu data tambahan.

(Sumber: Suripin, 2004)

b. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering disebut juga uji kecocokan non-parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedur pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

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

X_1	$\rightarrow P(X_1)$
X_2	$\rightarrow P(X_2)$
X_m	$\rightarrow P(X_m)$
X_n	$\rightarrow P(X_n)$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :
 - $X_1 \rightarrow P'(X_1)$
 - $X_2 \rightarrow P'(X_2)$
 - $X_m \rightarrow P'(X_m)$
 - $X_n \rightarrow P'(X_n)$
3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
 $D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)] \dots \dots \dots (2.18)$
4. Berdasarkan Tabel 2.8, ditentukan harga D_0 .
5. Apabila D_{maks} lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Apabila D_{maks} lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2. 8 Nilai Kritis D_0 Smirnov-Kolmogorov

N	Derajat Kepercayaan α			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N>50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

(Sumber: Suripin, 2004)

2.1.3 Analisis Debit Banjir

2.1.3.1 Perhitungan Waktu Konsentrasi (Tc)

Waktu konsentrasi (t_c) suatu DAS didefinisikan sebagai waktu pengaliran air dari titik terjauh pada lahan hingga masuk pada saluran terdekat sampai pada titik yang ditinjau (inlet).

Perhitungan waktu konsentrasi ini mempengaruhi besar kecilnya nilai dari intensitas hujan (I) yang terjadi. Besarnya nilai intensitas hujan (I) berbanding lurus dengan besar kecilnya debit (Q) pada saluran, sehingga berpengaruh besar pada besar kecilnya dimensi saluran. Waktu konsentrasi dihitung dengan persamaan :

$$t_c = t_o + t_f \dots\dots\dots(2.19)$$

dimana:

t_c = waktu konsentrasi (menit)

t_o = waktu yang dibutuhkan untuk mengalir di permukaan untuk mencapai inlet (menit)

t_f = waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang saluran (menit)

a. Pengaliran pada Lahan (T_0)

Waktu pengaliran yang dibutuhkan untuk daerah urban sekitar 4-5 menit, atau dari perhitungan dilapangan dengan mengukur jarak dan kecepatan aliran. Sedangkan untuk permukaan dengan penutup *homogeny* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan *Kerby* yang menghubungkan antara jarak, koefisien kekasaran, dan kemiringan medan.

$$t_o = 1.44x \left(n_d x \frac{l}{\sqrt{S}} \right)^{0.467} \dots\dots\dots(2.20)$$

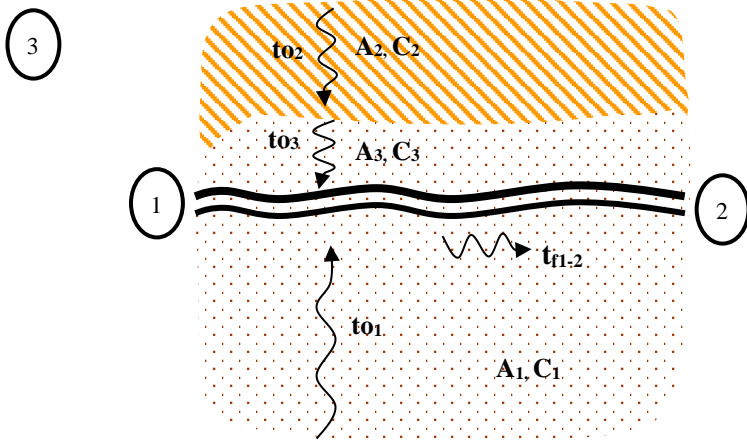
dengan $l \leq 400$ meter

Dimana:

l : jarak dari titik terjauh ke inlet (m)

n_d : koefisien setara koefisien kekasaran

S : kemiringan medan

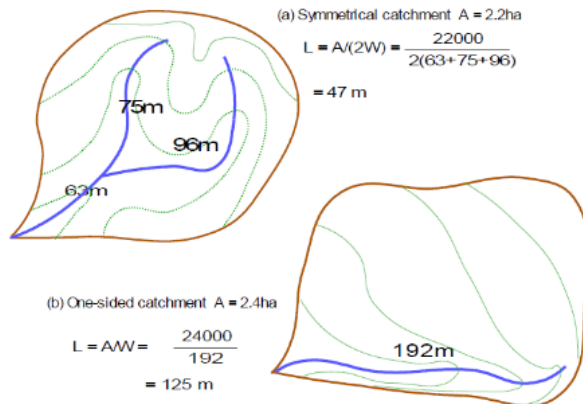


Gambar 2. 2 Lintasan Aliran Waktu T_0 dan T_f
(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

Tabel 2. 9 Harga Koefisien Hambatan (n_d)

Jenis Permukaan	n_d
Lapisan semen dan aspal beton	0.013
Permukaan licin dan kedap air	0.02
Permukaan licin dan kokoh	0.10
Tanah dengan rumput tipis dan gundul dengan permukaan sedikit kasar	0.20
Padang rumput dan rerumputan	0.40
Hutan gundul	0.60
Hutan rimbum dan hutan gundul rapat dengan hamparan rumput jarang sampai rapat	0.80

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)



Gambar 2. 3 Pendekatan untuk menghitung panjang overland flow

(Sumber : Handout Umboro Modul 8, 2010)

Panjang rata-rata dari aliran pemukiman dan kemiringan lahan dapat dihitung dari peta. Panjang aliran permukaan untuk *catchment* simetrik dapat dihitung dengan persamaan :

$$\text{Panjang} = \frac{\text{Luas DAS}}{2 \times \text{Panjang saluran}} \dots \dots \dots (2.21)$$

Sedang untuk daerah aliran satu sisi, panjang aliran permukaan dapat dihitung :

$$\text{Panjang} = \frac{\text{Luas DAS}}{\text{Panjang saluran}} \dots \dots \dots (2.22)$$

Kemiringan dari aliran permukaan adalah kemiringan rata-rata permukaan dari ujung daerah aliran ke saluran utama. Ini tidak berarti bahwa kemiringan tersebut dihitung dari perbedaan ketinggian terbesar dari daerah aliran dibagi dengan panjang dari saluran drainase utama.

b. Pengaliran pada Saluran (T_f)

$$t_f = \frac{L}{60V} \dots\dots\dots(2.23)$$

dimana:

- t_f = waktu pengaliran pada saluran (menit)
 L = panjang saluran yang dilalui oleh air (m)
 V = kecepatan aliran air pada saluran (m/dt)

2.1.3.2 Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Langkah awal dalam perencanaan bangunan air (saluran) adalah penentuan besarnya debit yang harus diperhitungkan. Besarnya debit (banjir) perencanaan ditentukan oleh intensitas hujan yang terjadi.

Umumnya, makin besar t (waktu), intensitas hujan makin kecil. Jika tidak ada waktu untuk mengamati besarnya intensitas hujan atau tidak ada alat, maka intensitas dapat ditempuh dengan cara-cara empiris :

1. Metode *Talbot*
2. Metode *Ishiguro*
3. Metode *Sherman*
4. Metode *Mononobe*

Dalam Tugas Akhir ini, metode perhitungan intensitas hujan yang digunakan yaitu Metode ***Mononobe*** karena data yang tersedia adalah data curah hujan harian maksimum tiap tahun. Persamaan untuk mendapatkan intensita ditunjukkan dibawah ini :

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(2.24)$$

dimana:

- I_t : intensitas hujan untuk lama hujan t jam (mm/jam)
 t : durasi hujan (jam)

R_{24} : curah hujan maksimum selama 24 jam
(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

2.1.3.3 Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)

Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*) adalah perbandingan antara jumlah air hujan yang mengalir atau melimpas di atas permukaan tanah (*surface run-off*) dengan jumlah air hujan yang jatuh dari atmosfer (hujan total yang terjadi). Besaran ini dipengaruhi oleh tata guna lahan, kemiringan lahan, jenis dan kondisi tanah. Pemilihan koefisien pengaliran harus memperhitungkan kemungkinan adanya perubahan tata guna lahan dikemudian hari. Koefisien pengaliran mempunyai nilai antara, dan sebaiknya nilai pengaliran untuk analisis digunakan nilai yang terbesar atau nilai yang maksimum. Nilai koefisien pengaliran dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2. 10 Nilai Koefisien Pengaliran (C)

KONDISI PERMUKAAN TANAH	Koefisien Limpasan (Run-off)
BAHAN	
1.Jalan beton dan jalan aspal	0.70-0.95
2.Jalan kerikil dan jalan tanah	0.40-0.70
TATA GUNA LAHAN	
1.Daerah perkotaan	0.70-0.95
2.Daerah pinggir kota	0.60-0.70
3.Pemukiman padat	0.40-0.60
4.Pemukiman tidak padat	0.40-0.60
5.Taman dan kebun	0.20-0.40
6.Perbukitan	0.70-0.80

(Sumber : Pd. T-02-2006-B Perencanaan Sistem Drainase Jalan, Depertemen PU)

2.1.3.4 Perhitungan Debit Rencana (Q)

Debit Rencana adalah debit maksimum yang akan dialirkan oleh saluran drainase untuk mencegah terjadinya

genangan. Untuk drainase perkotaan dan jalan raya, digunakan perhitungan debit rencana maksimum periode ulang 5-10 tahun. Penetapan debit banjir maksimum 5-10 tahun ini berdasarkan pertimbangan :

- a. Resiko akibat genangan yang akan ditimbulkan oleh hujan relatif kecil dibandingkan dengan banjir yang ditimbulkan meluapnya sebuah sungai
- b. Luas lahan diperkotaan relatif terbatas apabila ingin direncanakan saluran yang melayani debit banjir maksimum periode ulang lebih besar dari 5 tahun
- c. Daerah perkotaan mengalami perubahan dalam periode tertentu sehingga mengakibatkan perubahan pada saluran drainase.

Perencanaan debit rencana untuk drainase perkotaan dan jalan raya dihadapi dengan persoalan tidak tersedianya data aliran. Umumnya untuk menentukan debit aliran akibat air hujan dapat dihitung dengan metode rasional, atau metode hidrogaf satuan.

Metode rasional dibuat dengan mempertimbangkan bahwa banjir berasal dari hujan yang mempunyai intensitas curah hujan seragam dan merata diseluruh DAS. Metode rasional ini pada umumnya banyak digunakan untuk menghitung debit banjir pada daerah aliran sungai yang tidak terlalu luas dengan batasan hingga luas kurang dari 300 ha (*Suripin, 2004*). Persamaan matematik metode rasional dapat dinyatakan dalam bentuk :

$$Q = 0.278 C \beta I A \dots\dots\dots(2.25)$$

Keterangan :

Q = Debit banjir rencana (m^3/dt)

C = Koefisien run-off

B = Koefisien penyebaran hujan

I = Intensitas hujan (mm/jam)

A = *Catchment area* (km^2)

(*Sumber: Fifi Sofia, 2006*)

2.2 Analisis Hidrolika

2.2.1 Pendahuluan

Aliran dalam saluran dapat berupa aliran tetap (permanen), di mana debit tidak berubah sepanjang saluran atau $\frac{\partial Q}{\partial t} = 0$. Pada kenyataannya aliran dalam saluran drainase

tidak tetap (*unsteady*), dimana debit di suatu penampang berubah terhadap waktu $\frac{\partial Q}{\partial t} \neq 0$. Pada saluran drainase

terbuka untuk buangan air hujan, *inflow* yang masuk saluran di setiap ruas saluran menerima dan aliran berbeda tergantung pada luas *catchment area* yang dilayani. Dalam praktek untuk keperluan analisis hidrolika, untuk menentukan dimensi saluran, perhitungan disederhanakan dengan menganggap aliran adalah tetap (*steady*) sepanjang saluran. Namun demikian hal tersebut tidak dapat diterapkan untuk debit yang besar, karena pengaruh gelombang banjir, atau kemungkinan terjadinya *water hammer* tidak dapat diabaikan. (*Fifi Sofia, 2006*)

Hal-hal yang perlu ditinjau pada analisis hidrolika alam evaluasi penampang saluran drainase adalah:

1. Perencanaan dimensi saluran
2. Kontrol kondisi muka air ditempat-tempat pembuangan akhir
3. Perencanaan hidrolis bangunan bantu,

2.2.2 Perencanaan Saluran Drainase

Yang perlu diperhatikan dalam perencanaan drainase dilihat dari sisi hidrolika dengan menggunakan rumus Chezy, Strickler, atau Manning akan meliputi 6 variabel berikut ini:

1. Bentuk dan elemen geometrik penampang saluran seperti luas penampang, jari-jari hidrolis (R) dan kedalaman hidrolis (h)
2. Debit Rencana (Q)
3. Kecepatan rata-rata (V)

4. Kemiringan aliran (S)
5. Kedalaman normal (h_n) dan kedalaman kritis (h_c)
6. Koefisien kekasaran (n)

Berdasarkan kondisi sistem drainase yang sudah ada saat ini, maka untuk mengevaluasi saluran drainase perkotaan perlu memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

1. Fasilitas sistem drainase yang telah ada sebaiknya dimanfaatkan semaksimal mungkin.
2. Pembebasan lahan dan relokasi sedapat mungkin dihindari.
3. Di daerah-daerah yang tidak memungkinkan digunakan sistem gravitasi penuh, perlu dilengkapi dengan pintu klep, atau stasiun pompa pada keluarannya atau kolam tampung.

2.2.2.1 Pemilihan Bentuk Penampang

Cara pemilihan bentuk penampang saluran adalah tergantung dari besar-kecilnya debit aliran serta kondisi dan kesediaan lokasi setempat. Jenis dan bentuk-bentuk yang umum dipakai pada saluran primer dan sekunder adalah:

1. Bentuk trapesium
2. Bentuk segiempat persegi

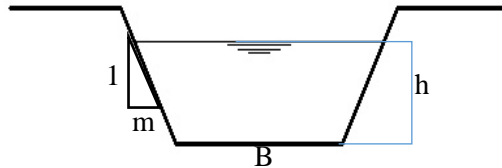
Sesuai dengan fungsinya maka saluran harus dapat menampung aliran dengan kapasitas yang diharapkan. Penampang hidrolis yang efisien adalah penampang saluran yang mampu mengalirkan debit (Q) maksimum dengan keliling basah (P) minimum. Syarat-syarat dasar menentukan bentuk penampang:

a. Penampang Berbentuk Trapesium

Bentuk ini cocok dipakai jika:

- Debit aliran besar
- Dinding saluran tanpa pasangan atau dengan pasangan batu

- Lahan yang tersedia cukup luas



Gambar 2. 4 Penampang bentuk trapesium

Saluran dengan penampang melintang bentuk trapesium dengan lebar dasar B , kedalaman aliran h , dan kemiringan dinding $1:m$ (Gambar 2.3). Maka luas penampang melintang A dan keliling basah P dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$A = (B + mh)h \dots \dots \dots (2.26)$$

$$P = B + 2h\sqrt{m^2 + 1} \dots \dots \dots (2.27)$$

$$B = P - 2h\sqrt{m^2 + 1} \dots \dots \dots (2.28)$$

Atau

$$B = \frac{2}{3}h\sqrt{3} \dots \dots \dots (2.29)$$

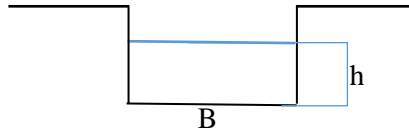
$$A = h^2\sqrt{3} \dots \dots \dots (2.30)$$

Penampang trapesium yang paling efisien adalah jika: $m = (1/\sqrt{3})$ atau 60° .

b. Penampang Berbentuk Persegi

Bentuk ini cocok dipakai jika:

- Lahan yang tersedia relatif sempit
- Terbuat dari dinding beton



Gambar 2. 5 Penampang bentuk persegi

Jika B adalah lebar dasar saluran dan h adalah kedalaman air (Gambar 2.4), maka luas penampang basah A dan keliling basah P dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$A = Bxh \dots\dots\dots(2.31)$$

$$P = B + 2h \dots\dots\dots(2.32)$$

$$B = 2h \dots\dots\dots(2.33)$$

Jari-jari hidraulik R:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{Bh}{B+2h} \dots\dots\dots(2.34)$$

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

2.2.2.2 Perhitungan Dimensi Saluran

Perhitungan dimensi saluran didasarkan pada debit yang harus ditampung oleh saluran (Qs dalam m³/detik) lebih besar atau sama dengan debit rencana yang diakibatkan oleh hujan rencana (QT dalam m³/detik). Kondisi demikian dapat dirumuskan dalam persamaan berikut:

$$Qs \geq QT \dots\dots\dots(2.35)$$

Debit yang mampu ditampung oleh saluran (Qs) dapat diperoleh dengan rumus seperti dibawah ini:

$$Qs = As.V \dots\dots\dots(2.36)$$

Dimana:

As = Luas penampang saluran (m²)

V = Kecepatan rata-rata aliran di dalam saluran (m/detik)

Kecepatan rata-rata aliran di dalam saluran, dapat dihitung dengan menggunakan rumus Manning sebagai berikut:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (2.37)$$

$$R = \frac{A_s}{P} \dots \dots \dots (2.38)$$

Dimana:

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

N = Koefisien kekasaran Manning (Tabel 2.11)

R = Jari-jari hidrolis (m)

S = Kemiringan dasar saluran

As = Luas penampang saluran (m²)

P = Keliling basah saluran (m)

(Sumber: Suripin, 2004)

Nilai koefisien kekasaran Manning (n) untuk gorong-gorong dan saluran terbuka dapat dilihat pada Tabel 2.11

Tabel 2. 11 Koefisien kekasaran Manning (n)

Material saluran	Manning n
<i>Saluran tanpa pasangan</i>	
Tanah	0.020-0.025
Pasir dan kerikil	0.025-0.040
Dasar saluran batuan	0.025-0.035
<i>Saluran dengan pasangan</i>	
Semen mortar	0.011-0.015
<i>Beton</i>	
Pasangan batu adukan basah	0.022-0.026
Pasangan batu adukan kering	0.018-0.022

Material saluran	Manning n
<i>Saluran pipa</i>	0.011-0.015
Pipa beton sentrifugal	0.011-0.015
Pipa beton	
Pipa beton bergelombang	0.011-0.015
Liner plates	0.013-0.017
<i>Saluran terbuka</i>	
Saluran dengan plengsengan	
a. Aspal	0.013-0.017
b. Pasangan bata	0.012-0.018
c. Beton	0.011-0.020
d. Riprap	0.020-0.035
e. Tumbuhan	0.030-0.040
<i>Saluran galian</i>	
Earth, straight and uniform	0.020-0.030
Tanah, lurus dan seragam	0.025-0.010
Tanah cadas	0.030-0.015
Saluran tak terpelihara	0.050-0.14
<i>Saluran alam (sungai kecil, lebar atas saat banjir < 3 m)</i>	
Penampang agak teratur	0.03-0.070
Penampang tak teratur dengan palung sungai	0.010-0.100

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

2.2.2.3 Kecepatan Aliran di Dalam Saluran

Kecepatan aliran dalam saluran hendaknya tidak menyebabkan terjadinya pengendapan, erosi, dan tumbuhnya

tanaman pengganggu. Faktor yang paling menentukan besar kecilnya adalah faktor kemiringan. Kecepatan minimum yang disarankan:

- Saluran tanah kecil : 0.40 m/det
- Saluran tanah sedang s/d besar : 0.60-0.90 m/det
- Pipa : 0.60-0.75 m/det

Sedang untuk kecepatan maksimum yang disarankan dapat dilihat pada Tabel 2.12 berdasarkan jenis materialnya.

Tabel 2. 12 Kecepatan maksimum aliran

Jenis Material	Kecepatan Ijin, V_{ij} (m/det)
Pasir halus	0.45
Lempung kepasiran	0.50
Lanau aluvia	0.60
Kerikil halus	0.75
Lempung kokoh	0.75
Lempung padat	1.10
Kerikil kasar	1.20
Batu batu besar	1.50
Pasangan batu	1.50
Beton	1.50
Beton bertulang	1.50

(Sumber: Departemen PU.Pd.T-02-2006-B, Pedoman Perencanaan Sistem Drainase Jalan)

2.2.2.4 Menentukan Kedalaman Aliran Saluran

a. Kedalaman Normal (h_n)

Rumus Manning:

$$Q = V.A \dots\dots\dots(2.39)$$

$$V = \frac{1}{n} . R^{2/3} . S^{1/2} \dots\dots\dots(2.40)$$

$$Q = \frac{1}{n} . R^{2/3} . S^{1/2} . A \dots\dots\dots(2.41)$$

$$\frac{Q.n}{S^{1/2}} = A.R^{2/3} \dots\dots\dots(2.42)$$

Dimana:

Q = Debit saluran (m³/det)

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

n = Koefisien kekasaran Manning (Tabel 2.11)

R = Jari-jari hidrolis (m)

S = Kemiringan dasar saluran

A = Luas penampang saluran (m²)

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

b. Kedalaman Kritis (hc)

Kedalaman kritis aliran terdapat pada kondisi $F_R = 1$
atau

$$\frac{V}{\sqrt{g.D}} = 1 \dots\dots\dots(2.43)$$

$$D = \frac{A}{T}$$

$$V = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(2.44)$$

$$\frac{Q^2}{A^2} = g \cdot \frac{A}{T} \dots\dots\dots(2.45)$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \dots\dots\dots(2.46)$$

$$h = h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \dots\dots\dots(2.47)$$

Dimana:

hc = Kedalam Kritis (m)

q = Q/B

g = 9.81

(Sumber Fifi Sofia, 2006)

2.2.2.5 Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan (W) bukan untuk penambahan debit tetapi berguna untuk memberikan ruang bebas di atas muka air maksimum. Hal tersebut diperlukan bila sewaktu-waktu terjadi hal-hal seperti: gelombang karena angin, terjadinya aliran balik loncatan air, sedimentasi atau peningkatan koefisien kekasaran atau kesalahan operasi bangunan air di saluran. Besarnya tinggi jagaan dapat dilihat dalam Tabel 2.13.

Tabel 2. 13 Tinggi jagaan berdasarkan jenis saluran

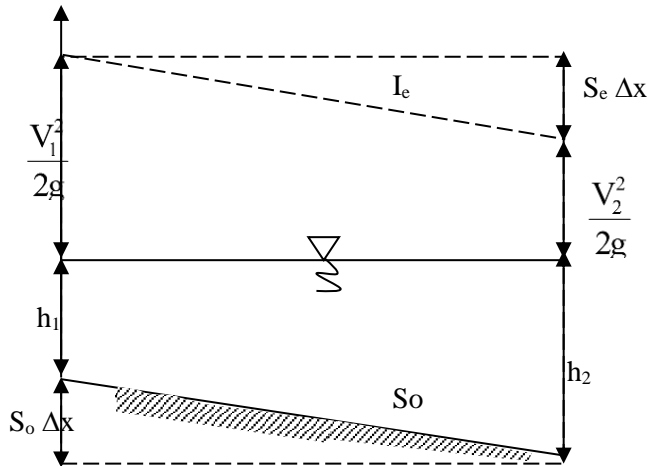
Jenis Saluran	Tinggi Jagaan, W (m)
Saluran-saluran Tersier	0.10-0.20
Saluran-saluran Sekunder	0.20-0.40
Saluran-saluran Primer	0.40-0.60
Sungai-sungai	1.00

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

2.2.3 Analisis Profil Muka Air

Akibat perubahan dan gangguan seperti perubahan kemiringan dasar, perubahan elevasi dasar (pada terjunan), atau perubahan penampang saluran karena adanya pintu air, pelimpah atau perubahan muka air di hilirnya, menjadikan profil muka air berubah. Hal ini perlu diperhitungkan agar saluran tetap dapat mengalirkan air buangan dan tidak terjadi peluapan, serta sebagai dasar menentukan bangunan pelengkap/pertolongan.

Aliran tidak seragam berubah lambat laun (*Gradually Variated Flow*) dan terbatas pada tipe M_1 dan M_2 yang banyak ditemui dalam praktek. Sifat aliran adalah subkritis dan perhitungan dimulai dari hilir ke arah hulu. Metode yang dipakai untuk menggambarkan profil muka air adalah metode Tahapan Langsung.



Gambar 2. 6 Sket definisi untuk perhitungan aliran tidak seragam, metode tahapan langsung

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

$$S_o \cdot \Delta x + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 0 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + S_e \cdot \Delta x \dots\dots\dots(2.43)$$

$$S_o \Delta x + E_1 = E_2 + S_e \cdot \Delta x \dots\dots\dots(2.44)$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_o - S_{ert}} \dots\dots\dots(2.45)$$

dimana :

S_o = kemiringan dasar saluran

$$S_e = \text{kemiringan energi} = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

$$V = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(2.46)$$

$$S_{ert} = \frac{S_{e2} + S_{e1}}{2} \dots\dots\dots(2.47)$$

Dimana :

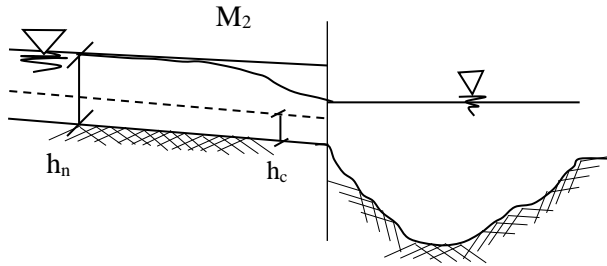
E = energi spesifik

Δx = jarak

$\Sigma \Delta x$ = panjang pengaruh backwater

Data yang diperlukan untuk perhitungan adalah debit (Q), kedalaman normal (h_n), kedalaman kritis (h_c), dan kemiringan dasar saluran S_o . Berikut adalah tipe-tipe profil muka air:

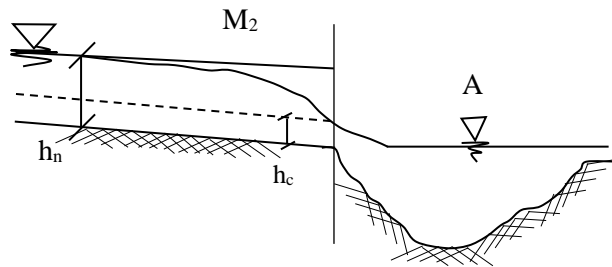
- Muka air di pembuangan akhir lebih rendah dari h_n dan lebih tinggi dari h_c . Sebagai kondisi batas hilir awal perhitungan adalah kedalaman air h



Gambar 2. 7 M.A. hilir lebih rendah dari posisi h_n

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

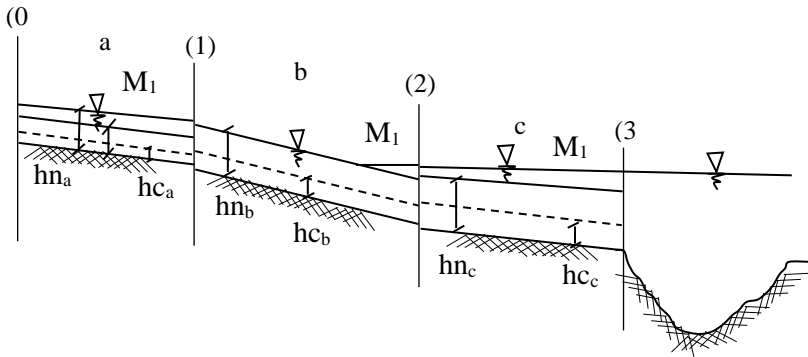
- Muka air di pembuangan akhir di bawah posisi h_c . Tipe aliran adalah M_2 . Sebagai awal perhitungan adalah h_c



Gambar 2. 8 M.A. hilir lebih rendah dari posisi h_c

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

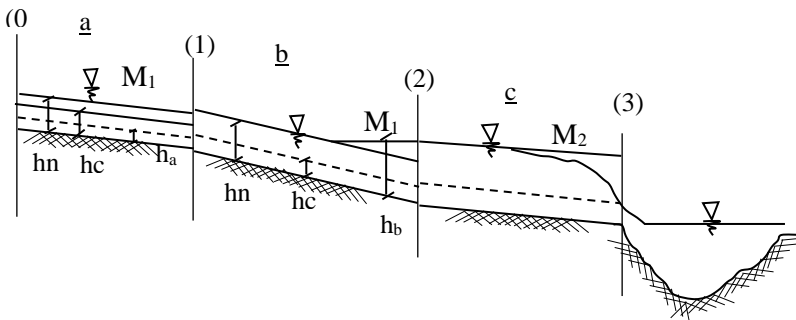
- Profil muka air untuk saluran yang terdiri dari 3 ruas di bawah ini



Gambar 2. 9 Profil M1 di hilir

Perhitungan dimulai dari kanan (hilir), Muka air yang menjadi batas hilir adalah h di penampang (3). Ada beberapa kemungkinan:

- Perhitungan dilanjutkan, sampai mencapai kedalaman normal h_{n2-3} , apabila $L_{2-3} >$ panjang backwater ($\Sigma \Delta x$), maka perhitungan dihentikan. Untuk ruas berikutnya perhitungan dimulai dari h_{nc} .
- Apabila hasil $\Sigma \Delta x > L_{2-3}$, maka selanjutnya, sebagai h di penampang (2). Begitu seterusnya



Gambar 2. 10 Profil M2 di hilir

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

Metodologi disusun untuk mempermudah pelaksanaan studi, guna memperoleh pemecahan masalah sesuai dengan studi yang telah ditetapkan melalui prosedur kerja yang sistematis, teratur dan tertib, sehingga dapat dipertanggungjawabkan secara ilmiah.

3.1 Studi Literatur

Sumber Literatur yang digunakan meliputi buku referensi, laporan atau studi yang terkait dengan sistem drainase UNESA mengenai :

1. Peta Drainase dan laporan SDMP
2. Laporan Perencanaan saluran Debit Pakuwon
3. Laporan Akhir Penataan Saluran Drainase Kawasan Surabaya Barat
4. Buku referensi hidrologi, hidrolika, dan drainase

Studi literatur ini dilakukan sepanjang studi yaitu mulai tahap awal sampai dengan analisis data pembahasan hingga dapat diperoleh kesimpulan.

3.2 Studi Lapangan

Studi Lapangan adalah mempelajari kondisi drainase *existing* yang ditinjau. Studi lapangan ini dilakukan dengan melakukan survei kawasan studi dengan pengumpulan data-data berupa foto dokumentasi, wawancara warga sekitar, dan penyusunan saluran.

3.3 Pengumpulan Data

Data yang digunakan merupakan jenis data sekunder. Pengumpulan data sekunder diperoleh dari :

3.3.1 Data Hidrologi

Data Hidrologi terdiri dari:

- Data curah hujan stasiun yang berpengaruh

3.3.2 Data Peta

Data peta terdiri dari :

- Peta topografi, untuk mengetahui kontur lokasi guna mencari arah aliran *existing* dari elevasi kontur.
- Peta lokasi kawasan, untuk mengetahui *catchment area* kawasan studi
- Peta jaringan saluran drainase SDMP, untuk mengetahui letak saluran dan arah saluran drainase, mengetahui fasilitas apa saja yang ada di kawasan studi.

Dari peta jaringan, dapat diperoleh skema jaringan drainase. Dari skema jaringan drainase dapat diperoleh waktu konsentrasi untuk perhitungan debit banjir.

3.3.3 Data Hidrolika

Data Hidrolika terdiri dari

- Penampang *existing* saluran, berupa dimensi saluran dan elevasi saluran
- Fasilitas drainase *existing*

3.4 Analisis Data dan Perhitungan

3.4.1 Analisis Hidrologi

- Menentukan stasiun hujan yang berpengaruh
- Menghitung curah hujan kawasan
- Menghitung Frekuensi dan probabilitas berdasarkan distribusi statistik yang sesuai
- Menguji uji kecocokan distribusi menggunakan Uji Chi-Square dan Uji Smirnov Kolmogorov
- Menghitung hujan rencana, lalu menghitung Intensitas hujan
- Pembagian *Catchment Area* dari Jaringan Drainase (SDMP) dan dari Kawasan (Topografi)

- Perhitungan Debit rencana dengan metode rasional

3.4.2 Analisis Hidrolika

- Skema Jaringan Drainase Saluran UNESA
- Perhitungan Penampang Saluran *existing* dengan melakukan simulasi aliran drainase

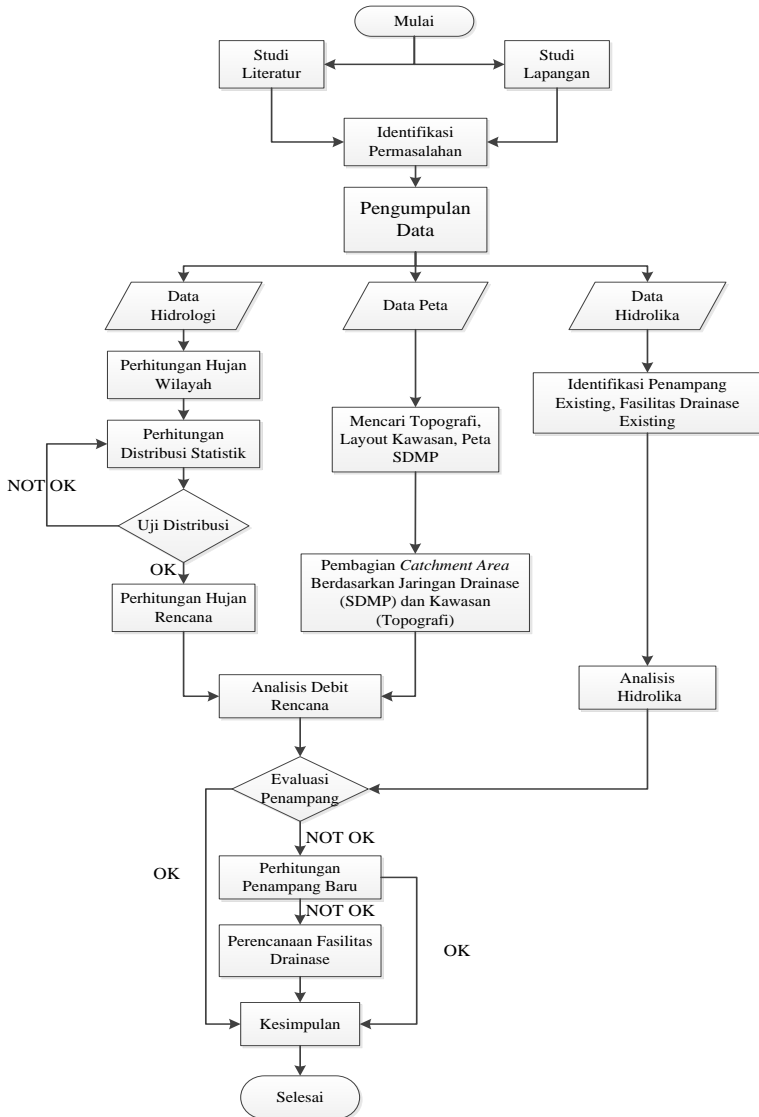
3.5 Perhitungan Penampang Baru

Perhitungan penampang baru diperlukan jika evaluasi penampang saluran existing tidak sesuai dengan perhitungan diatas. Maka diperlukan suatu penampang saluran yang optimal agar hasil dari evaluasi sesuai dengan yang diharapkan.

3.6 Kesimpulan

Menarik kesimpulan dari analisis data dan pembahasan sesuai dengan tujuan yang hendak dicapai dalam penulisan Tugas Akhir ini.

Pada Gambar 3.1 berikut ini akan ditunjukkan *Flow Chart* Metodologi Pelaksanaan Tugas Akhir



Gambar 3. 1 Flowchart metodologi pengerjaan tugas akhir

BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

4.1.1 Penentuan Hujan Wilayah

Sebelum menganalisis curah hujan rata-rata harian, langkah pertama yang harus dilakukan adalah menentukan letak stasiun hujan yang akan digunakan terlebih dahulu. Karena letak stasiun hujan akan mempengaruhi data curah hujan di suatu lokasi studi. Dalam pengerjaan TA ini digunakan metode poligon thiesen untuk menentukan stasiun hujan mana yang berpengaruh.

Namun setelah dianalisis dengan menghubungkan antara 3 stasiun, kemudian dipotong tegak lurus pada tengah sumbu, didapat hanya ada 2 stasiun yang berpengaruh. Hal tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.1. Yaitu Stasiun Hujan Kandangan dan Stasiun Hujan Kebon Agung dengan luas pengaruh yang berbeda-beda. Sehingga pembagian nilai koefisien pada stasiun yang berpengaruh tetap digunakan untuk mendapatkan nilai hujan harian maksimumnya.

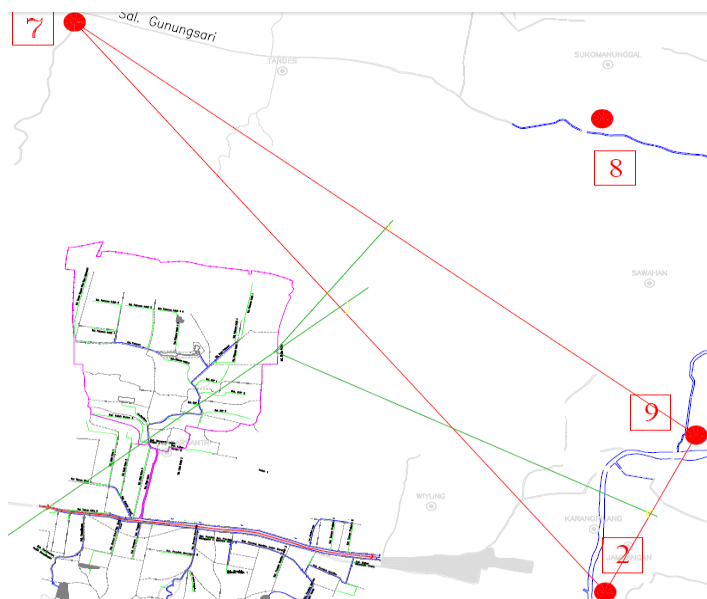
Data yang digunakan adalah data hujan selama 16 tahun. Dari tahun 2000 hingga 2015, didapat nilai R_{max} hariannya seperti yang terlihat pada Tabel 4.1

Tabel 4. 1 Data hujan harian maksimum

NO	TAHUN	TOTAL R_{max} (mm)
1	2000	98.03
2	2001	121.39
3	2002	192.56
4	2003	103.57
5	2004	69.80

6	2005	82.79
7	2006	117.56
8	2007	92.15
9	2008	107.56
10	2009	77.75
11	2010	124.76
12	2011	81.24
13	2012	83.87
14	2013	70.77
15	2014	78.89
16	2015	62.75

(Sumber: Dinas Pekerjaan Umum Pematusan)



Gambar 4. 1 Gambar luas daerah pengaruh stasiun hujan
(Sumber: Surabaya Drainage Master Plan 2011)

4.1.2 Analisis Distribusi Curah Hujan Maksimum Harian Rencana

Curah hujan harian rencana merupakan besaran curah hujan yang digunakan untuk menghitung debit banjir untuk setiap periode rencana yang akan ditentukan. Dalam analisis ini sesuai dengan kriteria saluran dan luasan daerah tangkapan ditentukan periode ulang rencana. Periode ulang rencana ini akan menunjukkan tingkat layanan dari sistem drainase yang direncanakan. Periode ulang rencana (*return period*) yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah 5 tahun. Penentuan pemakaian *return period* dapat dilihat pada Tabel 4.2

Tabel 4. 2 Periode ulang (tahun) untuk perencanaan saluran kota

No.	Distribusi	PUH (Tahun)
1	Saluran Tersier	
	Resiko Kecil	2
	Resiko Besar	5
2	Saluran Sekunder	
	Resiko Kecil	5
	Resiko Besar	10
3	Saluran Primer (Induk)	
	Resiko Kecil	10
	Resiko Besar	25
Atau :		
	Luas DAS (25-50)Ha	5
	Luas DAS (50-100)Ha	(5-10)
	Luas DAS (100-1300)Ha	(10-25)
	Luas DAS (1300-6500)Ha	(25-50)

(Sumber: Fifi Sofia, 2006)

Dalam pengerjaan tugas akhir ini, analisis curah hujan maksimum harian rencana menggunakan metode Normal, Log-Normal, Log-Perason III, dan metode Gumbel yang kemudian diambil hasil yang rasional.

1. Metode Normal, langkah-langkah perhitungan sebagai berikut:

a) Menyusun data-data curah hujan yang terbesar ke yang terkecil

b) Menghitung harga rata-rata curah hujan :

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} \quad \text{atau} \quad \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

c) Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata

$$(x - \bar{X}^2)$$

d) Menghitung harga standar deviasi data hujan :

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

e) Menghitung harga koefisien Variasi data hujan :

$$C_v = \frac{s}{x}$$

f) Menghitung harga koefisien kemencengan (*skewness*) data hujan :

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

g) Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

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

h) Menghitung hujan rencana 5 tahun

$$X_T = \bar{X} + K_T x S$$

Dimana:

X_T = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

K_T = Faktor frekuensi

Tabel 4. 3 Perhitungan data curah hujan maksimum Normal dan Gumbel

NO.	TAHUN	Rmax (X) (mm)	(X- \bar{X})	(X- \bar{X}) ²	(X- \bar{X}) ³	(X- \bar{X}) ⁴
1	2002	192.56	94.72	8972.41	849891.57	80504105.00
2	2010	124.76	26.92	724.77	19511.97	525292.92
3	2001	121.39	23.55	554.53	13058.30	307502.66
4	2006	117.56	19.72	388.99	7671.94	151312.18
5	2008	107.56	9.72	94.53	919.12	8936.44
6	2003	103.57	5.73	32.81	187.92	1076.34
7	2000	98.03	0.20	0.04	0.01	0.00
8	2007	92.15	-5.69	32.38	-184.25	1048.44
9	2012	83.87	-13.97	195.27	-2728.77	38131.91
10	2005	82.79	-15.05	226.61	-3411.20	51350.33
11	2011	81.24	-16.60	275.59	-4575.06	75950.13
12	2014	78.89	-18.95	359.26	-6809.36	129065.00
13	2009	77.75	-20.09	403.54	-8106.58	162848.42
14	2013	70.77	-27.07	732.70	-19833.05	536849.52
15	2004	69.80	-28.04	786.43	-22054.35	618479.86
16	2015	62.75	-35.09	1231.20	-43200.78	1515847.45
JUMLAH		1565.43	0.00	15011.06	780337.44	84627796.60

- Menghitung harga rata-rata curah hujan:

$$\bar{X} = \frac{1}{16} \times 1565.43 = 97.8397 \text{ mm}$$

- Menghitung harga standar deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 15011.06} = 31.6344 \text{ mm}$$

- Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{31.6344}{97.8397} = 0.32333$$

- Menghitung harga koefisien kemencengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{16}{(16-1)(16-2) \times 31.6344^3} \times 780337.44$$

$$C_s = 1.878$$

- Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3) \times 31.6344^4} \times 84627796.6$$

$$= 7.9241$$

- Menghitung hujan rencana 5 tahun:

$$\begin{aligned} &\text{Dengan melihat Tabel 2.2 periode ulang 5 tahun, nilai} \\ &K_T = 0.84 \\ &X_5 = 97.8397 + 0.84 \times 31.6344 \\ &= \underline{124.4126 \text{ mm}} \end{aligned}$$

2. Metode Log-Normal, langkah-langkah perhitungan sebagai berikut:

- a) Menyusun data-data curah hujan dari yang terbesar ke terkecil
- b) Mengubah data X menjadi $Y = \text{Log } X$
- c) Menghitung harga rata-rata curah hujan:

$$\bar{Y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i$$

- d) Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata:

$$(y - \bar{Y}^2)$$

- e) Menghitung harga standar deviasi data hujan:

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

- f) Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{S}{\bar{Y}}$$

- g) Menghitung harga koefisien Kemnecengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3$$

- h) Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

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

- i) Menghitung hujan rencana 5 tahun:

$$Y_T = \bar{Y} + K_T x S$$

dimana:

Y_T = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

\bar{Y} = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

K_T = Faktor frekuensi

Tabel 4. 4 Perhitungan data curah hujan maksimum Log-Normal dan Log-Pearson III

NO.	TAHUN	Rmax (X) (mm)	Y=LOG X	(Y- \bar{Y})	(Y- \bar{Y}) ²	(Y- \bar{Y}) ³	(Y- \bar{Y}) ⁴
1	2002	192.56	2.28	0.31	0.09707	0.03024	0.00942
2	2010	124.76	2.10	0.12	0.01515	0.00186	0.00023
3	2001	121.39	2.08	0.11	0.01236	0.00137	0.00015
4	2006	117.56	2.07	0.10	0.00946	0.00092	0.00009
5	2008	107.56	2.03	0.06	0.00344	0.00020	0.00001
6	2003	103.57	2.02	0.04	0.00178	0.00008	0.00000
7	2000	98.03	1.99	0.02	0.00034	0.00001	0.00000
8	2007	92.15	1.96	-0.01	0.00007	0.00000	0.00000
9	2012	83.87	1.92	-0.05	0.00244	-0.00012	0.00001
10	2005	82.79	1.92	-0.06	0.00303	-0.00017	0.00001
11	2011	81.24	1.91	-0.06	0.00400	-0.00025	0.00002
12	2014	78.89	1.90	-0.08	0.00578	-0.00044	0.00003
13	2009	77.75	1.89	-0.08	0.00677	-0.00056	0.00005
14	2013	70.77	1.85	-0.12	0.01517	-0.00187	0.00023
15	2004	69.80	1.84	-0.13	0.01669	-0.00216	0.00028
16	2015	62.75	1.80	-0.18	0.03076	-0.00540	0.00095
JUMLAH		1565.43	31.57	-2.E-15	0.22431	0.02373	0.01147

- Menghitung harga rata-rata curah hujan:

$$\bar{Y} = \frac{1}{16} \times 31.57 = 1.97 \text{ mm}$$

- Menghitung harga standar deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 0.22431} = 0.122285 \text{ mm}$$

- Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{0.122285}{1.97} = 0.061979$$

- Menghitung harga koefisien kemencengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{16}{(16-1) \times (16-2) \times 0.122285^3} \times 0.02373$$

$$C_s = 0.988617$$

- Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3) \times 0.122285^4} \times 0.01147$$

$$= 4.81185$$

- Menghitung hujan rencana 5 tahun:
 Dengan melihat Tabel 2.2 periode ulang 5 tahun, nilai $K_T = 0.84$
 $Y_5 = 1.97 + 0.84 \times 0.122285$
 $= 2.0727 \text{ mm} = \text{Antilog } X_5 = \underline{118.2225 \text{ mm}}$

3. Metode Log Pearson III

Untuk hasil dari perhitungan metode Log-Pearson III, harga curah hujan rata-rata, harga standar deviasi, harga C_v , harga C_s , dan harga C_k sama dengan harga hasil dari perhitungan metode log Normal.

Menghitung hujan rencana 5 tahun:

$$Y_T = \bar{Y} + K_T \times S$$

dimana:

Y_T = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

\bar{Y} = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

K_T = Faktor frekuensi (Tabel 2.3)

Berikut contoh perhitungan untuk menghitung hujan rencana:

- Menghitung harga rata-rata curah hujan:

$$\bar{Y} = \frac{1}{16} \times 31.57 = 1.97 \text{ mm}$$

- Menghitung harga standar deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 0.22431} = 0.122285 \text{ mm}$$

- Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{0.122285}{1.97} = 0.061979$$

- Menghitung harga koefisien kemencengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{16}{(16-1) \times (16-2) \times 0.122285^3} \times 0.02373$$

$$C_s = 0.988617$$

- Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3)0.122285^4} \times 0.01147$$

$$= 4.81185$$

- Menghitung hujan rencana 5 tahun:
Dengan melihat Tabel 2.3 periode ulang 5 tahun, nilai $K_T = 0.759252$ (Interpolasi)
 $Y_5 = 1.97 + 0.759252 \times 0.122285$
 $= 2.0659\text{mm} = \text{Antilog } X_5 = \underline{116.3741 \text{ mm}}$

4. Metode Gumbel

Untuk hasil dari perhitungan metode Gumbel, harga curah hujan rata-rata, harga standar deviasi, harga C_v , harga C_s , dan harga C_k sama dengan harga hasil dari perhitungan metode Normal.

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

dimana:

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

Nilai K (faktor probabilitas) untuk harga-harga ekstrim Gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$K = \frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n}$$

dimana:

Y_n = *reduced mean* yang tergantung jumlah sampel atau data n (Tabel 2.4)

S_n = *reduced standard deviation* yang tergantung pada jumlah sampel atau data n (Tabel 2.5)

Y_{Tr} = *reduced variate*, yang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$Y_{Tr} = -\ln\left\{-\ln\frac{T_r-1}{T_r}\right\}$$

Berikut contoh perhitungan untuk menghitung hujan rencana:

- Menghitung harga rata-rata curah hujan:

$$\bar{X} = \frac{1}{16} \times 1565.43 = 97.8397 \text{ mm}$$

- Menghitung harga standar deviasi data hujan:

$$S = \sqrt{\frac{1}{16-1} \times 15011.06} = 31.6344 \text{ mm}$$

- Menghitung harga koefisien variasi data hujan:

$$C_v = \frac{31.6344}{97.8397} = 0.32333$$

- Menghitung harga koefisien kemencengan (skewness) data hujan:

$$C_s = \frac{16}{(16-1) \times (16-2) \times 31.6344^3} \times 780337.44$$

$$C_s = 1.878$$

- Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{16^2}{(16-1)(16-2)(16-3)31.6344^4} \times 84627796.6$$

$$= 7.9241$$

- Menghitung hujan rencana 5 tahun:

$$Y_{Tr} = -\ln\left\{-\ln\frac{5-1}{5}\right\}$$

$$Y_{Tr} = 1.499$$

$$\text{Jumlah data} = 16$$

$$Y_n = 0.5157 \text{ (Tabel 2.4)}$$

$$S_n = 1.0316 \text{ (Tabel 2.5)}$$

$$K = \frac{1.499 - 0.5157}{1.0316} = 0.95318$$

$$X_5 = 97.8397 + 0.95318 \times 31.6344 = \underline{\underline{127.993 \text{ mm}}}$$

Untuk menentukan distribusi hujan rencana yang sesuai dengan syarat-syarat parameter statistiknya, dapat dilihat pada Tabel 4.5 berikut:

Tabel 4. 5 Syarat parameter statistik

Distribusi	Parameter Statistik	Syarat
Normal	Cs	Sama/mendekati = 0
	Ck	Sama/mendekati = 3
Gumbel	Cs	Sama/mendekati = 1.139
	Ck	Sama/mendekati = 5.402
Log-Pearson III	Cs	Fleksibel
	Ck	$Ck = 1.5xCs^2+3$
Log-Normal	Cs	$Cs = Cv^3+3xCv$
	Ck	$Ck = Cv^8+6Cv^6+15Cv^4+16Cv^2+3$

(Sumber: Sri Harto, 1993)

Berdasarkan syarat parameter statistik diatas, berikut adalah rekap data Cs dan Ck:

Tabel 4. 6 Rekap Cs dan Ck perhitungan distribusi

Distribusi	Statistik	Syarat	Hasil	Kesimpulan
Normal	Cs	Sama/mendekati = 0	1.878	NO
	Ck	Sama/mendekati = 3	7.924	NO
Gumbel	Cs	Sama/mendekati = 1.139	1.878	NO
	Ck	Sama/mendekati = 5.402	7.924	NO
Log-Pearson III	Cs	Fleksibel	0.988	OK
	Ck	Sama/mendekati = 4.466	4.812	OK
Log-Normal	Cs	Sama/mendekati = 0.186	0.988	NO
	Ck	Sama/mendekati = 3.062	4.812	NO

(Sumber: Hasil perhitungan)

4.1.3 Uji Kecocokan Parameter Distribusi

Untuk menentukan kecocokan (*The Goodnes of Fit Test*) distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut maka diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah:

- Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)
- Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Umumnya pengujian dilaksanakan dengan menggambar data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya.

4.1.3.1 Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data analisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut Chi-Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus:

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots \dots \dots (2.17)$$

Dimana:

- X_h^2 = Parameter uji Chi-Kuadrat
 G = Jumlah sub kelompok (minimal 4 data)
 O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1
 E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

Prosedur pengujian Chi-Kuadrat adalah:

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G *sub-group*, tiap-tiap *sub group* minimal 4 data pengamatan
3. Jumlahkan data pengamatan tiap-tiap *sub-group* (O_i)
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan (E_i)
5. Tiap-tiap *sub-group* hitung nilai : $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$

6. Jumlah seluruh G sub-group 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 $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasil uji adalah sebagai berikut

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima,
2. Apabila peluang kurang dari 1%, maka persamaan distribusi tidak dapat diterima,
3. Apabila peluang berada di antara 1-5%, maka tidak memungkinkan mengambil keputusan, misal perlu data tambahan.

(Sumber: Suripin, 2004)

Perhitungan Chi-Kuadrat

Banyak data	: 16
Taraf signifikan α	: 5%
Jumlah sub kelompok (G)	: $1 + 3.322 \times \text{Log } n$
	: $1 + 3.322 \times \text{Log } 16$
	: 1 + 4.0000866
	: 5.0000866
Derajat kebebasan (dk)	: $G - R - 1$
	: 5 - 2 - 1
	: 2

Dengan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$, dan $dk = 2$, maka diperoleh $X^2_{Cr} = 5.991$. dari hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) = 5 sub kelompok dengan interval peluang (P)=0.20, maka besarnya peluang untuk setiap grup adalah:

- Sub grup 1 : $P \leq 0.20$
- Sub grup 2 : $0.20 < P \leq 0.40$
- Sub grup 3 : $0.40 < P \leq 0.60$
- Sub grup 4 : $0.60 < P \leq 0.80$
- Sub grup 5 : $P > 0.80$.

Uji distribusi log-pearson III (masuk uji syarat parameter)

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi normal adalah:

$$Y_T = \bar{Y} + K_T x S$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya pada Tabel 4.4 didapatkan

$$\bar{Y} = 1.97 \text{ mm}$$

$$S = 0.122285 \text{ mm}$$

Untuk harga k dapat dilihat pada Tabel 2.3

Berdasarkan persamaan garis lurus:

$$Y_{TR} = 1.97 + K_T \times 0.122285 \text{ maka:}$$

$$P = 0.80 \quad Y_{TR} \rightarrow = 1.97 + (-0.85223) \times 0.122285 \\ = 1.8688 \rightarrow \text{Antilog} = 73.926 \text{ mm}$$

$$P = 0.60 \quad Y_{TR} \rightarrow = 1.97 + (-0.4658) \times 0.122285 \\ = 1.9161 \rightarrow \text{Antilog} = 80.423 \text{ mm}$$

$$P = 0.40 \quad Y_{TR} \rightarrow = 1.97 + (-0.00861) \times 0.122285 \\ = 1.9719 \rightarrow \text{Antilog} = 93.747 \text{ mm}$$

$$P = 0.20 \quad Y_{TR} \rightarrow = 1.97 + (0.75925) \times 0.122285 \\ = 2.0659 \rightarrow \text{Antilog} = 116.37 \text{ mm}$$

Selanjutnya perhitungan dapat ditabelkan seperti berikut ini:

Tabel 4. 7 Uji Chi-Kuadrat metode Log-Perason III

NO.	Nilai Batas Sub Kelompok	O _i	E _i	(O _i -E _i)	(O _i -E _i) ² /E _i
1	X ≤ 73.926	3	3.2	-0.2	0.0125
2	73.926 < X < 82.423	3	3.2	-0.2	0.0125
3	82.423 < X < 93.747	3	3.2	-0.2	0.0125
4	93.747 < X < 116.374	3	3.2	-0.2	0.0125
5	X ≥ 116.374	4	3.2	0.8	0.2
JUMLAH		16	16	0	0.25

- Hitungan Chi-Kuadrat : 0.25

- Derajat Kebebasan (dk) : 2
- Derajat signifikan (α) : 5%
- Tingkat kepercayaan : 95%
- Chi-kritis : 5.991

Dari perhitungan Chi-Kuadrat untuk distribusi hujan dengan metode Log-Pearson III seperti pada tabel 4.7 diperoleh nilai 0.25. Chi-Kuadrat $0.25 < 5.991$ nilai Chi-Kritis, maka **Hipotesis diterima.**

4.1.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering disebut juga uji kecocokan non-parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedur pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut :
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :
3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan Tabel 2.8, ditentukan harga D_0 .
5. Apabila D_{maks} lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Apabila D_{maks} lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Perhitungan Smirnov-Kolmogorov

- a) Mengurutkan data hujan maksimum dari yang terbesar ke yang terkecil. Didapat data hujan yang terbesar tahun 2002 = 192.56 mm lalu di log kan
 - m (peringkat) : 1
 - n (jumlah data hujan) : 16

- Rumus Peluang :

$$P(X) = \frac{m}{n+1} = \frac{1}{16+1} = 0.059$$

$$P(X <) = 1 - P(X) = 1 - 0.059 = 0.941$$

- b) Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus:

$$f(t) = \frac{(y - \bar{Y})}{s} = \frac{(2.28 - 1.97)}{0.122285} = 2.55$$

- c) Nilai $P'(X <)$ didapat dari melihat tabel Probabilitas $f(t)$ (Lampiran Tabel 17.) wilayah luas dibawah kurva normal didapat dari $f(t)$.

$$f(t) = 2.55$$

$$P'(X <) = 0.9946$$

Maka:

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X <) \\ &= 1 - 0.9946 \\ &= 0.0054 \end{aligned}$$

- d) Nilai D dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} D &= |P(X) - P'(X)| \\ &= |0.059 - 0.0054| \\ &= 0.053 \end{aligned}$$

Perhitungan yang didapat dapat dilihat pada tabel 4.8. Dari hasil perhitungan diatas, diperoleh $D_{max} = 0.126$. dengan data hujan 16 tahun dan $\alpha = 5\%$, maka $D_o = 0.33$. ($D_{max} < D_o$) maka **Hipotesis Diterima**.

Tabel 4. 8 Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log-Pearson III

NO	X URUT	LOG X	m	$P(X)=m/(n+1)$	$P(X<)$	$f(t) = X - 'X/SD$	$P'(X<)$	$P'(X)$	D
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	192.56	2.28	1	0.059	0.941	2.55	0.9946	0.0054	0.053
2	124.76	2.10	2	0.118	0.882	1.01	0.8438	0.1562	0.039
3	121.39	2.08	3	0.176	0.824	0.91	0.8186	0.1814	0.005
4	117.56	2.07	4	0.235	0.765	0.80	0.7881	0.2119	0.023
5	107.56	2.03	5	0.294	0.706	0.48	0.6844	0.3156	0.021
6	103.57	2.02	6	0.353	0.647	0.35	0.6368	0.3632	0.010
7	98.03	1.99	7	0.412	0.588	0.15	0.5596	0.4404	0.029
8	92.15	1.96	8	0.471	0.529	-0.07	0.4721	0.5279	0.057
9	83.87	1.92	9	0.529	0.471	-0.40	0.3446	0.6554	0.126
10	82.79	1.92	10	0.588	0.412	-0.45	0.3264	0.6736	0.085
11	81.24	1.91	11	0.647	0.353	-0.52	0.3015	0.6985	0.051
12	78.89	1.90	12	0.706	0.294	-0.62	0.2676	0.7324	0.027
13	77.75	1.89	13	0.765	0.235	-0.67	0.2514	0.7486	0.016
14	70.77	1.85	14	0.824	0.176	-1.01	0.1562	0.8438	0.020
15	69.80	1.84	15	0.882	0.118	-1.06	0.1446	0.8554	0.027
16	62.75	1.80	16	0.941	0.059	-1.43	0.0764	0.9236	0.018

(Sumber: Hasil Perhitungan)

4.1.3.3 Kesimpulan Analisis Frekuensi

Kesimpulan yang diperoleh dari hasil Uji Chi-Kuadrat dan uji Smirnov-Kolmogorov yang telah dilakukan. Berdasarkan perhitungan di atas, distribusi Log-Pearson III memenuhi syarat yang diijinkan (hipotesis diterima). Sehingga untuk pengerjaan TA ini, distribusi Log-Pearson III dapat digunakan sebagai curah hujan rencana dengan $X_5 = \underline{116.3741}$ mm.

4.1.4 Analisis Debit Banjir Rencana (Q)

Pada perhitungan analisis Debit banjir rencana ini digunakan perhitungan Q dengan periode ulang 5 tahun. Dalam perhitungan debit hidrologi, perhitungan yang digunakan ialah menggunakan metode rasional dengan penambahan hidrograf superposisi. Dan ada beberapa bagian sub DAS yang menggunakan perhitungan debit berdasarkan sumber dari Laporan Akhir Perencanaan Penataan Saluran Drainase Sekunder dan Tersier Kawasan Surabaya Barat (Lasminto, 2015) (tabel 4.9). Dan pada pengerjaan TA ini, perhitungan debit pada Sub-DAS T1-T8 diabaikan dan langsung masuk ke perhitungan S7 (sekunder Raya Pakuwon) karena adanya fasilitas Kolam Tampung di hulu Saluran Sekunder Raya Pakuwon (S7).

Tabel 4. 9 Perhitungan Saluran Tersier Kawasan Surabaya Barat

Nama Saluran	Panjang (m)	Luas DAS (Ha)	Debit (m ³ /s)
Lidah Kulon 4	524	11.2	1.63
Lidah Kulon 3	981.5	10.31	1.23
Menganti Lidah Wetan 1	118.3	5.47	1.06
Lidah Wetan 3	349.5	7.26	1.18
Pakuwon 8	562.4	28.24	4.06

(Sumber: Lasminto, 2015. Laporan Akhir Perencanaan Penataan Saluran Drainase Sekunder dan Tersier Kawasan Surabaya Barat)

4.1.4.1 Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)

Daerah Studi yang ditinjau memiliki banyak Inlet antara lain dari Perumahan Citraland, Perumahan Pakuwon, dan Kampus UNESA yang merupakan gabungan dari beberapa lahan antara lain RTH (Ruang Terbuka Hijau), perumahan, jalan, fasilitas umum, dan apartemen. Sehingga menurut tabel 2.10 nilai koefisien pengaliran (C) dapat dilihat pada tabel 4.10.

Tabel 4. 10 Nilai C dan Luas DAS saluran Tersier

No.	Nama Saluran	Luas DAS (Km ²)	C (komposit)
1	Saluran T.1	0.400	0.64
2	Saluran T.2	0.113	0.44
3	Saluran T.3	0.244	0.61
4	Saluran T.4	0.330	0.37
5	Saluran T.5	0.295	0.34
6	Saluran T.6	0.272	0.44
7	Saluran T.7	0.092	0.61
8	Saluran T.8	0.198	0.57
9	Saluran T.9	0.148	0.33
10	Saluran T.10	0.166	0.42
11	Saluran T.11	0.172	0.48
12	Saluran T.12	0.068	0.27
13	Saluran T.13	0.138	0.39
14	Saluran T.14	0.130	0.31
15	Saluran T.15	0.103	0.36
16	Saluran T.16	0.113	0.47
17	Saluran T.17	0.103	0.43
18	Saluran T.18	0.053	0.40
19	Saluran T.19	0.058	0.38

(Sumber: SDMP dan hasil perhitungan)

4.1.4.2 Perhitungan Waktu Aliran

Perhitungan waktu aliran pada evaluasi saluran sekunder UNESA meliputi perhitungan waktu aliran air pada permukaan lahan (t_0), perhitungan waktu aliran air pada saluran (t_f), dan

perhitungan waktu aliran air pada titik yang ditinjau (t_c) yang disebut juga sebagai waktu konsentrasi.

a. Perhitungan Nilai T_0 (Waktu Aliran Air pada Lahan)

Pada perhitungan T_0 Saluran Sekunder UNESA, panjang lahan yang diperlukan menggunakan asumsi dari peta SDMP atau panjang rata-rata dari aliran pemukiman dan kemiringan lahan dapat dihitung dari peta. Panjang aliran permukaan untuk *catchment* simetrik dapat dihitung dengan persamaan :

$$\text{Panjang} = \frac{\text{Luas DAS}}{2 \times \text{Panjang saluran}} \dots \dots \dots (2.21)$$

Sedang untuk daerah aliran satu sisi, panjang aliran permukaan dapat dihitung :

$$\text{Panjang} = \frac{\text{Luas DAS}}{\text{Panjang saluran}} \dots \dots \dots (2.22)$$

Contoh Perhitungan:

- T_0 lahan pada saluran T10 Saluran IKIP 1
 Panjang lahan = 391.47 meter
 N_d lahan = 0.01
 S lahan = 0.04 (Peta Topografi)

$$t_0 = 1.44x \left[nd \times \frac{l}{\sqrt{S}} \right]^{0.467}$$

$$t_0 = 1.44x \left[0.01 \times \frac{391.47}{\sqrt{0.04}} \right]^{0.467}$$

$$t_0 = 6.59 \text{ menit} = 0.11 \text{ jam}$$

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.11. Untuk saluran tersier T9, T16, T17, dan T18, tidak perlu untuk mencari nilai t_0 nya karena sebagian data diambil dari laporan lain.

Tabel 4. 11 Perhitungan t_0 Saluran Tersier

No	Nama Saluran	t_0 (jam)
1	T10	0.11
2	T11	0.08
3	T12	0.13
4	T13	0.21
5	T14	0.48
6	T15	0.271
7	T16	-
8	T17	-
9	T18	-

(Sumber: Hasil Perhitungan)

b. Perhitungan Nilai t_f (Waktu Aliran Air pada Saluran)

Untuk estimasi nilai t_f saluran pada evaluasi Drainase Saluran Sekunder UNESA ini menggunakan kecepatan saluran yang sesuai dengan hasil survey dilapangan.

Contoh perhitungan:

T_f saluran T10 Saluran IKIP 1

- Dari survey lapangan didapat data-data sebagai berikut:

Bentuk saluran Persegi panjang

S saluran = 0.01

A saluran = $b \times h = 0.3 \times 0.6 = 0.18 \text{ m}^2$

P (Keliling Basah) = 1.5 m

R (Jari-jari Hidrolis) = 0.12 m

- Dari data sekunder didapat data:

L saluran = 601.9908 m \approx 602 m

N saluran = 0.02 (beton)

- Maka didapat nilai kecepatan

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{0.5}$$

$$V = \frac{1}{0.02} \times 0.12^{2/3} \times 0.01^{0.5}$$

$$V = 1.22 \text{ m/s}$$

- Nilai T_f pada saluran yaitu : $L/60V$

$$t_f = \frac{602}{60 \times 1.22} = 8.36 \text{ menit}$$

Untuk perhitungan lengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.12. Untuk saluran tersier T9, T16, T17, dan T18, tidak perlu untuk mencari nilai t_f nya karena sebagian data diambil dari laporan lain.

Tabel 4. 12 Perhitungan t_f Saluran Tersier

No	Nama Saluran	t_f (menit)
1	T10	8.28
2	T11	9.76
3	T12	1.17
4	T13	5.75
5	T14	1.77
6	T15	3.23
7	T16	-
8	T17	-
9	T18	-

(Sumber : Hasil Perhitungan)

c. Estimasi Nilai t_c

Nilai waktu konsentrasi aliran pada hulu Saluran Sekunder UNESA (t_c) merupakan penjumlahan dari waktu aliran air dari lahan//permukaan yang masuk kedalam saluran (t_0) dengan aliran air mengalir sepanjang saluran (t_f) pada suatu titik yang dikontrol.

Contoh perhitungan T_c saluran T10 Saluran IKIP 1:

- Nilai t_0 saluran T10 = 6.59 menit
- Nilai t_f saluran T10 = 8.28 menit
- $T_c = t_0 + t_f$
 $T_c = 6.59 + 8.29 = 14.87$ menit
 $T_c = 0.25$ jam

Untuk perhitungan lainnya dapat dilihat pada tabel 4.13. Untuk saluran Tersier T9, T16, T17, dan T18 didapat nilai T_c dari Laporan Akhir Perencanaan Penataan Saluran Drainase Sekunder dan Tersier Kawasan Surabaya Barat (Lasminto, 2015)

Tabel 4. 13 Perhitungan t_c Saluran Tersier

No	Nama Saluran	t_c (jam)
1	T9	0.13
2	T10	0.25
3	T11	0.24
4	T12	0.15
5	T13	0.30
6	T14	0.51
7	T15	0.32
8	T16	0.22
9	T17	0.25
10	T18	0.11

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.1.4.3 Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Intensitas Hujan diperoleh dengan cara melakukan analisis data hujan baik secara statistik maupun secara empiris. Biasanya intensitas hujan dihubungkan dengan durasi hujan angka pendek misalnya 5 menit, 30 menit, 60 menit dan jam jam-an. Dalam perhitungan ini, digunakan durasi hujan maksimum untuk kota Surabaya dengan $T_d = 4$ jam agar mendapatkan perencanaan saat situasi terburuk terjadi pada kondisi eksisting.

Dalam tugas akhir ini, intensitas hujan dihitung dengan rumus mononobe.

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

Dimana :

I = Intensitas hujan (mm/jam)

T_c = Lamanya waktu konsentrasi dari hulu ke bagian titik tinjau (jam)

R_{24} = Curah hujan maksimum harian (selama 24 jam) (mm)

(Sumber: Suripin, 2004)

Contoh perhitungan t_c saluran T10 Saluran IKIP 1 :

$$I_t = \frac{116,37}{24} \left(\frac{24}{0,25} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 102.25 \text{ mm/jam}$$

4.1.4.4 Perhitungan Debit Banjir (Q) Eksisting

a. Perhitungan Inlet UNESA

Pada perhitungan debit banjir, metode yang digunakan ialah metode rasional, karena luas DAS saluran tersier kurang dari 300 ha. Dalam perhitungan ini, dibutuhkan nilai Koefisien pengaliran (C), Intensitas Hujan, dan Luas daerah pengaliran (DAS).

Contoh Perhitungan debit banjir Q5tahun saluran T10 Saluran IKIP 1 :

Data yang diperlukan :

- C Saluran T10 = 0.42
- A Saluran T10 = 0.17 km²
- I Saluran T10 = 102.25 mm
- $Q = 0.278 \times 0.42 \times 0.17 \times 102.25$
- $Q = 1.99 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan Rasional diatas hanya untuk perhitungan saluran di hulu dan saluran yang memasuki saluran UNESA saja. Sedangkan untuk mencari nilai debit hidrologi saluran UNESA didapat dengan cara superposisi Hidrograf dari saluran inlet ke saluran UNESA karena jenis aliran merupakan *Unsteady-flow*.

Contoh Perhitungan untuk mendapatkan hidrograf saluran T10 Saluran IKIP 1 :

Data yang diperlukan:

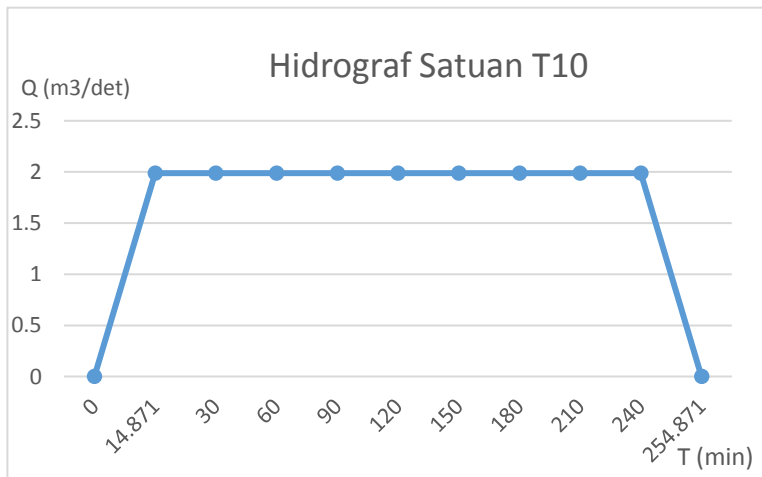
- Nilai Qp = 1.99 m³/det
- Nilai Tc = 14.9 menit
- Nilai Td (waktu lama hujan) = 4 jam = 240 menit (asumsi waktu terlama hujan di kota Surabaya)

Lalu dibuatlah tabel seperti di bawah ini (tabel 4.14) untuk mendapatkan grafik hidrograf pada gambar 4.2

Tabel 4. 14 Tabel Hidrograf saluran T10

Tabel Hidrograf T10	
Waktu (min)	Debit (m ³ /det)
0	0
14.871	1.99
30	1.99
60	1.99
90	1.99
120	1.99
150	1.99
180	1.99
210	1.99
240	1.99
254.871	0

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Gambar 4. 2** Grafik Hidrograf T10

Perhitungan I, Q, dan T_c outlet saluran lainnya dapat dilihat pada tabel 4.15

Tabel 4. 15 Perhitungan I dan $Q_{\text{Hidrologi}}$

NO.	Saluran yang ditinjau	PERHITUNGAN DEBIT RENCANA 5 TAHUN				Tc (menit)	OUTLET SALURAN
		A (km ²)	C	I (mm/jam)	Q (m ³ /s)		
1	S7 S. Dari Pond Pakuwon	2.02	0.48	60.99	16.6	34.48	S10
2	T9 S. Pakuwon Indah 8	0.28	0.33	155.06	4.06	7.96	S9
3	S8 S. Sekunder Citraland	0.66	0.36	62.33	4.07	31.24	S9
4	T10 S. IKIP 1	0.17	0.42	102.25	1.99	14.87	S11
5	T11 S. IKIP 2	0.17	0.48	104.39	2.38	14.42	S12
6	T12 S. IKIP 4	0.07	0.27	142.02	0.71	9.08	S13
7	T13 S. IKIP 3	0.14	0.39	89.21	1.33	18.25	S14
8	T14 S. IKIP 5	0.13	0.31	62.88	0.70	30.84	S15
9	T15 S. IKIP 6	0.103	0.36	85.36	0.89	19.50	S16
10	T16 S. Lidah Kulon 4	0.11	0.47	111.06	1.63	13.14	S17
11	T17 S. Lidah Kulon 3	0.10	0.43	100.63	1.23	15.23	S18
12	T18 S. Menganti L W 1	0.05	0.40	172.85	1.06	6.77	S18

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Untuk perhitungan debit pada perumahan Pakuwon yang terdiri dari saluran T1 sampai dengan T8, data debit telah diketahui dari Laporan perencanaan debit yang dikeluarkan oleh perumahan Pakuwon. Sehingga untuk perhitungan debit rencana 5 tahun digunakan perhitungan balik untuk mencari nilai Tc karena di hilir pakuwon ada kolam tampung.

Contoh perhitungan debit pada perumahan Pakuwon inlet S7 :

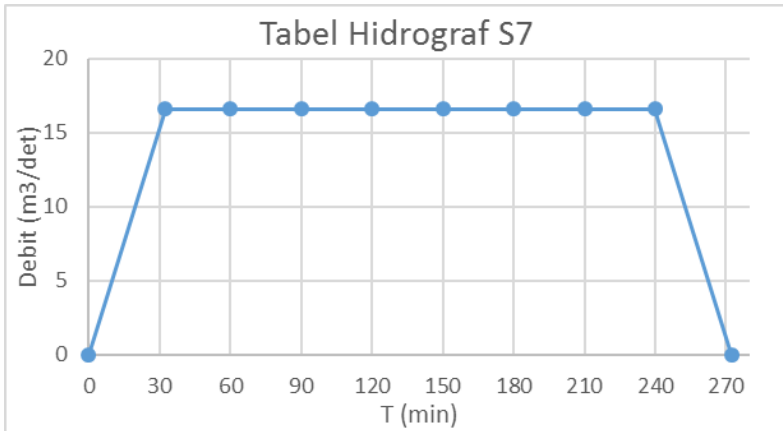
- Nilai Q = 16.6 m³/det
- Nilai A = 2.02 km²
- Nilai C = 0.48
- Nilai R24 = 116.37 mm
- Nilai I = $\frac{Q}{0.278 \times C \times A}$

$$I = \frac{16.6}{0.278 \times 0.48 \times 2.02} = 60.99 \text{ mm/jam}$$
- Nilai tc = $\sqrt{\left(\frac{R_{24}}{24} \times \frac{24^{2/3}}{I}\right)^3} = \sqrt{\left(\frac{116.37}{24} \times \frac{24^{2/3}}{60.99}\right)^3}$
 tc = 0.54 jam = 32.28 menit
- Nilai t_f pada saluran S7 = 2.2 menit
- Nilai tc pada outlet S7 = 32.28 + 2.2 = 34.48 menit

Dari perhitungan diatas dapat dibuat grafik hidrograf satuan yang keluar dari kolam tampung Pakuwon. Seperti yang dapat dilihat pada tabel 4.16 dan gambar 4.3

Tabel 4. 16 Tabel Hidrograf satuan inlet S7

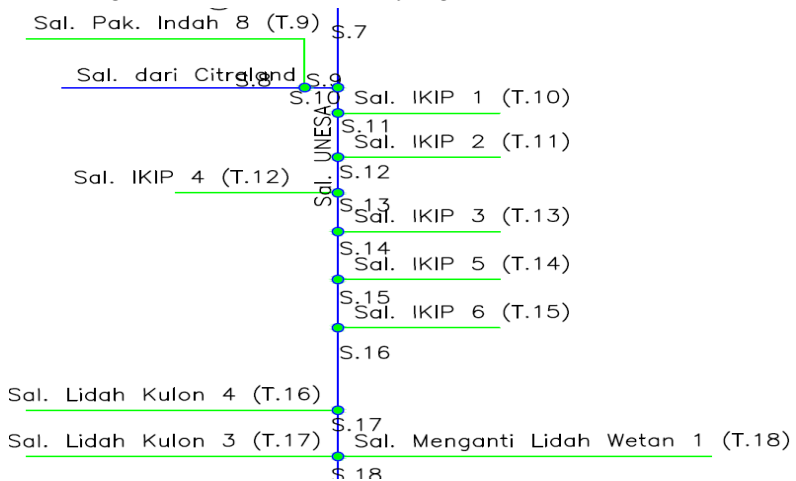
Tabel Hidrograf S7	
Waktu (min)	Debit (m3/det)
0	0
32.28	16.6
60	16.6
90	16.6
120	16.6
150	16.6
180	16.6
210	16.6
240	16.6
272.280	0



Gambar 4. 3 Grafik Hidrograf inlet S7

b. Perhitungan pada saluran UNESA

Setelah menghitung dan mendapatkan hidrograf satuan tiap inlet saluran UNESA, debit yang masuk di tiap saluran saluran UNESA (gambar 4.4) yang meliputi S10, S11, S12, S13, S14, S15, S16, S17, dan S18, dapat dicari dari superposisi hidrograf antar outlet saluran yang masuk.



Gambar 4. 4 Skema Jaringan Saluran Sekunder UNESA

Contoh Perhitungan debit banjir Q5tahun Saluran UNESA S10:

Berdasarkan skema gambar 4.4, inlet debit dari saluran S10 di dapat dari outlet saluran S7 dan S9 (superposisi dari T9 dan S8). Maka didapat data:

- Tabel hidrograf S7 (tabel 4.17) dan hidrograf satuan S7 (gambar 4.5)
- Tabel hidrograf S9 (tabel 4.18) dan hidrograf satuan S9 (gambar 4.6)

Tabel 4. 17 Tabel Hidrograf S7

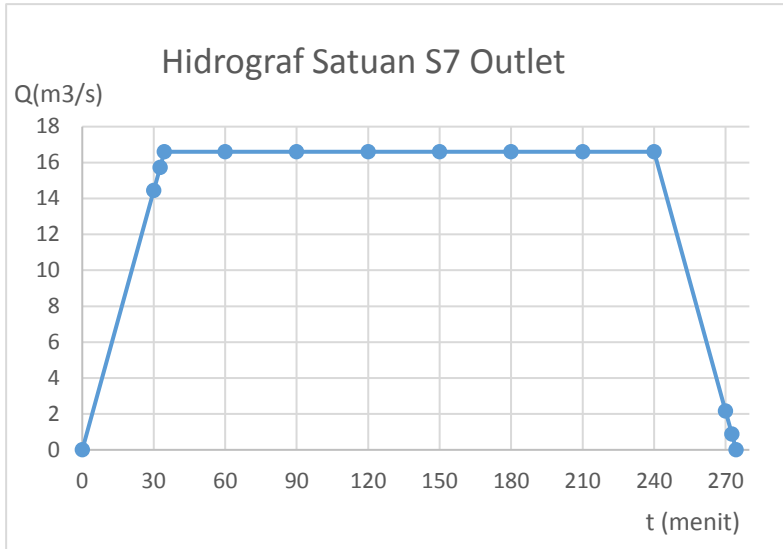
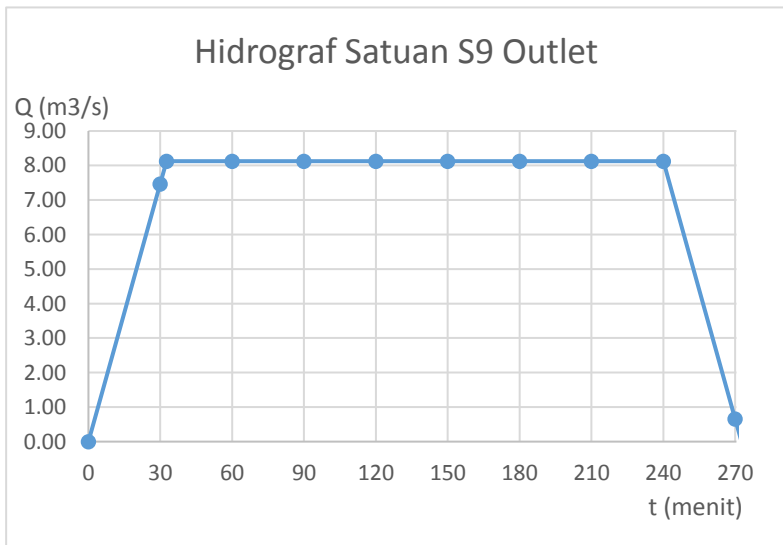
Tabel Hidrograf S7	
Waktu (min)	Debit (m3/det)
0	0
30	14.44
32.65	15.72
34.48	16.6
60	16.6
90	16.6
120	16.6
150	16.6
180	16.6
210	16.6
240	16.6
270	2.16
272.65	0.88
274.48	0

Tabel 4. 18 Tabel Hidrograf S9

Tabel Hidrograf S9	
Waktu (min)	Debit (m3/det)
0	0.00
30	7.47
32.65	8.13
34.48	8.13
60	8.13
90	8.13
120	8.13
150	8.13
180	8.13
210	8.13
240	8.13
270	0.66
272.65	0.00
274.48	0

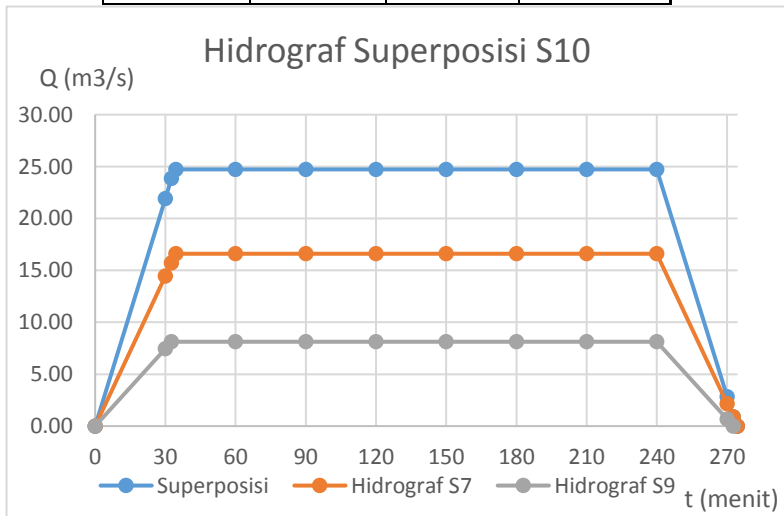
(Sumber: Hasil Perhitungan)

Setelah tabel hidrograf kedua outlet tergambar, maka debit hidrograf Saluran S10 dapat dicari dengan menjumlah kedua debit pada waktu atau t_c yang sama untuk mendapatkan nilai debit yang terbesar pada inlet S10. Setelah mendapatkan nilai debit, maka didapat pula T_c pada inlet S10. Sehingga didapat tabel hidrograf baru untuk S10 dengan nilai T_c dan Debit seperti terlihat pada tabel 4.19 dan gambar 4.7.

**Gambar 4. 5** Grafik Hidrograf S7**Gambar 4. 6** Grafik Hidrograf S9

Tabel 4. 19 Tabel Hidrograf Superposisi S10

Tabel Hidrograf S10			
Waktu (min)	Debit S7 (m ³ /det)	Debit S9 (m ³ /det)	Debit S10 (m ³ /det)
0	0	0.00	0.00
30	14.44	7.47	21.91
32.65	15.72	8.13	23.85
34.48	16.6	8.13	24.73
60	16.6	8.13	24.73
90	16.6	8.13	24.73
120	16.6	8.13	24.73
150	16.6	8.13	24.73
180	16.6	8.13	24.73
210	16.6	8.13	24.73
240	16.6	8.13	24.73
270	2.16	0.66	2.82
272.65	0.88	0.00	0.88
274.48	0	0	0

**Gambar 4. 7** Grafik Hidrograf Superposisi S10

Untuk perhitungan t_c dan debit saluran Sekunder UNESA dapat dilihat pada tabel 4.22

4.1.4.5 Perhitungan Debit Banjir Sebelum Pengembangan Kawasan

Dalam TA ini diperlukan evaluasi debit yang masuk ke saluran UNESA sebelum ada pengembangan Kawasan. Metode yang digunakan sama dengan perhitungan debit eksisting.

Perhitungan debit banjir Q5tahun sebelum ada pengembangan kawasan Pakuwon:

Data yang diperlukan :

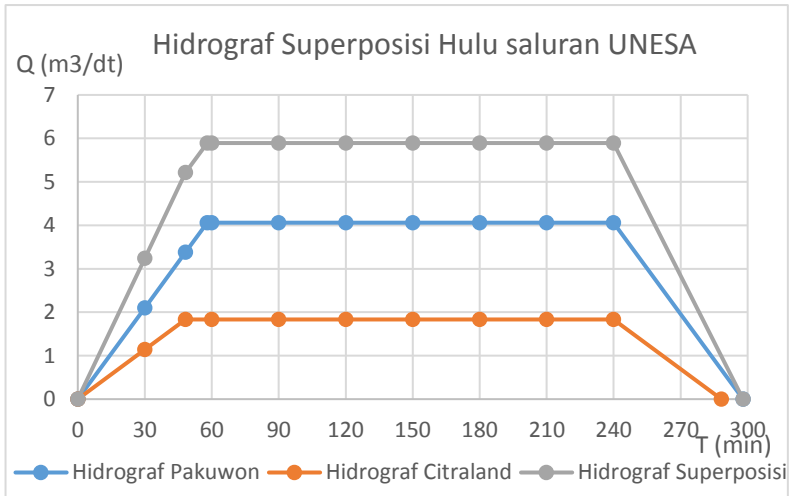
- C = 0.175 (tanah kosong dan ladang)
- A = 2.02 km²
- I = 41.29 mm/jam
- $Q = 0.278 \times 0.175 \times 2.02 \times 41.29$
 $Q = 4.06 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan debit banjir Q5tahun sebelum ada pengembangan kawasan Citraland:

Data yang diperlukan :

- C = 0.15(ladang)
- A = 0.94 km²
- I = 46.65 mm/jam
- $Q = 0.278 \times 0.15 \times 0.94 \times 46.65$
 $Q = 1.83 \text{ m}^3/\text{det}$

Setelah didapat debit dari 2 kawasan (Pakuwon dan Citraland), maka dilakukan superposisi hidrograf untuk mendapatkan debit yang memasuki saluran UNESA dengan waktu hujan yang terjadi $T_d = 4$ jam. (gambar 4.8)



Gambar 4. 8 Hidrograf Superposisi Saluran UNESA sebelum ada pengembangan Kawasan

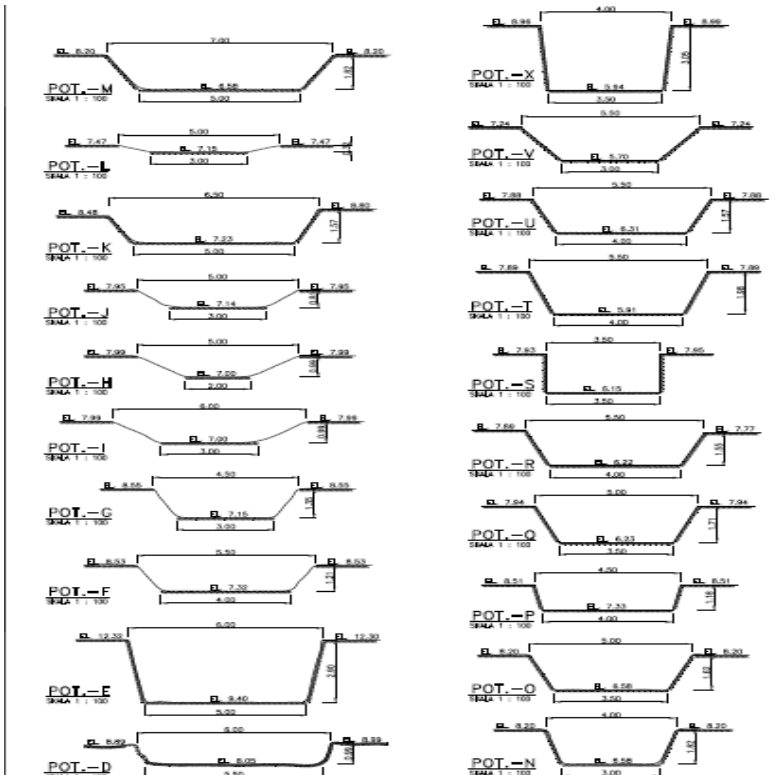
Tabel 4. 20 Rekap hasil perhitungan Debit sebelum dan sesudah ada pengembangan Kawasan pada daerah Pakuwon dan Citraland

No	Debit Hidrologi (m ³ /s)		
	LOKASI	Sebelum	Sesudah
1	Pakuwon	4.06	16.6
2	Citraland	1.83	8.13
3	Hulu Saluran UNESA	5.893	24.73

Dapat disimpulkan berdasarkan tabel 4.20 bahwa dengan adanya pengembangan kawasan akan mempengaruhi debit yang mengalir ke saluran UNESA. Sehingga diperlukan evaluasi terhadap saluran Eksisting UNESA apakah penampang yang ada dapat menampung debit yang mengalir.

4.2 Analisis Hidrolika Tahap Evaluasi

Perhitungan dimensi saluran drainase pada tahap evaluasi ini bertujuan untuk mendapatkan nilai T_f pada saluran UNESA. Selain itu untuk mengetahui apakah saluran eksisting UNESA mampu untuk menampung debit banjir Q_5 tahun atau tidak. Data pada perhitungan ini menggunakan data sekunder saluran dengan dicocokkan terhadap kondisi di lapangan apakah data sesuai atau tidak. (gambar 4.9)

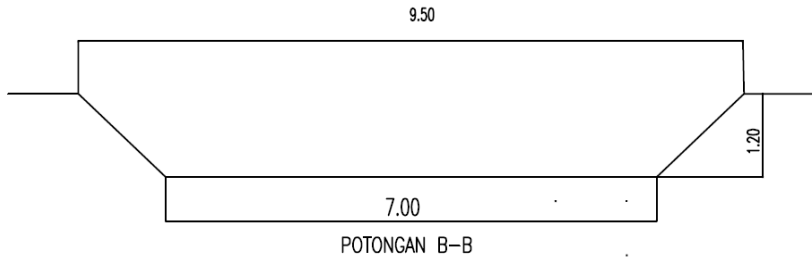


Gambar 4.9 Data Potongan Saluran Sekunder UNESA
(Sumber: Data Pengukuran Pakuwon Indah, 2016)

4.2.1 Perhitungan Saluran Eksisting

Contoh perhitungan Saluran eksisting UNESA S10:

Saluran S10 merupakan saluran Potongan B (gambar 4.10) dengan data sebagai berikut:



Gambar 4. 10 Data Potongan Saluran Sekunder UNESA potongan B

Bentuk penampang Trapesium

Ukuran Penampang

T = 9.5 meter

B = 7.0 meter

H = 1.2 meter

Tinggi jagaan = 0.2 meter (saluran sekunder)

Hn = 1.0 meter

Panjang Saluran = 23.3 meter

Luas penampang = $\frac{(B+T)}{2} \times Hn$
 $= \frac{(7+9.5)}{2} \times 1 = 8.25 \text{ m}^2$

P (keliling basah) = $B + 2 \times \sqrt{\left(\left(\frac{B+T}{2}\right)^2 + hn^2\right)}$
 $= 7 + 2 \times \sqrt{\left(\left(\frac{7+9.5}{2}\right)^2 + 1^2\right)}$
 $= 10.2016 \text{ meter}$

R (jari-jari hidrolis) = $\frac{A}{P} = \frac{8.25}{10.2016} = 0.81 \text{ m}$

nsaluran = 0.035 (riprap atau batu kali)

Ssaluran = 0.0052 (dari data sekunder)

V (kecepatan) = $\frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{0.5}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{0.035} \times 0.81^{2/3} \times 0.0052^{0.5} \\
 &= 1.788 \text{ m/s} \\
 Q_{\text{HIDROLIKA}} &= A \times V \\
 &= 8.25 \times 1.788 = 14.75 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan $Q_{\text{Hidrolika}}$ saluran lainnya dapat dilihat pada tabel 4.21

Tabel 4. 21 Perhitungan Q Hidrolika saluran eksisting UNESA

No.	Saluran	Potongan penampang	L (m)	n (saluran)	S (saluran)	$Q_{\text{HIDROLIKA}}$ (m ³ /det)
1	S10	Potongan B	23.3	0.035	0.0052	14.75
2	S11	Potongan C	98.7	0.035	0.00571	33.05
3	S12	Potongan D	112	0.027881	0.00571	12.79
4	S13	Potongan D	57.4	0.027881	0.00571	12.79
5	S14	Potongan E	38.6	0.02	0.00571	63.82
6	S15	Potongan F	46.2	0.035	0.003677	6.78
7		Potongan G	46.1	0.035	0.003255	5.81
8		Potongan I	56.1	0.035	0.002673	5.07
9		Potongan H	40.1	0.035	0.003741	4.40
10		Potongan J	45.6	0.035	0.003287	3.70
11		Potongan K	47.4	0.035	0.003167	15.13
12		Potongan L	30.7	0.035	0.018555	1.98
13		Potongan M	43.8	0.035	0.013005	33.82
14		Potongan N	34.2	0.035	0.016681	19.32
15		Potongan O	67.7	0.035	0.008418	17.73
16	Potongan P	22.2	0.035	0.014898	14.85	
17	S16	Potongan Q	55.1	0.035	0.009085	19.85
18		Potongan R	15.9	0.035	0.004411	13.87
19		Potongan S	77.9	0.02	0.003306	16.73
20		Potongan T	77.4	0.02	0.000904	15.45
21		Potongan U	64.7	0.02	0.001477	14.30
22	S17	Potongan V	52.3	0.02	0.001794	13.30
23		Potongan X	8.61	0.02	0.001034	20.64
24		Potongan Y	143	0.035	0.002587	12.04

4.2.2 Nilai Tf Saluran Eksisting

Setelah mendapatkan kecepatan tiap saluran maka mencari nilai Tf tiap potongan untuk mendapatkan nilai Tc tiap saluran agar mendapatkan nilai Q hidrologi. Contoh perhitungan nilai Tf saluran S10:

- Nilai V = 1.788 m/s
- Panjang saluran = 23.3 m
- Nilai Tf = $L/60V = 23.3/(60 \times 1.788)$
= 0.22 menit

Untuk perhitungan tf saluran lainnya dapat dilihat pada tabel 4.22

Tabel 4. 22 PerhitunganTc, debit, dan Tf Saluran Eksisting UNESA

No.	Saluran	Potongan penampang	L (m)	Q Hidrologi	tc inlet (menit)	tf (menit)
1	S10	Potongan B	23.3	24.73	34.48	0.22
2	S11	Potongan C	98.7	26.71	34.70	0.68
3	S12	Potongan D	112	29.10	35.37	0.83
4	S13	Potongan D	57.4	29.81	36.20	0.43
5	S14	Potongan E	38.6	31.15	36.63	0.14
6	S15	Potongan F	46.2	31.84	36.77	0.55
7		Potongan G	46.1	31.84	37.31	0.57
8		Potongan I	56.1	31.84	37.88	0.82
9		Potongan H	40.1	31.84	38.70	0.53
10		Potongan J	45.6	31.84	39.23	0.67
11		Potongan K	47.4	31.84	39.90	0.47
12		Potongan L	30.7	31.84	40.37	0.33
13		Potongan M	43.8	31.84	40.70	0.21
14		Potongan N	34.2	31.84	40.91	0.17
15		Potongan O	67.7	31.84	41.08	0.44
16	Potongan P	22.2	31.84	41.51	0.12	
17	S16	Potongan Q	55.1	32.73	41.64	0.34
18		Potongan R	15.9	32.73	41.97	0.14
19		Potongan S	77.9	32.73	42.11	0.49
20		Potongan T	77.4	32.73	42.60	0.79
21		Potongan U	64.7	32.73	43.39	0.56
22	S17	Potongan V	52.3	34.36	43.95	0.43
23		Potongan X	8.61	34.36	44.38	0.08
24		Potongan Y	143	34.36	44.46	1.59

(Sumber: Hasil Perhitungan)

4.2.3 Evaluasi Saluran UNESA

Dari perhitungan di atas didapat nilai Q hidrologi dan Q hidrolika eksisting saluran sekunder UNESA. Sehingga perhitungan evaluasi dapat dilakukan dengan membandingkan debit manakah yang lebih besar, apakah Q hidrolika eksisting atau Q hidrologi. Jika nilai Q hidrolika lebih besar dari nilai Q hidrologi maka penampang dapat menampung debit yang masuk. Sebaliknya apabila Q hidrologi yang lebih besar dari nilai Q hidrolika, maka penampang saluran eksisting tidak dapat menampung debit yang masuk dan dibutuhkan perencanaan saluran baru atau solusi lain untuk menampung debit di saluran sekunder UNESA. Hasil evaluasi dapat dilihat pada tabel 4.23.

Tabel 4. 23 Perhitungan Evaluasi saluran Sekunder UNESA

No.	Saluran	Potongan penampang	Q (debit)(m ³ /det)		
			Hidrolika	Hidrologi	delta
1	S10	Potongan B	14.75	24.73	-9.97
2	S11	Potongan C	33.05	26.71	6.34
3	S12	Potongan D	12.79	29.10	-16.31
4	S13	Potongan D	12.79	29.81	-17.02
5	S14	Potongan E	63.82	31.15	32.67
6	S15	Potongan F	6.78	31.84	-25.07
7		Potongan G	5.81	31.84	-26.04
8		Potongan I	5.07	31.84	-26.78
9		Potongan H	4.40	31.84	-27.44
10		Potongan J	3.70	31.84	-28.15
11		Potongan K	15.13	31.84	-16.71
12		Potongan L	1.98	31.84	-29.86
13		Potongan M	33.82	31.84	1.98
14		Potongan N	19.32	31.84	-12.52
15		Potongan O	17.73	31.84	-14.11
16		Potongan P	14.85	31.84	-17.00
17	S16	Potongan Q	19.85	32.73	-12.88
18		Potongan R	13.87	32.73	-18.86
19		Potongan S	16.73	32.73	-16.00
20		Potongan T	15.45	32.73	-17.28
21		Potongan U	14.30	32.73	-18.42
22	S17	Potongan V	13.30	34.36	-21.06
23		Potongan X	20.64	34.36	-13.72
24		Potongan Y	12.04	34.36	-22.32

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas dapat disimpulkan bahwa hampir seluruh penampang saluran sekunder UNESA **tidak dapat** menampung debit yang dikeluarkan oleh ketiga kawasan antara lain: Pakuwon, Citraland, dan UNESA. Sehingga perlu adanya solusi untuk perbaikan saluran sekunder UNESA agar dapat menampung debit yang masuk.

4.3 Analisis Hidrolika Tahap Perencanaan

Berdasarkan hasil evaluasi saluran eksisting, didapatkan bahwa saluran UNESA tidak dapat menampung debit Q_5 tahun eksisting yang mengalir pada saluran tersebut. Dikhawatirkan kalau masih menggunakan saluran eksisting UNESA, akan menyebabkan banjir pada saluran dan genangan pada daerah disekitar saluran. Untuk menghindari hal tersebut, diperlukan perencanaan saluran / tambahan fasilitas drainase untuk mengurangi debit yang masuk kedalam saluran UNESA tersebut.

Beberapa solusi yang dapat ditawarkan untuk mengurangi debit yang masuk antara lain:

1. Pelebaran dan normalisasi saluran sekunder UNESA
2. Penambahan fasilitas Drainase seperti *Long Storage* atau kolam tampung.

Dalam pelebaran saluran, harus ditinjau apakah kondisi di lapangan masih memungkinkan untuk adanya pelebaran dan normalisasi saluran atau tidak. Dapat dilihat pada perhitungan Tabel 4.24, didapat hasil perencanaan saluran trapesium dengan $b = 10.1$ m dan persegi dengan $b = 15.3$ m. Untuk kondisi di lapangan dapat dilihat melalui survey dan peta (gambar 4.11) . Terlihat dengan jelas pada gambar 4.10, Saluran Sekunder UNESA dengan Pot. B sampai dengan Pot. L saja yang dapat dilakukan pelebaran dan normalisasi. Sedang Pot. M sampai dengan Pot. Y tidak dapat dilakukan pelebaran untuk kapasitas debit hingga $34.36 \text{ m}^3/\text{det}$ dengan lebar perencanaan maksimum

saluran sebesar 8,5 m karena keterbatasan lahan. Sehingga jika hanya menggunakan solusi pertama dirasa kurang memenuhi kebutuhan debit.

Tabel 4. 24 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Perencanaan saluran UNESA tanpa Fasilitas penampungan

No.	Saluran	L saluran	Bentuk	B (m)	H (m)	V (m/s)	Q (m ³ /det)
1	S10	23.3	Trapesium	9.3	1.8	1.106	24.725
2	S11	102.62	Trapesium	9.3	1.68	1.305	26.765
3	S12	103.17	Trapesium	9.3	1.625	1.480	29.126
4	S13	75.32	Trapesium	9.55	1.625	1.484	29.821
5	S14	28.65	Trapesium	10.1	1.620	1.491	31.182
6	S15	480.11	Persegi	14.4	1.62	1.376	32.094
7	S16	290.96	Persegi	14.7	1.62	1.382	32.902
8	S17	203.97	Persegi	15.3	1.62	1.393	34.521



Gambar 4. 11 Peta lokasi saluran UNESA dan potongan saluran
(Sumber: Peta Google Earth, 2016)

Untuk solusi yang kedua yaitu penambahan fasilitas drainase. Lahan yang tersedia adalah lahan milik UNESA, sedangkan debit yang mengalir adalah milik ketiga kawasan. Hal tersebut dirasa tidak etis karena lahan UNESA dipaksa

untuk membangun fasilitas drainase sedang debit yang masuk dari pakuwon lah yang lebih dominan besarnya dibanding dengan debit UNESA.

Sehingga didapat solusi yang paling tepat untuk menanggulangi besarnya debit yaitu dengan mengontrol debit yang masuk dari ketiga kawasan. Besarnya debit yang diizinkan untuk kawasan Citraland dan Pakuwon adalah sebesar 10.5 m³/det dengan pembagian Qizin Pakuwon 2/3 Qizin total dan Qizin Citraland 1/3 Qizin total. Dan debit yang diizinkan untuk kawasan UNESA sebesar 4 m³/det dari 8 m³/det.

- Qizin Pakuwon = 2/3 x 10.5 = 7 m³/det
- Qizin Citraland = 1/3 x 10.5 = 3.5 m³/det

Perhitungan kontrol debit dari kawasan Pakuwon untuk mendapatkan nilai tc:

$$\begin{aligned}
 Q_{izin} &= 7 \text{ m}^3/\text{det} \\
 C &= 0.48 \\
 A &= 2.02 \text{ km}^2 \\
 I &= \frac{Q}{0.278 \times C \times A} = \frac{7}{0.278 \times 0.48 \times 2.02} \\
 I &= 25.7 \text{ mm/jam} \\
 T_c &= \sqrt{\left(\frac{R_{24}}{24} \times \frac{24^{\frac{2}{3}}}{I}\right)^3} = \sqrt{\left(\frac{116.37}{24} \times \frac{24^{\frac{2}{3}}}{25.7}\right)^3} \\
 T_c &= 1.965 \text{ jam} \\
 &= 117.876 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kontrol debit dari kawasan Citraland untuk mendapatkan nilai tc:

$$\begin{aligned}
 Q_{izin} &= 3.5 \text{ m}^3/\text{det} \\
 C &= 0.35 \\
 A &= 0.94 \text{ km}^2 \\
 I &= \frac{Q}{0.278 \times C \times A} = \frac{3.5}{0.278 \times 0.35 \times 0.94}
 \end{aligned}$$

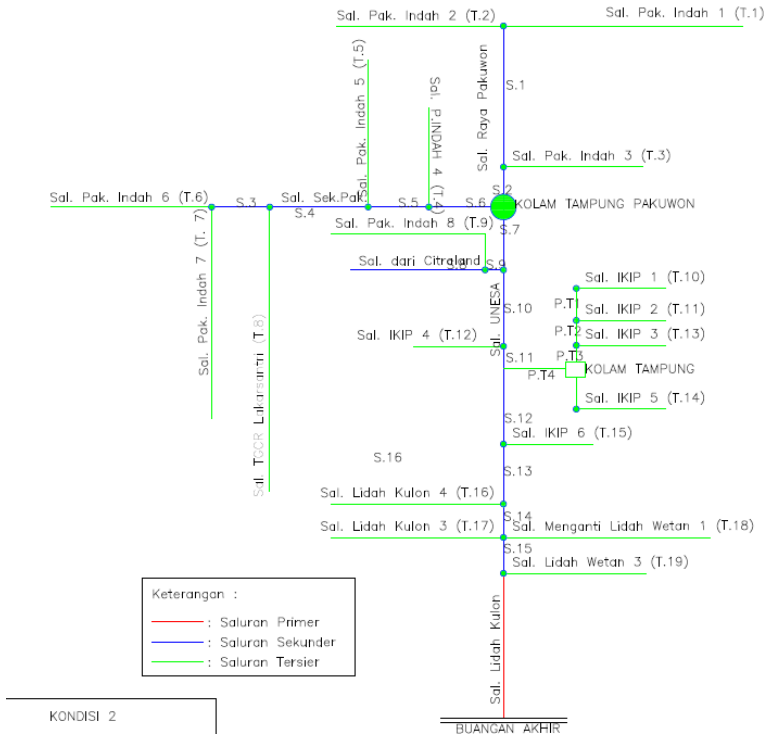
$$I = 38.3 \text{ mm/jam}$$

$$T_c = \sqrt{\left(\frac{R_{24}}{24} \times \frac{24^3}{I}\right)^3} = \sqrt{\left(\frac{116.37}{24} \times \frac{24^3}{38.3}\right)^3}$$

$$T_c = 1.1 \text{ jam}$$

$$= 64.9 \text{ menit}$$

4.3.1 Perencanaan Sistem Drainase UNESA



Gambar 4. 12 Skema Drainase sekunder UNESA tahap perencanaan

Pada tahap perencanaan sistem drainase UNESA, dapat dilihat pada skema gambar 4.12, adanya tambahan kolam tampung untuk menampung debit dari saluran sekunder UNESA sebesar $4\text{m}^3/\text{det}$. Jadi kawasan UNESA perlu untuk

mengontrol debit yang masuk kedalam saluran Sekunder UNESA. Selain itu saluran yang masuk ke saluran yang masuk dari kawasan UNESA tidak langsung masuk kedalam saluran Sekunder UNESA, melainkan masuk kedalam kolam tampung terlebih dahulu lalu dialirkan kesaluran Sekunder dengan *routing*.

4.3.2 Perhitungan Dimensi Saluran Inflow Kolam Tampung

Perhitungan dimensi saluran pada inflow kolam tampung berdasarkan debit hidrologi yang masuk kedalam saluran tersebut. Dengan membandingkan dan menyamakan antara nilai debit hidrologi dan hidrolika yang dilakukan dengan cara *Trial and Error*, maka dapat dicari dimensi. Kecepatan dicari dengan rumus manning n (koefisien manning), dengan nilai n 0.02 (saluran terbuat dari beton). Direncanakan penampang dengan bentuk segi empat karena keterbatasan lahan yang tersedia. Untuk nilai Debit hidrologi dapat dilihat pada tabel 4.25

Tabel 4. 25 $Q_{\text{hidrologi}}$ yang mengalir ke saluran inflow kolam tampung

Saluran	tc (menit)	$Q_{\text{hidrologi}}$ (m ³ /det)	Hilir
T10	14.87	1.99	P.T1
P.T1	15.11	1.99	P.T2
T11	14.42	2.38	P.T2
P.T2	21.30	4.37	P.T3
T13	18.25	1.33	P.T3
P.T3	21.65	5.71	Kolam
T14	30.84	0.70	Kolam

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berikut merupakan contoh perhitungan saluran inflow kolam tampung (P.T1) :

$$\begin{aligned} Q_{\text{hidrologi}} &= 1.988 \text{ m}^3/\text{det} \\ \text{Elevasi tanah} &= +10.20 \end{aligned}$$

Tinggi jagaan	= 0.2 meter
Nilai t_0	= 14.87 menit
Panjang saluran	= 14.4 meter
B (lebar saluran)	= 2 meter
hn (tinggi saluran)	= 1 meter
A (luas penampang)	= 2 m ²
P (keliling basah)	= b+2h
	= 4 m
R (jari-jari hidrolik)	= A/P
	= 0.5 m
S	= 0.001
n (saluran beton)	= 0.02
V (kecepatan)	= $1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$
	= 0.99 m/s < $V_{izin}=1.5$ m/s
$Q_{Hidrolika}$	= A.V
	= 1.992

Dari perhitungan diatas, didapat bahwa $Q_{Hidrolika} - Q_{Hidrologi} = 1.992 - 1.988 = 0.004$ m³/det. Maka saluran yang didesain dapat menampung debit limpasan yang masuk.

Contoh Perhitungan waktu tempuh dan elevasi saluran:

Nilai t_f	= $L/60V = 0.239$ menit
Nilai t_c	= $14.87 + 0.239 = 15.11$ menit
E. dasar saluran	= $+10.20 - 1.2$ m = +9.00 (hulu)
E. dasar saluran	= $+9.00 - 14.4 \times 0.001 = +8.896$ (hilir)

Untuk perhitungan *trial and error* saluran P.T1, dapat dilihat pada tabel 4.26. Untuk hasil perhitungan Saluran P.T2, dan P.T3 dapat dilihat pada tabel 4.27 dan tabel 4.28. $Q_{Hidrologi}$ yang mengalir ke saluran P.T2 sebesar 4.37 m³/det dan $Q_{Hidrologi}$ yang mengalir ke saluran P.T3 sebesar 5.71 m³/det. Nilai $Q_{Hidrologi}$ untuk perencanaan saluran didapat dari **perhitungan superposisi** hidrograf saluran yang mengalir menuju saluran P.T2 dan P.T3 (gambar 4.12)

Tabel 4. 26 Cara *trial and error* pada perhitungan saluran P.T1

h (m)	B (m)	T (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0.8	1.6	1.6	1.28	3.20	0.4	0.001	0.86	1.10
0.9	1.8	1.8	1.62	3.60	0.45	0.001	0.93	1.50
1	2	2.0	2.00	4.00	0.5	0.001	1.00	1.99
1.1	2.2	2.2	2.42	4.40	0.55	0.001	1.06	2.57
1.2	2.4	2.4	2.88	4.80	0.6	0.001	1.12	3.24
1.3	2.6	2.6	3.38	5.20	0.65	0.001	1.19	4.01
1.4	2.8	2.8	3.92	5.60	0.7	0.001	1.25	4.89

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4. 27 Cara *trial and error* pada perhitungan saluran P.T2

h (m)	B (m)	T (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0.8	1.6	1.6	1.28	3.20	0.4	0.0015	1.11	1.42
0.9	1.8	1.8	1.62	3.60	0.45	0.0015	1.20	1.94
1.01	3	3.0	3.03	5.02	0.60	0.0015	1.46	4.41
1.1	3	3.0	3.30	5.20	0.63	0.0015	1.51	4.97
1.2	3	3.0	3.60	5.40	0.67	0.0015	1.56	5.60
1.3	3	3.0	3.90	5.60	0.70	0.0015	1.60	6.25
1.4	3	3.0	4.20	5.80	0.72	0.0015	1.64	6.90

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4. 28 Cara *trial and error* pada perhitungan saluran P.T3

h (m)	B (m)	T (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0.8	1.6	1.6	1.28	3.20	0.4	0.0015	1.05	1.35
0.9	1.8	1.8	1.62	3.60	0.45	0.0015	1.14	1.84
1	3.9	3.9	3.90	5.90	0.66	0.0015	1.47	5.73
1.1	3	3.0	3.30	5.20	0.63	0.0015	1.43	4.72
1.2	3	3.0	3.60	5.40	0.67	0.0015	1.48	5.32
1.3	3	3.0	3.90	5.60	0.70	0.0015	1.52	5.93
1.4	3	3.0	4.20	5.80	0.72	0.0015	1.56	6.56

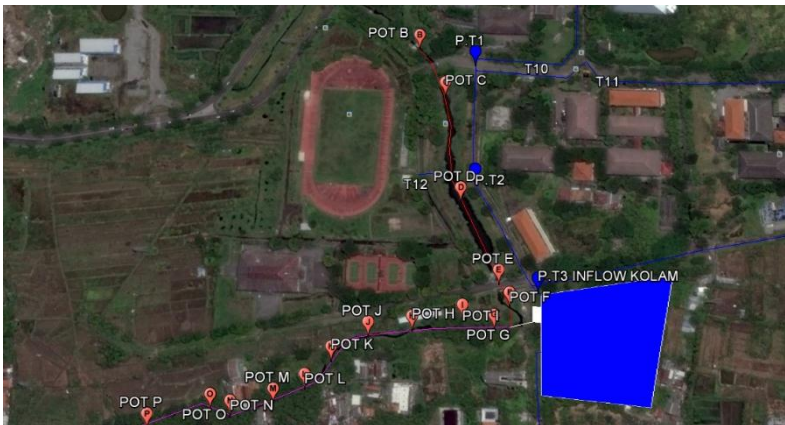
(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari perhitungan dimensi diatas, dapat disimpulkan kebutuhan saluran untuk masing-masing saluran P.T1, P.T2, dan P.T3 sebesar 2 meter x 1 meter, 3 meter x 1.01 meter dan 4 meter x 1 meter. Tinggi jagaan untuk tiap salurannya

sebesar 0.2 meter. Elevasi dasar saluran hilir P.T2 sebesar +8.603 dan elevasi dasar saluran hilir P.T3 sebesar +8.582-0.2 meter (terjunan di hulu) = +8.382.

4.3.3 Analisis Kolam Tampung

Pada kawasan UNESA, akan direncanakan sebuah kolam tampung, beberapa buah pompa, dan pintu air untuk menghindari terjadinya luapan atau genangan pada saluran Sekunder UNESA. Air dari kawasan UNESA sementara akan ditampung di kolam dan perlahan akan dibuang ke saluran Sekunder UNESA sesuai dengan debit yang diizinkan. Kolam tampung ini dilengkapi dengan pintu air yang mengatur keluar atau ditahannya air dan pompa yang membantu mengeluarkan air pada saat pintu air ditutup. Lokasi perencanaan kolam tampung dapat dilihat pada gambar 4.13



Gambar 4. 13 Lokasi Perencanaan Kolam Tampung

Perencanaan kolam tampung dilakukan sebagai salah satu solusi penyelesaian banjir yang terjadi pada saluran Sekunder UNESA yang belum dapat menampung debit banjir rencana. Luas kolam tampung yang direncanakan seluas 15800 m² dengan kedalaman 1.8 meter + tinggi jagaan 0.2 meter.

Jumlah debit yang masuk kedalam kolam tampung sebesar $6.40 \text{ m}^3/\text{det}$ dari dua saluran yaitu saluran P.T3 dan saluran T14 dengan **perhitungan superposisi**. perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.29, tabel 4.30, dan tabel 4.31.

Tabel 4. 29 Hidrograf P.T3

HIDROGRAF SATUAN OUTLET P.T3	
t (menit)	Q (m ³ /s)
0	0
10	2.64
20	5.27
21.65	5.71
30.00	5.71
30.84	5.71
60.00	5.71
90.00	5.71
120.00	5.71
130	3.07
140	0.43
141.65	0

Tabel 4. 30 Hidrograf T14

HIDROGRAF SATUAN T14	
t (menit)	Q (m ³ /s)
0	0
10	0.23
20	0.45
21.65	0.49
30	0.68
30.84	0.70
60	0.70
90	0.70
120	0.70
130	0.47
140	0.25
141.65	0.21
150.84	0

Tabel 4. 31 Hidrograf Superposisi Kolam Tampung

HIDROGRAF SATUAN KOLAM TAMPUNG	
t (menit)	Q (m ³ /s)
0	0.00
10	2.86
20	5.72
21.65	6.19
30	6.38
30.84	6.40
60	6.40
90	6.40
120	6.40
130	3.54
140	0.68
141.65	0.21
150.84	0.00

Grafik superposisi dapat dilihat pada gambar 4.14.



Gambar 4. 14 Grafik Hidrograf Kolam Tampung $t_d = 2$ jam

Untuk mendapatkan volume inflow menggunakan rumus trapesium :

$$V = \frac{1}{2} (Q_1 + Q_2)(t_2 - t_1)$$

Luas kolam tampung = 15800m^2

Maka untuk mendapatkan kedalaman kolam tampung

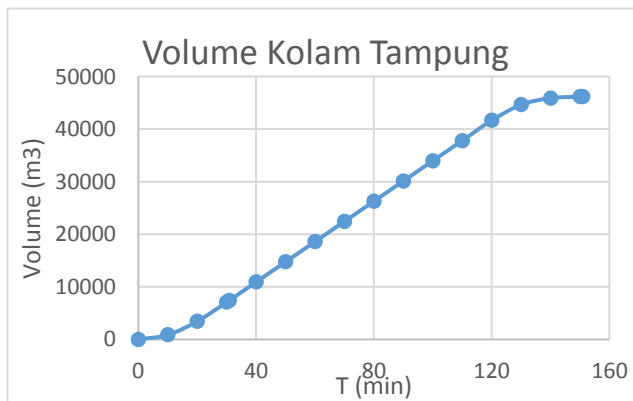
$$H = \frac{\text{Volume}}{\text{Luas kolam}}$$

Tabel 4.30 menunjukkan perhitungan volume limpasan pada kondisi $t_d = 2$ jam. Grafik hidrograf kolam tampung dapat dilihat pada gambar 4.14. Grafik volume kolam tampung dapat dilihat pada gambar 4.15

Tabel 4. 32 Perhitungan Volume Limpasan pada kondisi $t_d = 2$ jam

t (menit)	Inflow			Kolam Tampung	
	Q inflow	V inflow (m ³)	V kumulatif	V kolam	H air
0	0	0	0	0	0
10	2.86	858.5	858.5	858.5	0.05
20	5.72	2575.5	3433.9	3433.9	0.22
30	6.38	3632.1	7066.0	7066.0	0.45
30.84	6.40	321.9	7388.0	7388.0	0.47
40	6.40	3519.2	10907.1	10907.1	0.69
50	6.40	3841.6	14748.7	14748.7	0.93
60	6.40	3841.6	18590.3	18590.3	1.18
70	6.40	3841.6	22431.9	22431.9	1.42
80	6.40	3841.6	26273.5	26273.5	1.66
90	6.40	3841.6	30115.1	30115.1	1.91
100	6.40	3841.6	33956.8	33956.8	2.15
110	6.40	3841.6	37798.4	37798.4	2.39
120	6.40	3841.6	41640.0	41640.0	2.64
130	3.54	2983.1	44623.1	44623.1	2.82
140	0.68	1266.1	45889.2	45889.2	2.90
150	0.17	256.1	46145.3	46145.3	2.92
150.84	0.00	4.4	46149.7	46149.7	2.92

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Gambar 4. 15** Volume Kolam Tampung kondisi $t_d = 2$ jam

Dari tabel 4.32 dan gambar 4.15 dapat dilihat total volume limpasan adalah sebesar 46149.7 m³. Dengan menggunakan kolam tampung diperlukan kedalaman kolam tampung sebesar 2.92 meter. Karena kolam tampung dinilai terlalu dalam, maka kolam tampung direncanakan kedalaman 2 meter dengan jagaan 0.2 m. Maka volume yang bisa ditampung adalah 15800 m² x 1.8 m = 28440 m³. Direncanakan kolam tampung dari bahan kedap air sehingga volume tidak dipengaruhi air tanah.

Volume kolam tampung < Volume limpasan, maka dibutuhkan pompa.

4.3.4 Penentuan Muka Air Kolam Tampung

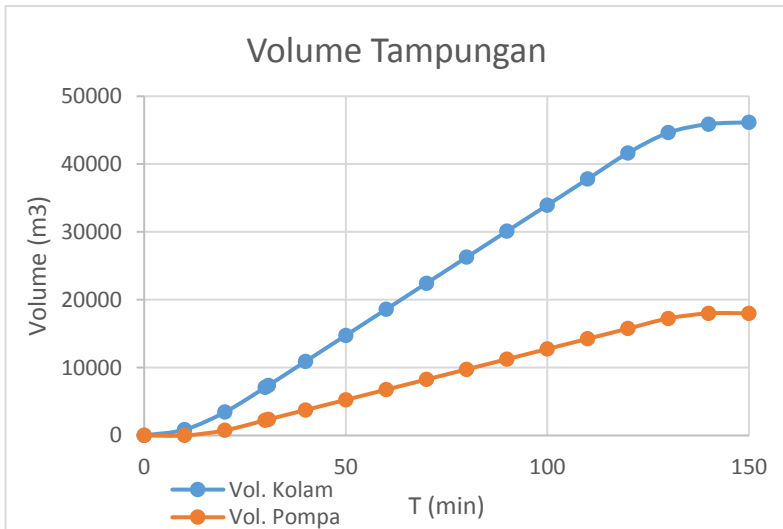
Penentuan elevasi kolam dimulai dari perencanaan muka air kolam. Perencanaan muka air kolam sebagai awal perencanaan muka air saluran inflow dan saluran outflow. Saluran inflow tidak boleh melebihi elevasi jalan eksisting yaitu +9.60 dimana elevasi jalan dan elevasi disekitar kolam tampung berbeda 0.2 m dengan elevasi tanah +9.40. Dengan mempertimbangkan elevasi jalan tersebut, maka direncanakan elevasi muka air kolam tampung pada +9.20. dan elevasi dasar kolam tampung +7.40

4.3.5 Analisis Pompa

Pada kolam tampung Sistem Drainase Sekunder UNESA akan direncanakan penggunaan pompa untuk membantu pengeluaran air dari kolam ke saluran Sekunder UNESA. Jumlah pompa yang direncanakan sebanyak 2 buah dengan kapasitas pompa 1.5 m³/det dan 1 m³/det. Pompa digunakan saat air tidak memungkinkan untuk dikeluarkan dengan pintu air atau muka air saluran Sekunder UNESA lebih tinggi dibandingkan elevasi dasar pintu. Perhitungan pengoperasian pompa dapat dilihat pada tabel 4.33. Grafik volume kolam tampung dan pompa dapat dilihat pada gambar 4.16

Tabel 4. 33 Perhitungan Pengoperasian Pompa

t (menit)	Inflow			Pompa					Kolam Tampung	
	Q inflow	V inflow (m ³)	V kumulatif	pompa 1 (m ³ /s)	V pompa 1	pompa 2 (m ³ /s)	V pompa 2	V kumulatif	V kolam	H air
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	2.86	858.49	858.49	0	0	0	0	0	858.49	0.05
20	5.72	2575.46	3433.94	1.5	450	1	300	750	2683.94	0.17
30	6.38	3632.08	7066.02	1.5	900	1	600	2250	4816.02	0.30
30.84	6.40	321.94	7387.96	1.5	75.54	1	50.36	2375.89	5012.07	0.32
40	6.40	3519.18	10907.15	1.5	824.46	1	549.64	3750	7157.15	0.45
50	6.40	3841.60	14748.75	1.5	900	1	600	5250	9498.75	0.60
60	6.40	3841.60	18590.35	1.5	900	1	600	6750	11840.35	0.75
70	6.40	3841.60	22431.95	1.5	900	1	600	8250	14181.95	0.90
80	6.40	3841.60	26273.55	1.5	900	1	600	9750	16523.55	1.05
90	6.40	3841.60	30115.15	1.5	900	1	600	11250	18865.15	1.19
100	6.40	3841.60	33956.75	1.5	900	1	600	12750	21206.75	1.34
110	6.40	3841.60	37798.35	1.5	900	1	600	14250	23548.35	1.49
120	6.40	3841.60	41639.95	1.5	900	1	600	15750	25889.95	1.64
130	3.54	2983.12	44623.07	1.5	900	1	600	17250	27373.07	1.73
140	0.68	1266.14	45889.21	0	450	0	300	18000	27889.21	1.77
150	0.17	256.10	46145.31	0	0	0	0	18000	28145.31	1.78
150.84	0	4.39	46149.70	0	0	0	0	18000	28149.70	1.78



Gambar 4.16 Volume Kolum Tampung dan Pompa

Dari tabel 4.33 dan gambar 4.16 dapat dilihat total volume limpasan adalah sebesar 46149.7 m³. Dengan menggunakan kolam tampung dan pengoperasian pompa diperlukan kedalaman kolam tampung sebesar 1.78 meter dari 1.8 meter. Pengoperasian pompa dimulai saat menit ke 20 dengan ketinggian 0.22 meter. Karena elevasi yang terlalu kecil, sehingga dalam perencanaan kolam tampung didesain memiliki kemiringan yang landai sekitar 0.0001 dan cekungan yang dalam agar *foot* klep pompa selalu dalam kondisi tenggelam oleh air.

4.3.6 Perhitungan Saluran *Outflow* Kolam dan Pintu

Saluran pembuang didesain untuk mengalirkan air dari kolam ke saluran pembuang melalui pintu. Berikut merupakan perhitungan saluran *outflow* kolam tampung:

$$Q_{\text{Hidrologi yang diizinkan}} = 2.5 \text{ m}^3/\text{det}$$

Elevasi tanah	= +9.4
Elevasi muka air rencana	= +9.2
Tinggi jagaan	= 0.2 meter
Panjang saluran	= 33.8 meter
B (lebar saluran)	= 2 meter
hn (tinggi saluran)	= 0.915 meter
A (luas penampang)	= 1.83 m ²
P (keliling basah)	= b+2h
	= 3.83 m
R (jari-jari hidrolik)	= A/P
	= 0.48 m
S	= 0.002
n (saluran beton)	= 0.02
V (kecepatan)	= 1/n . R ^{2/3} . S ^{1/2}
	= 1.37 m/s < V _{izin} =1.5 m/s
Q _{Hidrolika}	= A.V
	= 2.5 m ³ /det
Elevasi dasar hulu	= +8.285
Elevasi dasar hilir	= +8.218

Untuk mengeluarkan air dari kolam tampung maka direncanakan menggunakan air. Pintu air akan dibuka apabila muka air di luar kawasan lebih rendah dari elevasi pintu air yaitu +8.285.

Rumus yang digunakan untuk menghitung debit yang keluar dari pintu air adalah:

$$Q = \mu a b \sqrt{2gh}$$

Q = debit (digunakan debit yang diizinkan dari kolam)

μ = koefisien debit (0.8)

a = tinggi bukaan pintu (m)

b = lebar pintu (m)

g = percepatan gravitasi (9.8 m/det²)

h = Beda tinggi muka air (m)

Untuk mendapatkan nilai a diperlukan elevasi muka air di tampungan. Karena pintu dioperasikan saat hujan telah berhenti maka beda tinggi muka air dapat diketahui.

Perhitungan pengoperasian pintu untuk bukaan pintu adalah sebagai berikut:

$$Q_{\text{Hidrologi yang diizinkan}} = 2.5 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B \text{ (lebar saluran = pintu)} = 2 \text{ meter}$$

$$\mu = \text{koefisien debit (0.8)}$$

$$\text{elevasi muka air kolam} = +9.18$$

$$\text{elevasi muka air pembuang} = +8.285$$

$$h \text{ (beda elevasi antara pembuang dan kolam)}$$

$$h = +9.18 - +8.285 = 0.895 \text{ meter}$$

$$Q = \mu a b \sqrt{2gh}$$

$$2.5 = 0.8 a \cdot 2 \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.895}$$

$$a = \frac{2.5}{0.8 \times 2 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.895}} = 0.373 \text{ meter}$$

$$a = 0.37 \text{ meter}$$

Dari perhitungan di atas, didapat tinggi bukaan pintu untuk $h = 0.895$ meter sebesar 0.37 meter atau sama dengan 32 cm.

4.3.7 Perhitungan Dimensi Saluran Sekunder UNESA

Dari skema drainase pada gambar 4.12, dapat dilihat bahwa saluran dari kawasan UNESA tidak langsung mengalir kedalam saluran Sekunder UNESA melainkan di tampung terlebih dahulu di kolam tampung. Ada 2 saluran dari kawasan UNESA yang langsung mengalir ke saluran Sekunder UNESA yaitu saluran IKIP 4 (T12) dan saluran IKIP 6 (T15).

Contoh perhitungan saluran Sekunder UNESA S10 dengan *trial and error* adalah sebagai berikut:

Debit didapat dari kawasan Citraland dan Pakuwon sebesar $3.5 \text{ m}^3/\text{det}$ dan $7 \text{ m}^3/\text{det}$. Dan dilakukan perhitungan superposisi untuk mendapatkan nilai Q puncak kedua kawasan. Perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.34, tabel 4.35, dan tabel 4.36 dan grafik superposisi dapat dilihat pada gambar 4.17

Tabel 4. 34 Hidrograf S7

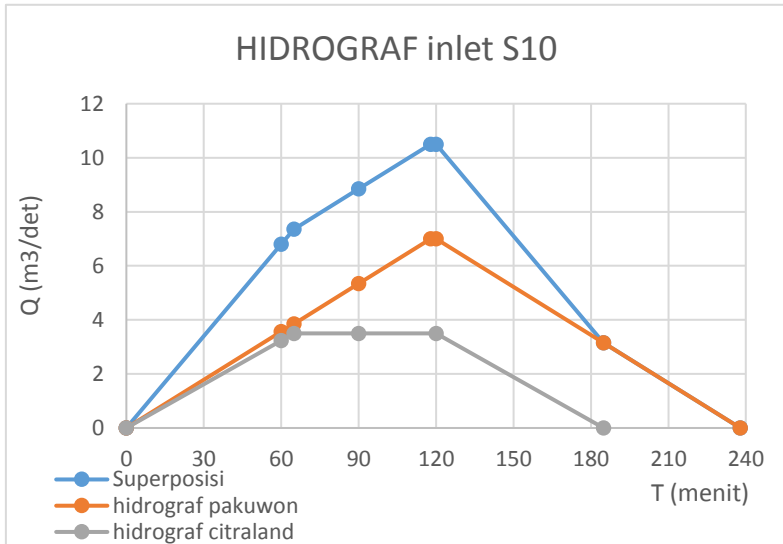
Tabel Hidrograf S7 (Pakuwon)	
Waktu (min)	Debit (m3/det)
0	0
60	3.56
64.90	3.85
90	5.34
117.88	7
120	7
184.90	3.15
237.88	0

Tabel 4. 35 Hidrograf S9

Tabel Hidrograf S9 (Citraland)	
Waktu (min)	Debit (m3/det)
0	0
60	3.24
64.90	3.5
90	3.5
120	3.5
184.90	0

Tabel 4. 36 Hidrograf S10

Tabel Hidrograf S10	
Waktu (min)	Debit (m3/det)
0	0
60	6.80
64.90	7.35
90.00	8.84
117.88	10.50
120.00	10.50
184.90	3.15
237.88	0.00



Gambar 4. 17 Grafik Hidrograf Superposisi inlet S10

Q izin	= 10.50 m ³ /det
Tc	= 117.88 menit
Elevasi dasar hulu saluran	= +8.152
Panjang saluran	= 158 meter
Bentuk saluran	= trapesium
Kemiringan lereng	= 45°
Tinggi jagaan	= 0.2 meter
B saluran	= 7 meter
Hn saluran	= 1.36 meter
T saluran	= 9.7 meter (perhitungan dari lereng saluran)
A saluran	= (B + T)/2 x h = (7+9.7)/2 x 1.36 = 11.37 m ²
P saluran	= 10.85 m
R saluran	= 1.048 m
Sc saluran	= 0.001
N saluran	= 0.035 (batu kali)
V saluran	= 1/n . R ^{2/3} . S ^{1/2}

$$\begin{aligned}
 &= 0.93 \text{ m/det} < V_{\text{maks}} = 1.5 \text{ m}^3/\text{det} \\
 Q_{\text{Hidrolika}} &= A \times V \\
 &= 10.6 \text{ m}^3/\text{det} \\
 Q_{\text{Hidrolika}} - Q_{\text{Hidrologi}} &= 10.6 - 10.5 = 0.1 \text{ m}^3/\text{det} \\
 \text{Elevasi dasar hilir} &= +7.994 \\
 \text{Elevasi M.A hulu} &= +9.512 \\
 \text{Elevasi M.A hilir} &= +9.354 \\
 T_f \text{ saluran} &= 2.455 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapat dimensi saluran S10 dengan $B = 7$ meter dan $h_n = 1.36$ meter. Perhitungan *trial and error* dapat dilihat pada tabel 4.37.

Tabel 4. 37 Perhitungan *Trial and error* saluran S10

h (m)	B (m)	T (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m ³ /s)
1.25	6.25	8.8	9.38	9.79	0.96	0.0010	0.88	8.23
1.25	6.5	9.0	9.69	10.04	0.97	0.0010	0.88	8.55
1.3	6.5	9.1	10.14	10.18	1.00	0.0010	0.90	9.14
1.3	7	9.6	10.79	10.68	1.01	0.0010	0.91	9.82
1.36	7	9.7	11.37	10.85	1.05	0.0010	0.93	10.60
1.4	7	9.8	11.76	10.96	1.07	0.0010	0.95	11.14
1.5	7.5	10.5	13.50	11.74	1.15	0.0010	0.99	13.39

Untuk perhitungan Saluran S11, S12, S13, dan S14 data yang diperlukan dapat dilihat pada tabel 4.38 dan lokasi perencanaan dapat dilihat pada gambar 4.18. Untuk perhitungan *trial and error* saluran S11 dapat dilihat pada tabel 4.39. Untuk perhitungan *trial and error* saluran S12 dapat dilihat pada tabel 4.40. Untuk perhitungan *trial and error* saluran S13 dapat dilihat pada tabel 4.41. Dan untuk perhitungan *trial and error* saluran S14 dapat dilihat pada tabel 4.42.

Tabel 4. 38 Data perhitungan *Trial and error* saluran S11, S12, S13, S14

Rekap perencanaan saluran UNESA						
Saluran	Q (m ³ /det)	tc inlet (menit)	e. Dasar hulu	L (m)	Bentuk	inlet
S11	11.19	120.33	7.994	176	Trapesium	S10, T12
S12	13.69	123.0	7.818	453	Persegi	S11, Kolam
S13	13.92	134.30	7.365	274	Persegi	S12, T15
S14	13.92	141.19	7.091	239	Persegi	S13, T16

**Gambar 4. 18** Lokasi perencanaan ulang saluran UNESA**Tabel 4. 39** Perhitungan *Trial and error* saluran S11

h (m)	B (m)	T (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m ³ /s)
1.2	6	10.2	9.69	10.80	0.90	0.0010	0.84	8.15
1.25	6.25	10.6	10.52	11.25	0.94	0.0010	0.86	9.09
1.27	6.35	10.7	10.86	11.43	0.95	0.0010	0.87	9.48
1.3	6.5	11.0	11.38	11.70	0.97	0.0010	0.89	10.09
1.34	7	11.6	12.49	12.36	1.01	0.0010	0.91	11.36
1.45	7.25	12.3	14.15	13.05	1.08	0.0010	0.95	13.50
1.5	7.5	12.7	15.15	13.50	1.12	0.0010	0.98	14.78

Tabel 4. 40 Perhitungan *Trial and error* saluran S12

h (m)	B (m)	T (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m ³ /s)
1.2	6	6.0	7.20	8.40	0.86	0.0010	1.43	10.27
1.25	6.25	6.3	7.81	8.75	0.89	0.0010	1.47	11.45
1.27	6.35	6.4	8.06	8.89	0.91	0.0010	1.48	11.95
1.3	6.5	6.5	8.45	9.10	0.93	0.0010	1.50	12.72
1.22	7.5	7.5	9.15	9.94	0.92	0.0010	1.50	13.69
1.45	7.25	7.3	10.51	10.15	1.04	0.0010	1.62	17.02
1.5	7.5	7.5	11.25	10.50	1.07	0.0010	1.66	18.63

Tabel 4. 41 Perhitungan *Trial and error* saluran S13

h (m)	B (m)	T (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m ³ /s)
1.2	6	6.0	7.20	8.40	0.86	0.0010	1.43	10.27
1.25	6.25	6.3	7.81	8.75	0.89	0.0010	1.47	11.45
1.27	6.35	6.4	8.06	8.89	0.91	0.0010	1.48	11.95
1.3	6.5	6.5	8.45	9.10	0.93	0.0010	1.50	12.72
1.24	7.5	7.5	9.30	9.98	0.93	0.0010	1.51	14.03
1.45	7.25	7.3	10.51	10.15	1.04	0.0010	1.62	17.02
1.5	7.5	7.5	11.25	10.50	1.07	0.0010	1.66	18.63

Tabel 4. 42 Perhitungan *Trial and error* saluran S14

h (m)	B (m)	T (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	Sc	V (m/s)	Q (m ³ /s)
1.2	6	6.0	7.20	8.40	0.86	0.0010	1.43	10.27
1.25	6.25	6.3	7.81	8.75	0.89	0.0010	1.47	11.45
1.27	6.35	6.4	8.06	8.89	0.91	0.0010	1.48	11.95
1.3	6.5	6.5	8.45	9.10	0.93	0.0010	1.50	12.72
1.24	7.5	7.5	9.30	9.98	0.93	0.0010	1.51	14.03
1.45	7.25	7.3	10.51	10.15	1.04	0.0010	1.62	17.02
1.5	7.5	7.5	11.25	10.50	1.07	0.0010	1.66	18.63

Perhitungan h_c pada saluran S14:

$$Q_{\text{Hidrologi}} = 13.92 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B \text{ saluran} = 7.5 \text{ meter}$$

$$q = Q/B = 13.92/7.5 = 1.856 \text{ m}^2/\text{det}$$

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1.856^2}{9.81}} = 0.705 \text{ m}$$

Dari perhitungan perencanaan dimensi saluran UNESA didapat elevasi dasar saluran hilir S14 +6.852. Dengan Hn saluran S14 = 1.24 meter, elevasi M.A di hilir +8.092.

Perhitungan kontrol saluran pembuang di Saluran Sekunder Lidah Kulon untuk menentukan hn setelah saluran Sekunder UNESA direncanakan:

$$Q_{\text{Hidrologi}} = 13.92 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B \text{ saluran} = 6.5 \text{ meter (survey)}$$

$$T \text{ saluran} = 12 \text{ meter (survey)}$$

$$S \text{ saluran} = 0.0026$$

$$n \text{ saluran} = 0.035 \text{ (batu kali)}$$

Dari perhitungan Excel menggunakan *Goalseek*

$$\text{Didapat hn} = 1.175 \text{ meter}$$

$$A \text{ saluran} = 10.87 \text{ m}^2$$

$$P \text{ saluran} = 13.14 \text{ m}$$

$$R \text{ saluran} = 0.827 \text{ m}$$

$$V \text{ saluran} = 1.281 \text{ m/s}$$

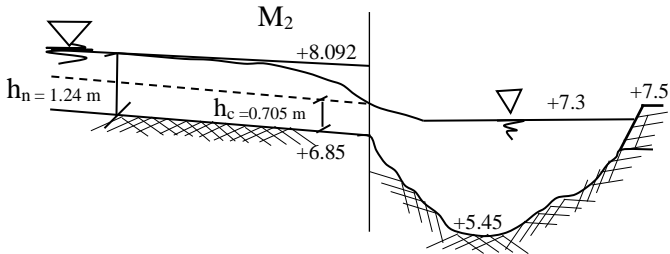
$$Q_{\text{Hidrolika}} = 13.92 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dari perhitungan kontrol diatas, didapatkan bahwa kapasitas saluran Lidah Kulon tercapai. Jadi saluran Lidah Kulon tidak perlu direncanakan ulang.

4.3.8 Profil Muka Air Hilir Saluran UNESA

Perhitungan profil muka air diperlukan untuk mengetahui apakah terjadi *backwater* di hilir saluran Sekunder UNESA atau tidak. Hal tersebut dapat diketahui dari perbedaan elevasi muka air antara hulu saluran Lidah Kulon dengan hilir saluran Sekunder UNESA. Dari hasil perhitungan perencanaan dimensi saluran Sekunder UNESA, didapat elevasi Muka Air hilir nya +8.092 dan elevasi dasar salurannya +6.852. Dan dari hasil survey saluran Lidah Kulon didapat elevasi dasar saluran +5.45

dengan elevasi muka air +7.3. Beda elevasi Muka Air antara hilir saluran Sekunder UNESA dan saluran Lidah Kulon sebesar $+8.092 - +7.3 = 0.792$ meter (gambar 4.19). Jadi tidak ada backwater pada perencanaan dimensi saluran Sekunder UNESA



Gambar 4. 19 Profil Muka Air di hilir saluran

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang diperoleh pada tugas akhir Evaluasi Kapasitas Saluran Drainase UNESA dengan Adanya Pengembangan Kawasan Surabaya Barat berdasarkan analisis yang telah dilakukan adalah sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil survey dan data, kondisi eksisting saluran Sekunder UNESA tidak sesuai dengan saluran pembuang untuk kapasitas yang besar. Karena adanya penyempitan dan pelebaran yang tidak stabil pada saluran tersebut. Berdasarkan analisis debit banjir rencana 5 tahun, debit yang masuk dari kawasan Pakuwon sebesar $16.6 \text{ m}^3/\text{det}$, dari kawasan Citraland sebesar $8.13 \text{ m}^3/\text{det}$, dan dari kawasan UNESA sebesar $8 \text{ m}^3/\text{det}$. Hal tersebut sangat membebani saluran Sekunder UNESA dengan jumlah debit yang masuk sebesar $34.36 \text{ m}^3/\text{det}$.
2. Hal yang menyebabkan terjadinya genangan pada saluran Sekunder UNESA karena debit limpasan yang masuk lebih besar dari kapasitas saluran. Debit limpasan di saluran $24.73 \text{ m}^3/\text{det}$ sedangkan kapasitas saluran di hulu UNESA sebesar $14.75 \text{ m}^3/\text{det}$. Sehingga terjadi luapan air ke bagian jalan.
3. Dari hasil perencanaan Saluran Sekunder UNESA, debit yang mengalir dari tiap kawasan harus di kontrol terlebih dahulu sebelum dialirkan ke saluran Sekunder UNESA. Debit yang diperbolehkan untuk keluar dari kawasan Citraland sebesar $3.5 \text{ m}^3/\text{det}$, dari kawasan Pakuwon sebesar $7 \text{ m}^3/\text{det}$, dan dari kawasan UNESA sebesar $4 \text{ m}^3/\text{det}$. Kapasitas saluran Sekunder UNESA setelah adanya pengontrolan debit tiap kawasan menjadi $13.93 \text{ m}^3/\text{det}$.
4. Kontrol debit pada kawasan UNESA menggunakan fasilitas drainase Kolam tampung, pompa, dan pintu air.

Hasil analisis Kolam tampung didapatkan luas sebesar 15800 m² dengan kedalaman rencana 1.8 meter. Untuk pompa dibutuhkan 2 pompa dengan kapasitas 1.5 m³/det dan 1 pompa dengan kapasitas 1 m³/det. Untuk pintu air dipasang sebanyak 1 buah dan baru bisa dioperasikan pada saat beda tinggi muka air saluran Sekunder UNESA +8.285.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil analisis dan perhitungan pada Tugas Akhir ini, terdapat beberapa saran yang bisa dijadikan sebagai bahan pertimbangan, antara lain sebagai berikut:

1. Untuk para developer dalam pembangunan pemukiman yang baru harap meninjau sistem drainase yang boleh dikeluarkan agar tidak membebani saluran pembuang.
2. Perlu adanya penertiban pemukiman pada kawasan pinggiran saluran dikarenakan saluran tidak dapat dinormalisir pada wilayah tersebut.
3. Terkait sedimentasi yang terjadi, perlu adanya pemeliharaan rutin terhadap saluran dan fasilitas drainase lainnya agar tidak memperkecil dimensi yang disediakan dalam perencanaan.

DAFTAR PUSTAKA

BR, Sri Harto. 1993. **Analisis Hidrologi**. Jakarta : Gramedia Pustaka Utama.

Departemen Pekerjaan Umum (2006). **Perencanaan Sistem Drainase Jalan, Pedoman Konstruksi dan Bangunan Pd T-02-2006-B**.

Lasminto, Umboro. 2010. **Handout Drainase**. Surabaya

Lasminto, Umboro. 2015. **Laporan Akhir Perencanaan Penataan Saluran Drainase Sekunder dan Tersier Kawasan Surabaya Sisi Barat, Dinas Binamarga dan Pematusan Kota, Surabaya**

SDMP (*Surabaya Drainage Master Plan*) 2012, BAPPEKO Surabaya

Soewarno. 1995. **Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data**. Bandung: NOVA.

Sofia, fifi. 2006. **Modul Drainase**. Surabaya

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

Triatmodjo, Bambang. 2014. **Hidrologi Terapan**. Yogyakarta: Beta Offset.

Lampiran Tabel 1 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2000

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	20.37	0.00	0.00	2.99	6.37	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.14	0.00
2	0.50	15.00	38.87	15.76	1.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	36.62	0.00	5.60	20.22	4.38	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	6.98	27.64	1.75	23.64	0.00	0.00	0.00	0.00	9.63	0.00
5	1.00	3.73	5.22	11.38	30.65	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	7.09	0.00
6	19.62	2.24	20.26	0.00	2.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
7	75.15	2.63	10.45	13.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.24	0.00
8	87.79	35.89	4.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.87	0.00
9	2.74	28.87	6.13	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	70.90	29.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.84	0.00
11	31.22	0.50	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.88	1.87
12	15.25	0.00	43.75	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.84	1.62	0.00
13	45.25	2.36	18.75	25.00	0.00	30.51	0.00	0.00	0.00	8.76	0.00	0.00
14	0.00	3.11	8.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.49	1.87
15	15.11	0.37	0.00	0.00	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.74	1.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	4.62	0.00	47.66	0.00	0.00	0.62	0.00	6.34
17	16.24	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	1.62	0.00	0.00	7.00	0.00	3.61
18	49.10	0.00	0.00	0.00	0.00	7.88	43.78	0.00	0.00	1.74	15.38	5.60
19	0.00	10.51	0.00	5.87	63.78	11.88	6.13	0.00	0.00	1.12	0.75	0.62
20	2.63	0.62	0.00	5.85	4.35	0.25	0.00	0.00	0.00	5.85	27.74	1.12
21	1.74	1.75	30.65	23.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.11	6.50	5.35
22	0.00	1.87	21.89	98.03	22.99	0.00	6.13	0.00	0.00	0.62	0.00	0.00
23	24.00	0.00	26.82	0.00	7.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.00	6.59
24	36.26	24.52	0.00	2.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.99	4.98	2.49
25	5.62	16.86	0.00	0.00	31.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.88	0.00
26	18.87	29.60	0.00	21.47	8.76	0.00	0.00	0.00	0.00	7.21	3.87	0.00
27	0.00	0.00	0.50	1.00	7.34	0.00	0.00	0.00	0.00	2.49	3.11	0.00
28	15.61	0.50	23.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	96.32	1.37	0.00
29	23.25	0.87	2.11	0.00	14.01	0.00	0.00	0.00	0.00	74.43	0.62	0.00
30	24.13		4.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.60	0.00	0.00
31	66.89		0.00		0.00		0.00	0.00		0.00		0.00
RMAX	87.79	35.89	43.75	98.03	63.78	30.51	47.66	0.00	0.00	96.32	27.74	6.59

Lampiran Tabel 2 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2001

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	5.25	7.88	121.39	10.37	0.00	30.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.27
2	0.00	27.98	27.69	11.82	0.00	37.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.63
3	3.50	50.79	33.51	0.00	41.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.87	0.87	0.00
4	0.00	0.00	15.00	0.00	0.00	2.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.74	0.00	0.00
6	3.11	5.25	19.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	17.13	35.02	7.88	1.00	31.52	21.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.13
8	53.40	1.74	13.62	9.10	0.00	13.76	0.00	0.00	0.00	0.00	8.76	7.00
9	1.24	14.01	28.01	0.00	0.00	5.25	0.00	0.00	0.00	17.11	0.37	0.00
10	2.99	1.12	0.00	0.00	0.00	9.08	0.00	0.00	0.00	10.50	0.00	0.00
11	0.00	11.88	13.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.97	0.00
12	0.00	19.75	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.13	0.00	0.00
13	1.37	0.00	13.13	11.24	0.00	0.00	4.73	0.00	0.00	1.37	13.13	43.61
14	14.89	0.00	5.85	2.11	0.00	0.00	1.24	0.00	0.00	10.25	1.62	8.76
15	38.87	0.00	46.27	8.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.78	67.04	17.51
16	10.51	0.00	26.27	6.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.14	4.38
17	26.38	0.00	0.00	52.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.38	29.35
18	2.49	0.00	0.00	6.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.64	12.49
19	12.36	32.39	1.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.76	0.50
20	2.11	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.62	0.00	0.00	3.73	2.24	86.41
21	12.57	14.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.64	0.75	44.24
22	33.48	0.00	20.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.76	0.00	14.11
23	13.98	0.00	77.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.12	0.00
24	0.00	0.00	18.59	73.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.38	0.25	0.00
25	14.89	32.00	21.89	22.76	36.78	36.78	0.00	0.00	0.00	0.50	28.90	4.38
26	3.23	0.00	3.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.13	32.40
27	0.00	0.00	3.86	0.00	3.98	0.00	0.00	0.00	0.00	17.51	0.00	12.62
28	0.00	39.39	26.62	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.87	0.00
29	39.39		0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
30	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.12	0.62
31	1.37		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		7.88
RMAX	53.40	50.79	121.39	73.66	41.88	37.65	4.73	0.00	0.00	36.78	81.64	86.41

Lampiran Tabel 3 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2002

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	8.76	0.00	1.87	15.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.13
2	41.52	0.75	0.00	28.02	1.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.40
3	2.36	15.13	0.00	21.89	2.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75
4	45.85	24.00	1.62	14.00	0.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.21
5	1.49	0.00	0.00	0.50	6.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	82.50
6	7.00	2.63	44.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	76.53	4.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	1.12	0.62	40.98	1.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.38
9	1.87	4.50	18.01	0.00	4.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
10	0.00	11.24	13.22	0.00	13.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.87
11	11.98	14.01	3.86	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	4.38	0.00	65.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	6.13	16.13	0.00	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.24
14	5.47	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	1.00
15	6.00	60.03	0.00	1.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	11.24	15.25	0.00	8.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	43.02	0.00	14.89	1.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37
18	41.14	0.00	2.74	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	4.38	0.00	6.13	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	2.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	4.75	4.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.00	10.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
23	10.62	35.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.00	5.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	65.67
25	56.78	4.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.87	0.00
26	16.63	0.00	19.00	1.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.76	22.60
27	5.37	1.49	6.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	79.05
28	11.48	1.74	4.38	4.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	31.58
29	86.02		12.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.11	9.99
30	192.56		6.97	0.00	1.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.38
31	0.00		4.87		0.00		0.00	0.00		0.00		0.25
RMAX	192.56	60.03	44.89	28.02	65.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.87	82.50

Lampiran Tabel 4 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2003

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	6.13	31.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.73	0.00
2	18.37	16.00	2.49	4.73	11.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.88	12.25
3	31.38	29.39	38.26	32.40	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	22.89	27.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	13.62	11.25	0.00	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	7.25	0.25	0.00	8.76	13.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	16.64	0.50	0.00	3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	7.00	0.00	0.00	1.49	30.51	10.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	17.51	6.13	0.75	10.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	29.76	86.28	55.24	28.48	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	10.51	38.52	45.63	3.50	4.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	20.62	0.00	0.00	8.76	0.00	3.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	15.12	0.00	15.51	22.14	1.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	17.25	103.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.75	0.00
15	14.25	92.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.38	0.00
16	0.00	3.50	47.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
17	0.00	20.35	21.89	13.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.25	0.00
18	0.00	0.00	20.26	0.00	0.00	4.63	0.00	0.00	0.00	5.25	20.23	0.00
19	0.00	16.35	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	61.89	0.00	2.11	0.75	0.00	26.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	12.47	0.00	2.86	0.00	0.00	0.50	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
22	1.62	3.50	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.86	0.00
23	18.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.75	0.00
24	0.00	0.00	7.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.13	0.00
25	29.61	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	14.88	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.24	0.00
27	0.00	1.00	12.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.25	0.00
28	1.62	0.00	0.00	1.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	92.28	0.00
29	6.50		5.85	6.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	11.13		0.00	3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	27.50		0.00		0.00		0.00	0.00		5.22		0.00
RMAX	61.89	103.57	55.24	32.40	30.51	26.75	0.00	0.12	0.00	5.25	92.28	12.25

Lampiran Tabel 5 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2004

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	7.88	20.74	6.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	18.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.00
3	0.00	0.25	31.64	13.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.88
4	0.00	19.00	12.00	8.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51.02
5	11.63	3.63	65.73	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	32.97	0.00	35.02	0.00	9.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	57.37	0.00	2.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.75	0.00
8	0.00	20.26	0.00	14.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	1.00	19.12	4.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.62	0.00
10	14.63	0.00	42.62	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	56.15
11	26.26	0.00	15.75	29.74	0.00	24.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.01
12	13.51	0.00	38.49	7.88	4.50	0.37	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	11.00
13	0.00	0.00	19.25	5.88	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	42.28	0.00	59.75	0.00	7.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.50	0.62	38.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.51
16	0.00	3.88	0.00	0.25	20.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.87	6.63	0.00	0.50	37.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	2.88	56.15	11.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	4.00	0.00	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	33.14	1.37
20	0.00	8.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.76	0.00	0.00
21	1.12	8.12	7.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.15
22	0.00	63.11	8.00	0.12	7.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.86
23	0.00	11.63	0.00	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
24	0.00	34.47	0.00	5.25	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.12	69.80
25	0.00	10.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.51	16.25
26	25.75	0.87	16.64	13.87	5.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.24	19.26
27	20.99	1.37	61.90	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.99
28	0.00	13.63	65.54	2.36	49.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	67.29	40.28
29	15.75	27.24	0.00	0.12	43.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.35
30	33.65		0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	0.00
31	21.13		47.40		0.00		0.00	0.00		0.00		0.00
RMAX	57.37	63.11	65.73	29.74	49.03	24.51	10.51	0.00	0.00	8.76	67.29	69.80

Lampiran Tabel 6 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2005

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOV	DES
1	79.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	5.22
2	0.00	0.00	0.62	39.38	40.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.32
3	17.51	71.16	63.53	0.00	18.00	0.00	0.00	34.40	0.00	0.00	0.00	0.62
4	26.39	45.51	29.35	12.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37
5	9.37	0.00	50.14	23.89	1.74	15.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	13.37	0.00	16.00	0.00	0.62	34.14	3.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25
7	22.38	0.00	33.23	11.13	32.32	3.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.10
8	33.02	0.00	60.03	2.11	0.00	24.26	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25
9	0.00	64.73	3.61	0.00	0.00	0.00	1.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	46.40	82.79	40.62	0.25	0.12	0.00	0.00	6.13	0.00	0.00	0.00	0.62
11	45.51	0.00	0.00	34.26	8.00	0.00	13.85	0.00	9.50	0.00	11.25	0.00
12	0.00	17.87	0.00	11.38	6.13	0.00	60.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	21.63	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	3.73
14	21.25	6.62	0.25	28.14	0.00	16.64	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12
15	14.00	3.23	25.63	21.99	0.00	23.00	8.00	0.00	0.00	24.26	0.00	4.85
16	26.26	0.00	27.01	0.00	0.00	1.74	14.01	0.00	0.00	2.49	0.00	0.00
17	13.51	19.76	19.24	0.00	0.00	0.00	19.26	0.00	0.00	0.00	0.00	2.49
18	0.00	4.35	24.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.87
19	65.64	0.00	1.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.98	0.00	0.00
20	26.50	0.00	8.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.14	37.50	0.75
21	11.00	20.25	42.91	0.00	0.00	30.26	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	3.36
22	9.75	10.37	56.12	0.00	0.00	1.62	0.00	0.00	0.00	20.14	0.12	0.37
23	0.00	12.47	0.00	0.00	0.00	29.75	0.00	0.00	0.00	4.35	0.00	4.23
24	0.00	21.76	10.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.13	54.21	0.00
25	0.00	18.13	0.00	0.00	0.00	14.89	0.00	0.00	0.00	15.86	0.00	0.00
26	18.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.99	1.87
27	13.86	3.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.62
28	0.00	7.88	20.01	0.00	0.00	7.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.37
29	0.00		0.25	1.24	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.99
30	0.50		36.25	0.00	0.00	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	5.38		0.00		0.00		0.00	0.00		0.00		0.00
RMAX	79.29	82.79	63.53	39.38	40.13	34.14	60.99	34.40	9.50	37.14	54.21	10.32

Lampiran Tabel 7 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2006

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	8.13	26.51	18.63	39.64	27.11	4.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	6.75	10.87	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	13.99	0.00	0.00	6.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.37
4	77.36	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
5	32.64	24.51	10.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.37
6	13.62	19.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	6.37	3.36	29.09	0.00	13.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	15.26	0.00	0.00	0.00	21.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	57.91	0.00	47.37	6.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	78.16	0.00	1.62	32.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	2.24	18.00	16.50	16.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	28.77	1.99	30.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	19.75	64.65	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	117.56	0.00	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.87	0.00	1.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	42.65	0.25	2.24	0.00	1.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37
17	86.42	21.87	0.00	12.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.01
18	0.00	35.63	7.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.73
19	0.25	31.45	14.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.87
20	0.00	18.62	49.88	1.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	24.51	0.37	9.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.86
22	0.00	51.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.51
23	0.00	11.13	27.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	56.76	21.01	46.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	13.76	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	8.13	0.00	1.62	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.08
27	0.00	7.99	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.88	2.86
28	28.50	0.25	19.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.49	0.00
29	6.63		30.75	0.00	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.89
30	0.00		0.00	16.23	10.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	49.50
31	42.77		19.38		12.50		0.00	0.00		0.00		0.00
RMAX	117.56	78.16	49.88	47.37	32.25	6.63	0.00	0.00	0.00	0.00	4.88	49.50

Lampiran Tabel 8 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2007

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0.00	28.50	58.49	9.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.75	0.50	34.01	2.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	21.38	14.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.12	44.51
4	0.00	34.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	39.10
5	0.00	22.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.63	0.00
6	0.50	45.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.76
7	0.00	3.86	38.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	92.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37
9	0.00	0.00	0.62	11.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
10	0.00	8.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	12.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25
12	0.00	26.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	3.11	0.00	42.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	19.26	0.00	0.00	9.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.63	0.00
16	0.00	0.00	21.11	16.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	25.00	0.00	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.19
18	14.89	3.48	0.00	0.00	1.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	79.39
19	12.11	1.62	24.64	1.12	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	44.65
20	0.00	7.88	0.25	29.37	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	11.38	70.12	17.74	32.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.88
22	4.60	55.34	0.00	19.75	6.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.11
23	10.88	0.00	0.00	23.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	40.62	7.46	0.00	21.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.62
25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.62
26	14.89	53.90	0.00	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	64.88
27	39.49	44.02	0.00	18.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.38
28	6.13	78.61	0.00	0.00	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.62	0.25
29	17.76		0.00	0.00	0.00	7.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37
30	6.13		11.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.37	8.75
31	16.26		52.26		12.00		0.00	0.00		0.00		13.76
RMAX	40.62	78.61	92.15	29.37	32.40	7.88	0.00	0.00	0.00	0.00	27.37	81.88

Lampiran Tabel 9 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2008

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0.00	0.00	22.37	37.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52.62	0.00
2	59.77	0.00	31.99	0.00	17.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.75
3	0.37	18.75	32.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.88	6.12
4	17.63	11.88	47.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.50	9.50	7.12	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.25	0.00
6	14.74	12.00	10.51	0.00	4.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	7.25	0.00	0.00	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	61.99
8	0.62	21.61	8.87	0.00	16.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.50
9	0.00	0.12	47.50	27.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	5.50	0.25	30.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37
11	0.00	11.13	0.00	24.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.00	24.88
12	0.00	0.25	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	107.56
14	0.00	4.38	44.01	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00	0.00	36.25
15	19.99	0.00	22.62	17.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.26
16	54.89	10.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.63
17	18.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	30.73
18	4.38	0.00	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.88	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.48	0.00
20	0.00	0.00	30.11	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.47	0.00
21	11.38	0.00	20.00	0.00	11.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	25.88	0.00	0.00	18.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.40	0.00
23	11.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.00	34.15	15.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.38	0.25	0.00
25	0.00	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	46.64	0.00
26	0.00	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.76	0.00
27	7.38	0.00	0.00	0.00	6.13	0.00	0.00	0.00	0.00	28.12	0.00	31.88
28	0.00	15.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.64	59.24
29	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	11.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.96	4.85	0.00	0.00
31	6.75		0.00		0.00		0.00	0.00		42.03		31.63
RMAX	59.77	34.15	47.50	37.62	17.99	0.00	0.00	3.50	0.00	42.03	52.62	107.56

Lampiran Tabel 10 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2009

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	31.64	0.00	17.12	31.60	0.00	5.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	58.64	4.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	19.01	25.12	27.88	61.91	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	10.51	27.63	8.63	0.00	0.00	1.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75
5	17.37	6.63	39.50	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.13
6	8.25	0.00	77.75	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.25
7	9.75	0.00	10.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	17.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	75.25	51.75	0.00	0.00	2.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	15.76	23.12	6.13	0.00	13.98	19.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.37	9.37	2.11	0.00	20.61	6.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	16.85	0.00	52.75	0.00	19.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.88
13	17.38	0.00	0.00	1.24	24.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00	0.00	6.12
15	0.00	25.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.62
16	0.00	29.39	0.00	0.00	12.37	1.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.35
17	17.37	13.88	7.71	1.00	8.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	71.66
18	0.00	17.76	0.00	9.37	15.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	3.36	19.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	7.88	17.88	0.00	0.00	22.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.89
21	10.00	23.38	0.00	25.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	45.91
22	0.00	52.36	0.00	7.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.46	7.88
23	0.00	36.77	24.52	0.00	29.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.50
24	60.37	12.50	0.00	0.00	13.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.23
25	0.00	7.12	0.00	0.00	9.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.24	0.00
26	0.00	68.12	0.00	0.00	24.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.00
27	0.00	43.78	0.00	0.00	14.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.60	0.50
28	5.50	56.25	0.00	7.88	5.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.13	0.00
29	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.62	13.73
30	0.00		58.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	61.41		0.75		0.50		0.00	0.00		0.00		0.62
RMAX	75.25	68.12	77.75	61.91	29.49	19.11	0.00	3.50	0.00	0.00	15.13	71.66

Lampiran Tabel 11 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2010

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	19.12	0.00	36.01	43.87	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.14	10.00
2	25.38	5.00	46.63	8.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.88
3	0.00	46.12	31.52	23.12	14.63	0.00	15.25	0.00	0.00	0.00	0.75	124.76
4	0.00	42.23	14.11	0.00	28.63	8.75	6.13	6.13	0.00	0.00	5.25	2.49
5	31.24	15.25	19.25	0.00	3.50	7.87	0.00	0.00	0.00	0.00	12.76	15.76
6	0.62	40.21	37.27	37.51	0.00	0.00	0.00	0.00	12.75	0.00	31.38	67.76
7	24.12	16.87	9.36	4.38	0.00	19.73	0.00	0.00	6.37	17.51	41.49	0.00
8	0.00	5.00	0.75	0.25	6.13	9.13	0.00	0.00	6.50	0.00	22.77	0.00
9	0.00	0.00	1.49	37.52	4.25	16.12	0.00	0.00	0.00	21.11	0.00	3.88
10	9.87	3.23	40.24	0.00	14.46	0.00	7.87	0.00	0.00	0.00	8.75	53.52
11	12.75	0.00	0.00	10.00	1.74	1.74	0.00	0.00	1.88	0.00	1.62	0.00
12	9.88	0.00	0.50	33.87	6.50	0.00	4.25	0.00	9.62	0.00	0.00	5.88
13	22.00	13.00	0.00	1.87	10.99	1.00	0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00
14	13.13	1.12	0.00	2.86	14.63	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	3.23	1.00
15	0.00	8.62	0.00	24.87	20.12	0.00	0.00	0.00	0.00	85.77	0.00	19.76
16	0.00	0.00	0.00	44.72	12.50	1.37	0.00	0.00	0.00	0.87	7.88	4.12
17	0.00	1.62	0.75	4.88	10.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.74	17.50
18	0.00	9.25	1.12	9.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	6.13	0.00	0.00
19	0.00	18.62	22.48	0.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	41.88	49.99	0.00	8.50	1.12	0.00	0.00	0.00	17.89	0.00	5.25	5.24
21	37.74	37.25	6.13	14.01	6.12	0.00	0.00	0.00	0.12	5.87	7.00	0.00
22	28.75	0.00	8.76	8.88	12.63	0.00	0.00	0.00	23.39	0.00	13.50	0.00
23	6.59	21.87	0.50	5.75	10.99	0.00	0.00	0.00	15.88	0.00	0.00	1.74
24	61.50	4.38	43.37	19.62	38.00	0.00	0.00	16.75	4.62	0.00	7.00	0.00
25	32.64	7.88	84.24	16.50	6.86	0.00	0.00	0.00	7.62	0.00	20.12	0.00
26	11.00	42.87	35.02	2.11	0.00	0.00	26.13	0.00	0.00	0.00	0.00	38.39
27	7.12	18.13	19.89	38.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.48
28	1.99	31.52	70.05	37.50	0.00	0.00	18.75	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50
29	0.00		0.00	30.01	0.00	0.00	10.51	0.00	0.50	0.00	0.00	6.13
30	4.63		0.00	15.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.62	10.37
31	0.12		7.87		18.38		0.00	0.00		21.00		1.00
RMAX	61.50	49.99	84.24	44.72	38.00	19.73	26.13	16.75	23.39	85.77	41.49	124.76

Lampiran Tabel 12 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2011

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	19.12	51.86	17.12	18.63	22.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	7.12	31.25	19.38	43.49	14.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	13.24	19.63	9.25	5.87	40.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.37	52.86
4	5.12	18.87	3.50	8.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	7.88	0.00	0.00	23.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	33.87	36.13
6	1.12	0.00	6.37	10.62	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	5.25	0.00	22.37	13.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.75	19.88
8	4.12	7.00	14.88	14.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	5.25
9	7.88	18.25	0.00	10.12	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.24	0.00
10	16.62	19.50	0.00	12.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.37	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	29.37	6.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	4.75	36.63	42.97	16.00	29.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.50	21.25
13	7.88	38.64	41.99	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	26.61	32.86	11.38	7.88	2.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.37	0.00	7.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	14.62	7.00	0.00	11.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.88
17	0.62	0.00	1.24	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00	18.88	18.62
19	0.00	19.12	0.00	3.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.02
20	15.13	0.00	3.50	0.00	2.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	12.75	0.00	1.00	15.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.25
22	7.88	0.00	14.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.00	9.88	11.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.87	0.00
24	0.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.74
25	16.38	0.00	73.37	18.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.75
26	24.62	11.88	41.24	1.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.24
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.37
28	15.25	0.00	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.88	0.00
29	9.50		39.88	19.75	14.01	2.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	22.22		14.88	29.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.99	20.62	0.00
31	30.01		14.89		0.00		0.00	0.00		0.00		34.15
RMAX	30.01	51.86	73.37	43.49	40.74	2.49	0.25	0.00	0.00	1.99	81.24	52.86

Lampiran Tabel 13 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2012

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	28.57	11.75	0.87	3.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.60
2	0.75	25.50	7.88	17.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.48
3	0.00	21.63	3.50	5.25	9.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.23
4	0.00	14.01	0.00	13.13	12.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	26.27	0.00	0.00	34.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.33
6	21.01	11.13	11.87	0.00	0.00	10.51	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
7	7.88	22.06	21.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.13	0.00
8	1.37	22.77	7.88	29.74	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.51	0.00
9	1.49	0.50	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.25
10	10.51	8.88	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.00
11	6.13	5.97	8.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	24.62
12	3.50	18.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
13	14.01	35.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	24.52	0.00	8.37	0.00	26.63	0.00	0.00	0.00	0.00	5.25	0.00	7.00
15	43.12	33.14	10.51	12.87	18.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.99
16	57.37	21.49	7.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.25	0.00
17	0.00	15.76	15.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	7.12
18	9.25	10.76	23.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.89
19	20.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.00
20	46.25	16.13	20.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.36	11.63
21	5.25	0.00	0.00	2.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.87
22	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.63	31.26
23	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.01
24	6.88	0.00	4.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75
25	4.75	7.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	11.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.48
27	0.00	0.00	38.00	26.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	24.34
28	0.00	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.86
29	0.00	0.00	0.00	0.00	16.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.99
30	83.87		7.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.25
31	40.51		0.00		0.00		0.00	0.00		0.00		45.26
RMAX	83.87	35.02	38.00	34.13	26.63	10.51	0.00	0.00	0.00	5.25	10.51	45.26

Lampiran Tabel 14 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2013

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	47.00	14.99	8.76	4.85	1.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75
2	58.27	1.87	2.63	38.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.51
3	11.12	2.61	4.50	0.00	0.00	34.01	44.36	0.00	0.00	0.00	0.88	0.00
4	7.21	4.35	3.87	22.51	0.00	5.25	24.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	17.13	13.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.89
6	6.37	0.00	18.00	6.86	0.00	63.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.76
7	15.75	0.00	0.00	0.00	0.00	6.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.51
8	0.00	0.00	42.03	14.62	13.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.89
9	0.00	0.00	4.00	0.00	2.24	10.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	2.61	18.50	0.00	14.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00
11	3.50	7.88	10.36	0.00	6.13	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.38
12	3.50	0.00	4.35	0.00	2.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.76
13	0.00	0.00	7.74	1.62	21.01	3.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.89
14	0.00	3.11	9.11	21.76	4.85	41.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	56.92
15	70.77	5.49	34.25	5.11	0.00	1.87	7.88	0.00	0.00	0.00	34.15	35.90
16	7.88	54.13	13.36	14.74	0.00	33.27	0.00	0.00	0.00	0.00	7.88	17.51
17	3.50	13.12	49.90	0.00	22.77	13.75	0.00	0.00	0.00	0.00	10.51	28.90
18	6.24	2.63	32.13	0.00	42.91	3.36	0.00	0.00	0.00	0.00	11.38	4.38
19	19.11	0.00	0.00	1.24	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.64
20	14.89	0.00	0.00	0.75	11.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.51	21.89
21	19.87	0.00	0.00	1.37	1.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00
22	27.50	0.00	0.00	0.88	5.62	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	8.76	5.25
23	6.49	0.00	0.00	19.70	2.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.88	1.75
24	0.00	7.25	18.00	0.00	51.23	0.00	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	22.63	14.63	0.00	0.00	0.00	0.00	12.26	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50
26	19.26	12.25	5.25	0.00	0.00	11.75	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00
27	9.33	46.37	0.00	0.00	37.50	19.13	0.00	0.00	0.00	0.00	21.01	0.00
28	31.35	27.50	12.34	0.00	17.24	42.37	0.00	0.00	0.00	0.00	17.51	0.00
29	13.85		12.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.26	0.00
30	0.00		0.00	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.14
31	0.00		6.13		0.00		0.00	0.00		0.00		0.00
RMAX	70.77	54.13	49.90	38.53	51.23	63.53	44.36	0.00	0.00	0.00	34.15	56.92

Lampiran Tabel 15 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2014

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0.00	4.25	2.61	17.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	8.25	17.75	21.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.76
3	28.02	5.75	23.25	10.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	66.55	0.00	42.50	21.36	8.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.13
5	19.26	0.00	78.89	46.61	3.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.63	60.15
6	0.00	0.00	12.25	1.87	3.48	0.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	5.22
7	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.50
8	6.13	13.13	66.14	9.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	4.38	7.99	3.75	0.00	15.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.62
10	0.00	9.63	58.89	16.38	0.00	2.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	1.75	13.13	6.24	0.00	3.50	36.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.88
12	3.50	22.01	11.99	63.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	5.25	47.28	17.97	0.00	13.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	15.50	49.23	5.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	8.99	0.00	10.00	11.38	11.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	16.87	4.88	5.12	8.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.50	0.00
17	0.00	12.98	5.88	6.13	0.00	21.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.87
18	0.00	13.50	7.00	0.00	6.13	34.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.61
19	12.26	4.37	9.37	12.12	0.00	23.57	0.00	0.00	0.00	0.00	20.14	39.97
20	0.00	12.50	39.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.75
21	0.00	29.24	7.50	6.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.63	14.11
22	0.00	4.38	0.00	17.01	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	17.51
23	2.63	6.11	0.00	0.44	0.00	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	2.63	1.12
24	5.25	7.00	0.00	11.31	16.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.38	1.74
25	0.00	7.88	0.00	0.00	30.65	0.00	8.76	0.00	0.00	0.00	0.50	26.12
26	22.77	4.50	0.00	37.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.24
27	0.00	11.38	0.00	10.76	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.00	3.23
28	0.00	21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.13
29	8.76		28.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.62	1.99
30	1.75		10.87	14.01	0.00	6.13	0.00	0.00	0.00	0.00	14.89	13.62
31	0.00		3.88		0.00		0.00	0.00		0.00		0.00
RMAX	66.55	47.28	78.89	63.54	30.65	36.78	8.76	0.00	0.00	0.00	20.14	60.15

Lampiran Tabel 16 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2015

TGL	BULAN (MM)											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	29.51	2.63	13.61	0.00	11.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	16.64	8.50	4.80	9.12	9.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.24	19.76	18.13	14.75	41.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.75	11.36	13.50	0.56	11.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.38	20.13
5	4.38	27.61	10.21	1.18	3.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.12
6	7.00	12.62	36.26	1.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.24
7	0.00	16.00	23.64	0.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.75
8	0.00	0.00	0.00	28.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	13.16	12.26	0.00	0.00	11.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	4.38	6.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.62	0.00
11	0.00	7.88	3.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	2.63	9.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	2.62	6.25	0.00	14.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	3.11	11.62	2.36	8.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	57.27	0.62	5.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.25
16	5.62	4.24	40.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	14.24	37.08	51.03	42.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	4.11	10.00	0.75	59.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	34.13	10.37	14.88	44.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.00
20	55.14	21.10	19.62	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.99	0.00
21	0.00	5.74	7.99	6.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.24
22	0.12	32.12	13.49	1.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.63
23	0.00	0.00	2.36	2.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
24	12.76	0.00	0.00	4.62	24.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	17.25	0.00	0.00	0.00	18.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	21.11	12.12	4.25	8.76	22.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.51	17.76
27	0.00	19.61	0.00	14.63	16.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.62
28	5.11	7.00	0.00	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.89
29	39.64		0.00	11.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	62.75
30	46.53		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.24
31	7.36		1.99		0.00		0.00	0.00		0.00		23.00
RMAX	55.14	57.27	51.03	59.52	41.12	11.75	0.00	0.00	0.00	0.00	17.51	62.75

Lampiran Tabel 17 Tabel Probabilitas Kumulatif F(z) Distribusi Normal

Z	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.0	0.0014	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0608	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2388	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2482	0.2451

Z	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
-0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5790	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8870	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2	0.9773	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916

Z	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Lampiran Gambar Hasil Survey Lokasi Studi



Lampiran Gambar 1 Foto Penampang Saluran Citraland



Lampiran Gambar 2 Foto Penampang Saluran Pembuang Kolam
Tampung Pakuwon



Lampiran Gambar 3 Foto Penampang Saluran Sekunder UNESA (bag. Hulu)



Lampiran Gambar 4 Foto Penampang Saluran Sekunder UNESA (bag. Hulu-Tengah)



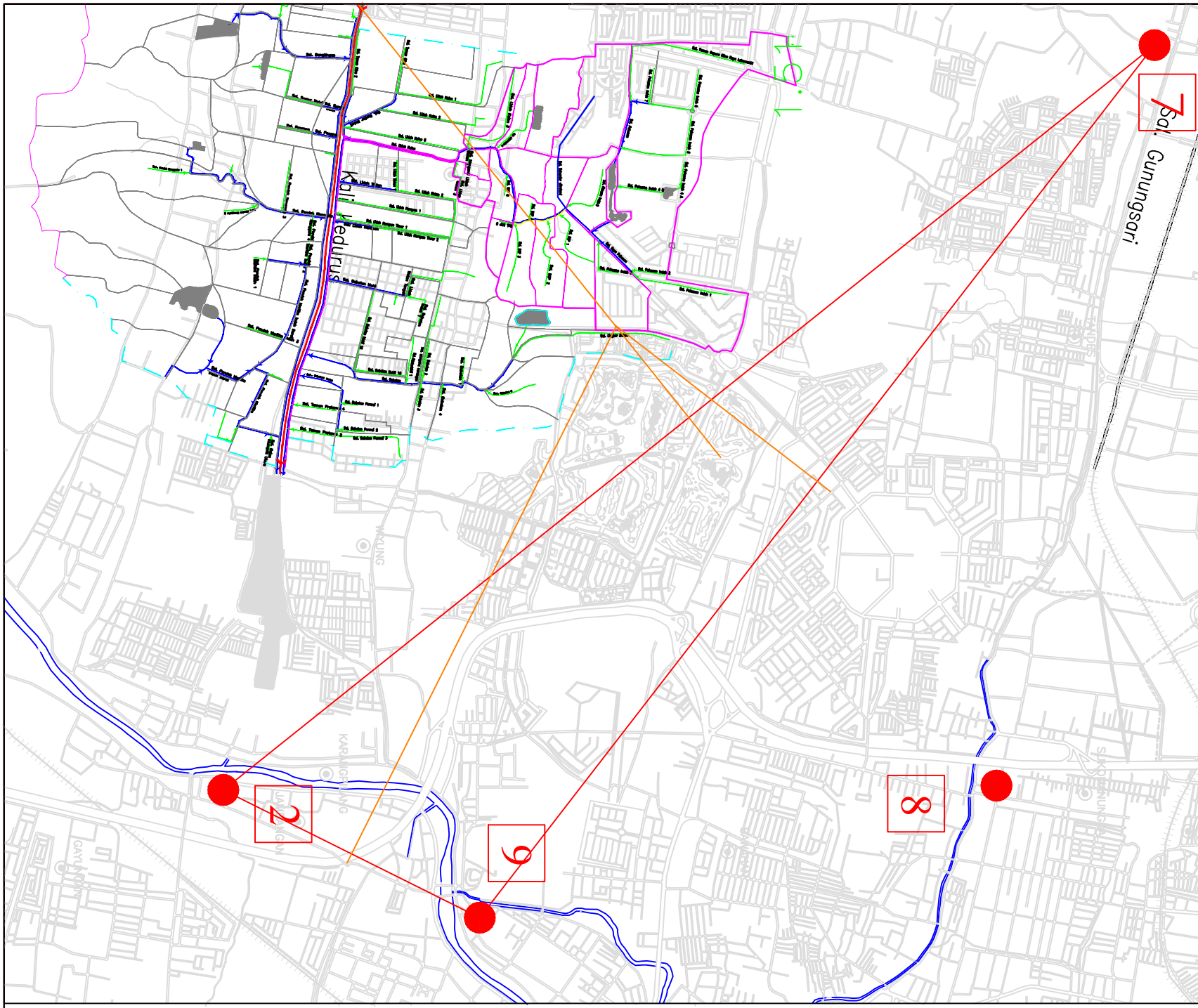
Lampiran Gambar 5 Foto Penampang Saluran Sekunder UNESA (bag. Tengah-Hilir)



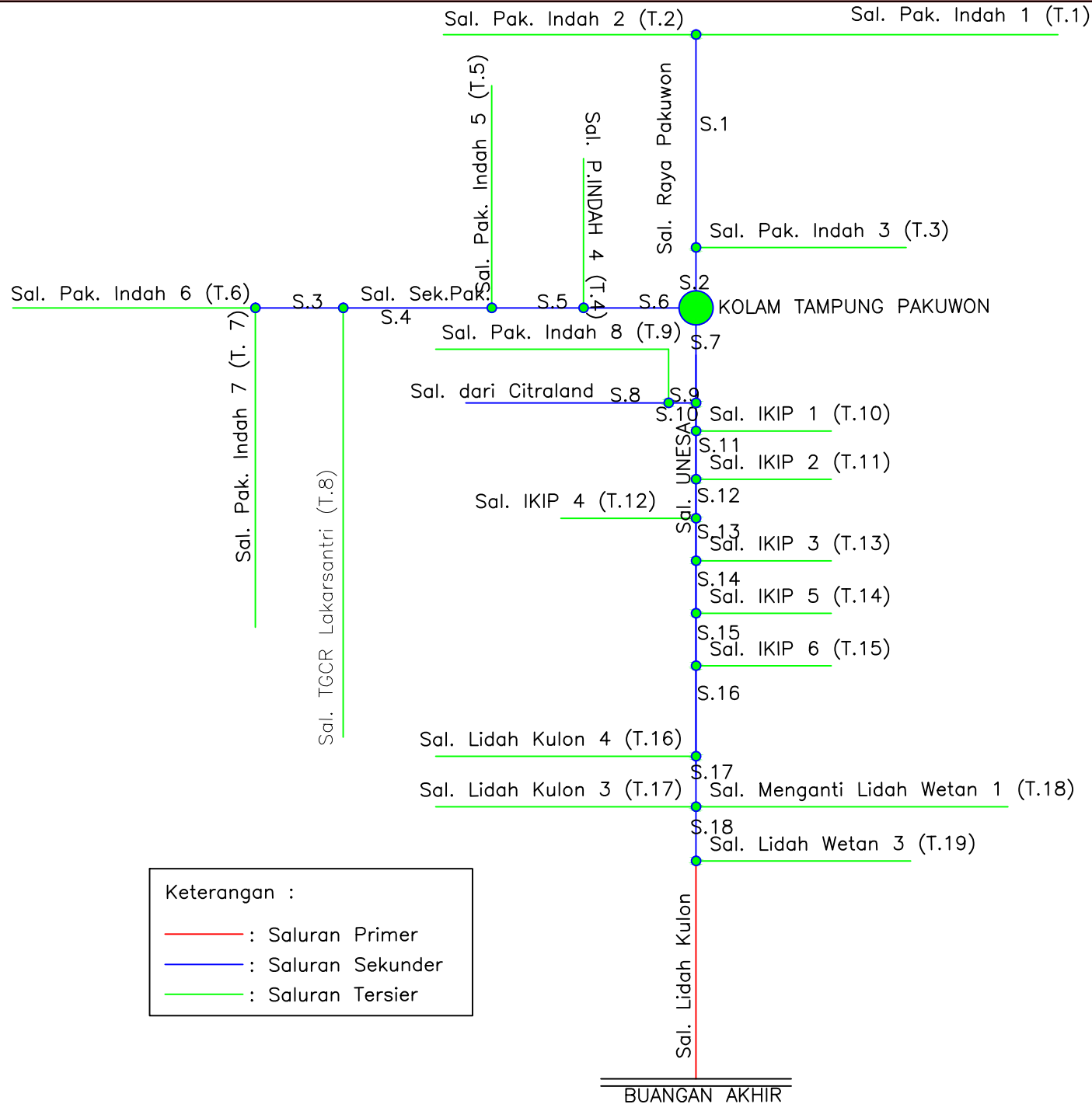
Lampiran Gambar 6 Foto Penampang Saluran Lidah Kulon (bag. Hulu)



Lampiran Gambar 7 Foto Pengukuran Penampang Saluran Lidah Kulon
(Sumber: Dokumen Pribadi)



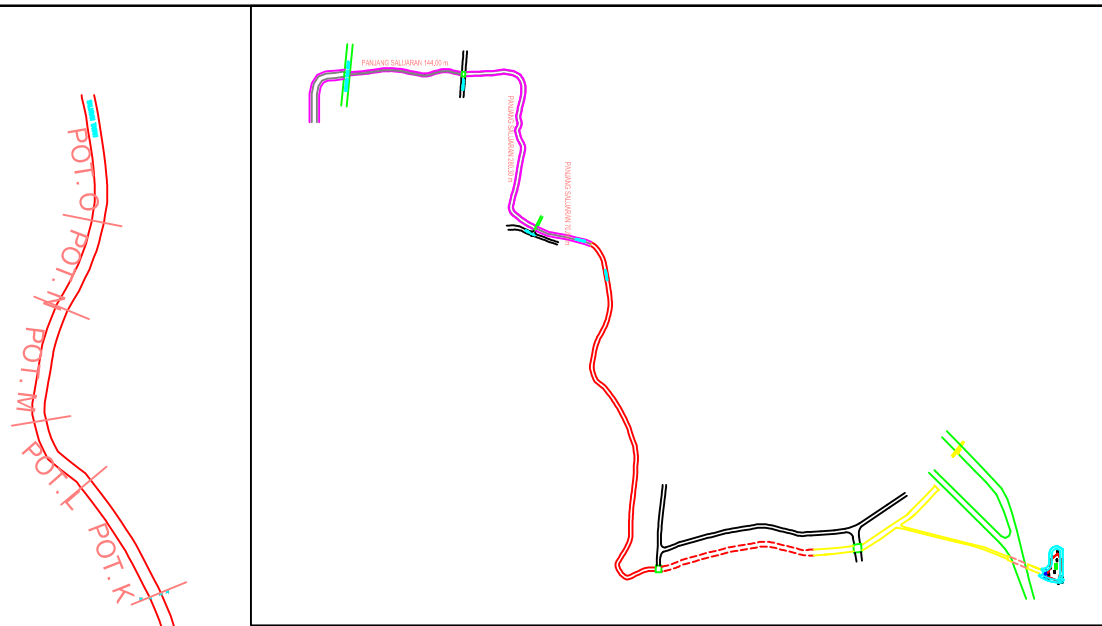
JURUSAN TEKNIK SIPIL PROGRAM STUDI S1 REGULER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	
JUDUL TUGAS AKHIR EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE UNESA DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN KAWASAN SURABAYA BARAT	
NAMA GAMBAR	
METODE POLIGON THIESSSEN	
NAMA MAHASISWA / NRP PANGLIMA RAIZAL M N / 3113100085	
DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. Edijatno	
NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
2	12
SKALA GAMBAR 1:50.000	
HALAMAN 136	



Keterangan :

- : Saluran Primer
- : Saluran Sekunder
- : Saluran Tersier

JURUSAN TEKNIK SIPIL PROGRAM STUDI S1 REGULER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	
JUDUL TUGAS AKHIR	
EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE UNESA DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN KAWASAN SURABAYA BARAT	
NAMA GAMBAR	
SKEMA EKSISTING DRAINASE UNESA	
NAMA MAHASISWA / NRP	
PANGLIMA RAIZAL M N/ 3113100085	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. Edijatno	
NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
3	12
SKALA GAMBAR	
<div style="background-color: black; width: 50px; height: 20px; margin: 0 auto;"></div>	
HALAMAN	
137	



KETERANGAN PANJANG SALURAN

SALURAN POT B	=	23.3 M
SALURAN POT C	=	98.7 M
SALURAN POT D	=	168.9 M
SALURAN POT E	=	38.6 M
SALURAN POT F	=	46.2 M
SALURAN POT G	=	46.1 M
SALURAN POT I	=	56.1 M
SALURAN POT H	=	40.1 M
SALURAN POT J	=	45.6 M
SALURAN POT K	=	47.4 M
SALURAN POT L	=	30.7 M
SALURAN POT M	=	43.8 M
SALURAN POT N	=	34.2 M
SALURAN POT O	=	67.7 M

JURUSAN TEKNIK SIPIL
 PROGRAM STUDI S1 REGULER
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS SALURAN
 DRAINASE UNESA DENGAN
 ADANYA PENGEMBANGAN
 KAWASAN SURABAYA BARAT

NAMA GAMBAR

DENAH EKSTING SALURAN
 SEKUNDER UNESA POTONGAN 1

NAMA MAHASISWA / NRP

PANGLIMA RAIZAL M N/
 3113100085

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno

NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------	---------------

4

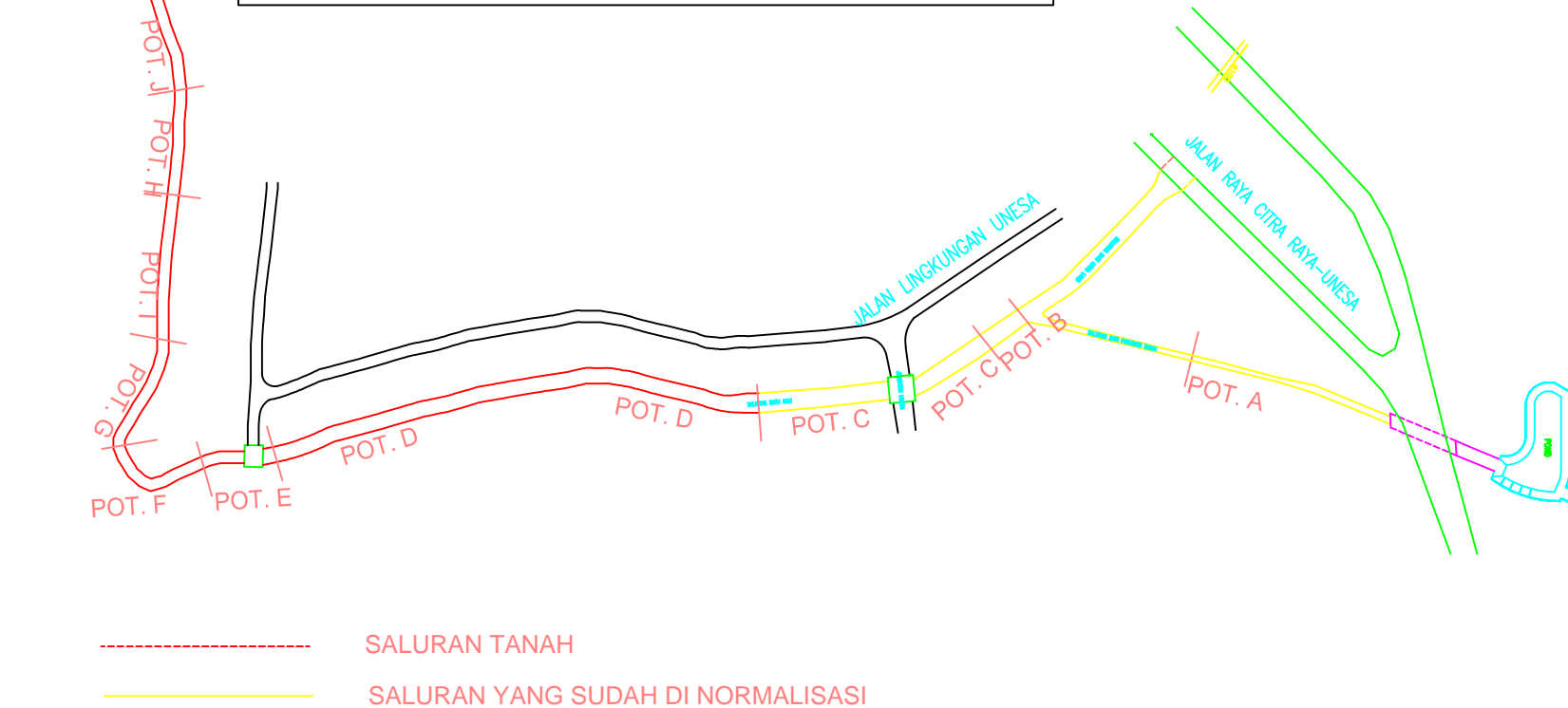
12

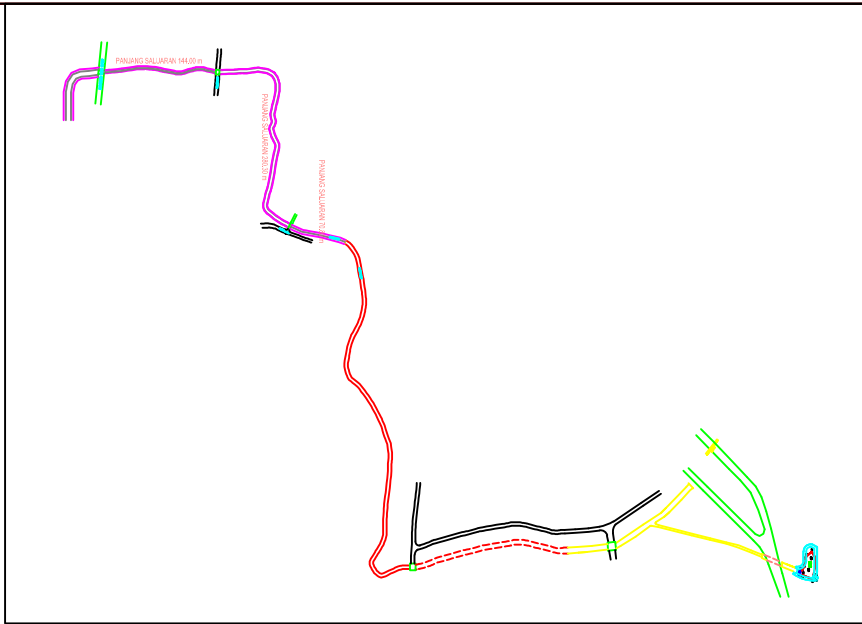
SKALA GAMBAR



HALAMAN

138





KETERANGAN PANJANG SALURAN

SALURAN POT P	=	22.2	M
SALURAN POT Q	=	55.1	M
SALURAN POT R	=	15.9	M
SALURAN POT S	=	77.9	M
SALURAN POT T	=	77.4	M
SALURAN POT U	=	64.7	M
SALURAN POT V	=	52.3	M
SALURAN POT X	=	8.61	M
SALURAN POT Y	=	143	M

JURUSAN TEKNIK SIPIL
 PROGRAM STUDI S1 REGULER
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS SALURAN
 DRAINASE UNESA DENGAN
 ADANYA PENGEMBANGAN
 KAWASAN SURABAYA BARAT

NAMA GAMBAR

DENAH EKSTING SALURAN
 SEKUNDER UNESA POTONGAN 2

NAMA MAHASISWA / NRP

PANGLIMA RAIZAL M N/
 3113100085

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno

NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------	---------------

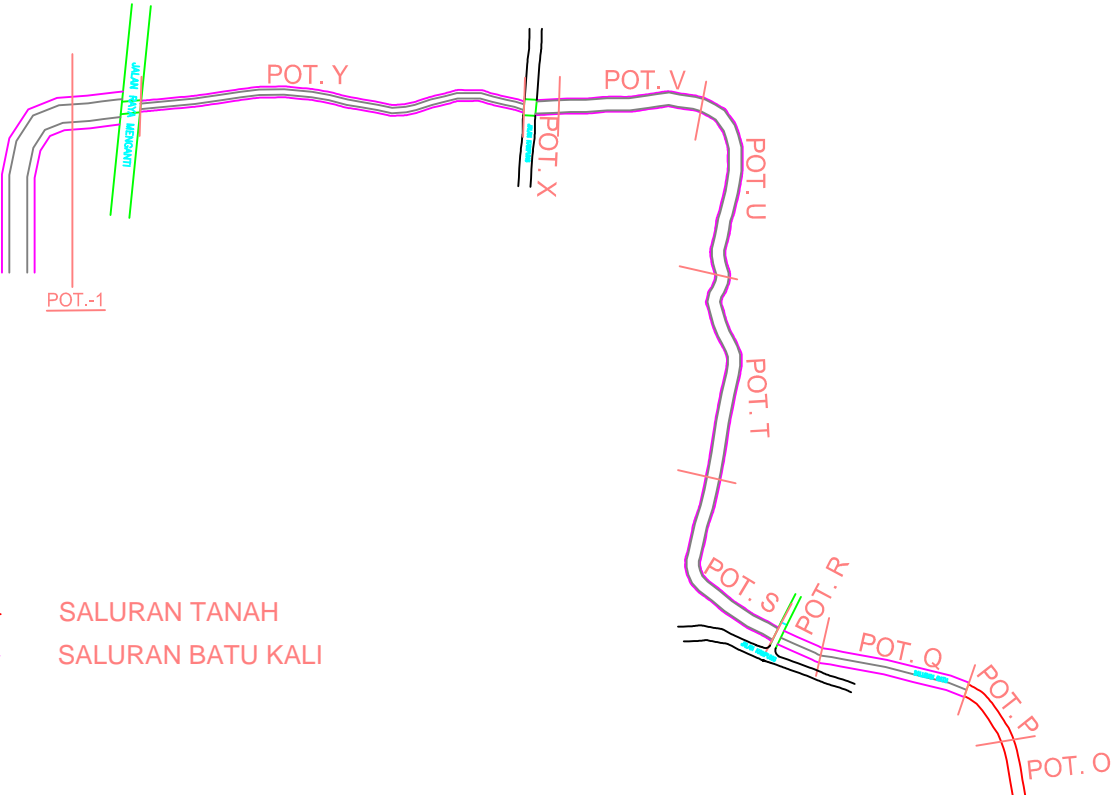
5	12
---	----

SKALA GAMBAR



HALAMAN

139



----- SALURAN TANAH
 _____ SALURAN BATU KALI

JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS SALURAN
 DRAINASE UNESA DENGAN
 ADANYA PENGEMBANGAN
 KAWASAN SURABAYA BARAT

NAMA GAMBAR

DATA PENGUKURAN PENAMPANG
 EKSTING SALURAN SEKUNDER
 UNESA-1

NAMA MAHASISWA / NRP

PANGLIMA RAIZAL M N/
 3113100085

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno

NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------	---------------

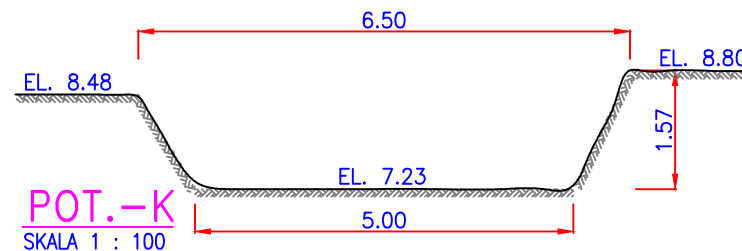
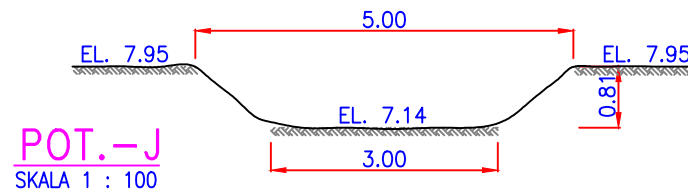
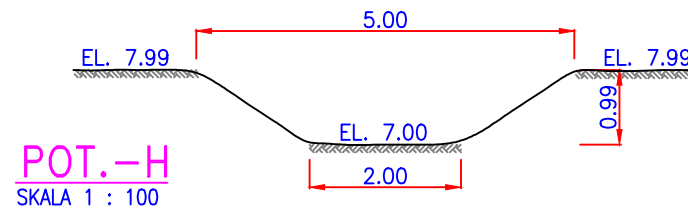
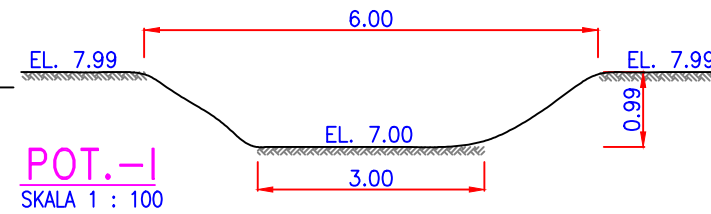
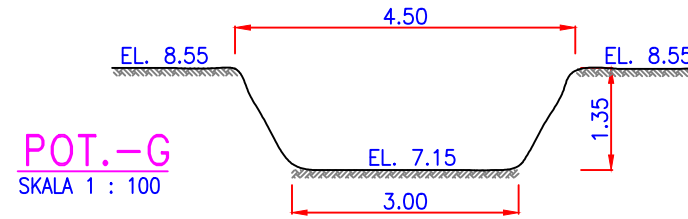
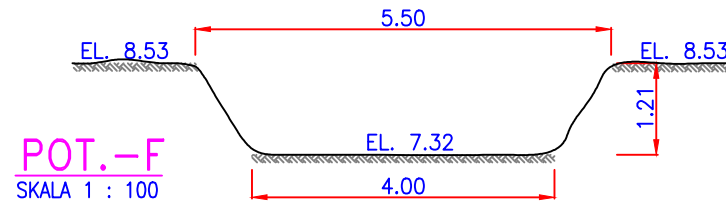
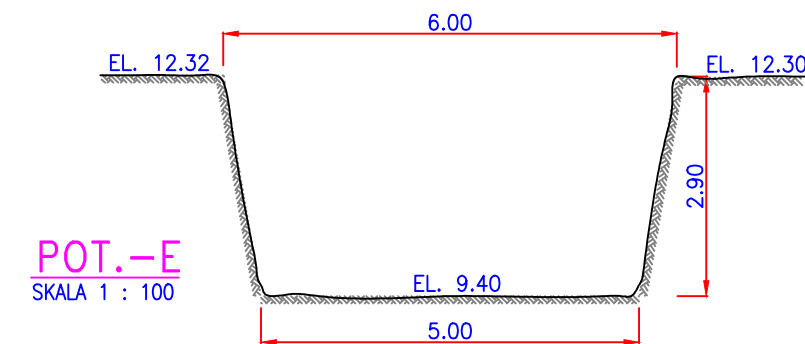
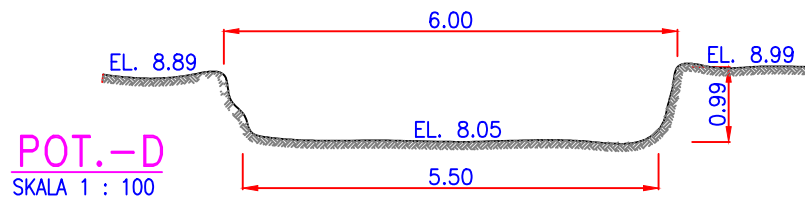
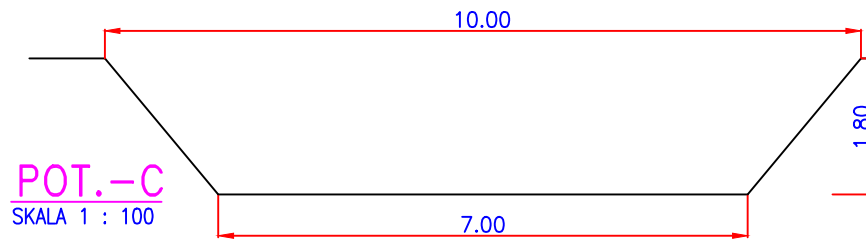
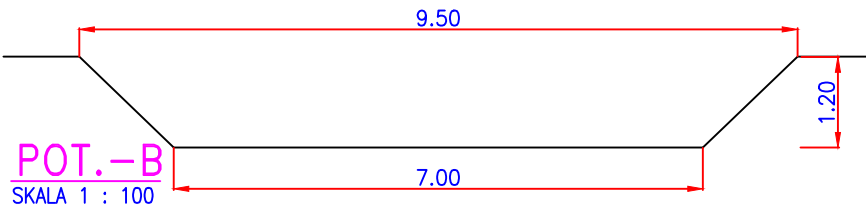
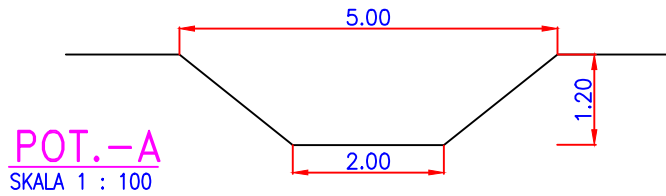
6	12
---	----

SKALA GAMBAR

1:100

HALAMAN

140



JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE UNESA DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN KAWASAN SURABAYA BARAT

NAMA GAMBAR

DATA PENGUKURAN PENAMPANG EKSTING SALURAN SEKUNDER UNESA-2

NAMA MAHASISWA / NRP

PANGLIMA RAIZAL M N/
 3113100085

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno

NO GAMBAR JUMLAH GAMBAR

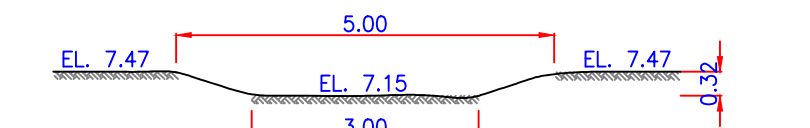
7 12

SKALA GAMBAR

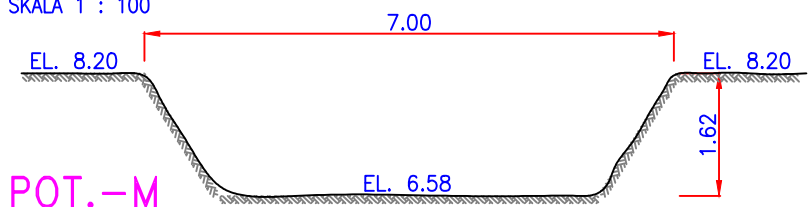
1:100

HALAMAN

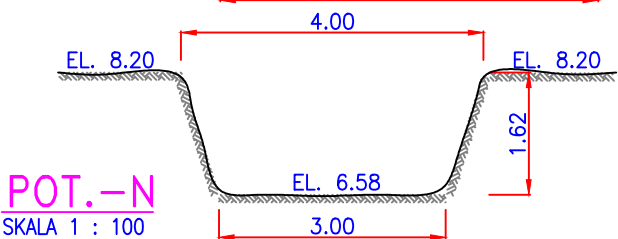
141



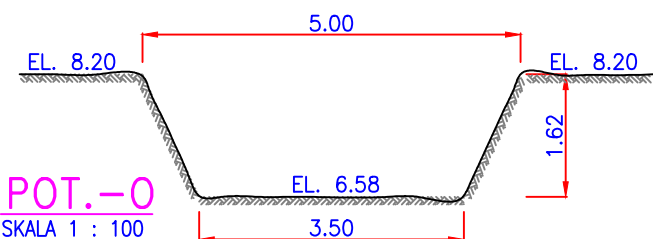
POT.-L
 SKALA 1 : 100



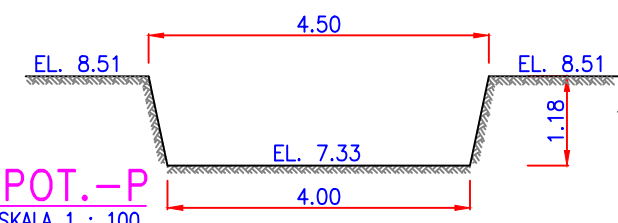
POT.-M
 SKALA 1 : 100



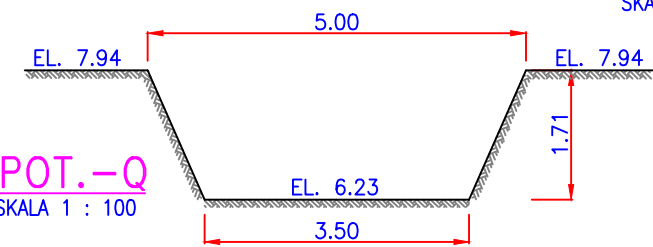
POT.-N
 SKALA 1 : 100



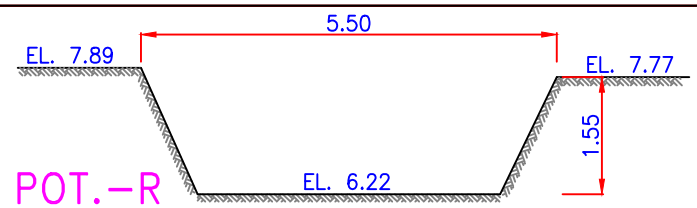
POT.-O
 SKALA 1 : 100



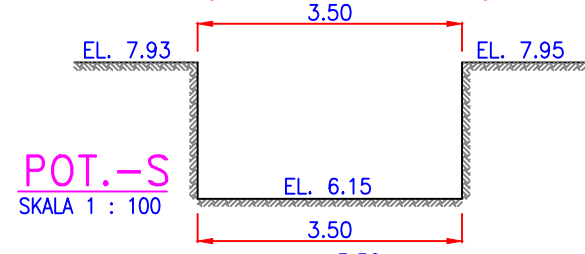
POT.-P
 SKALA 1 : 100



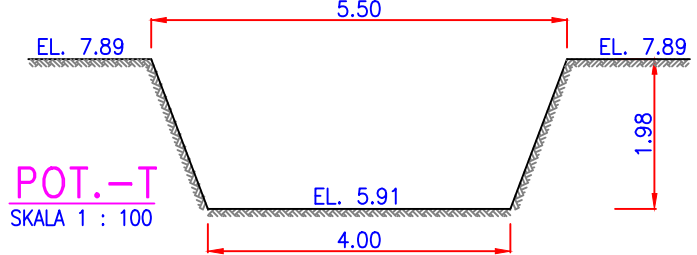
POT.-Q
 SKALA 1 : 100



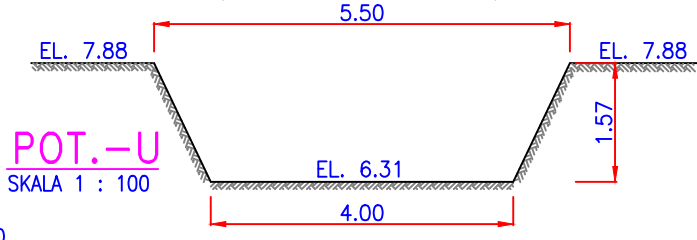
POT.-R
 SKALA 1 : 100



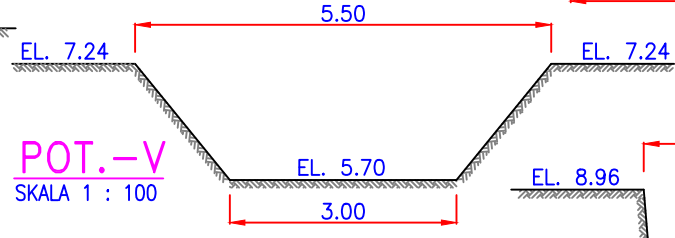
POT.-S
 SKALA 1 : 100



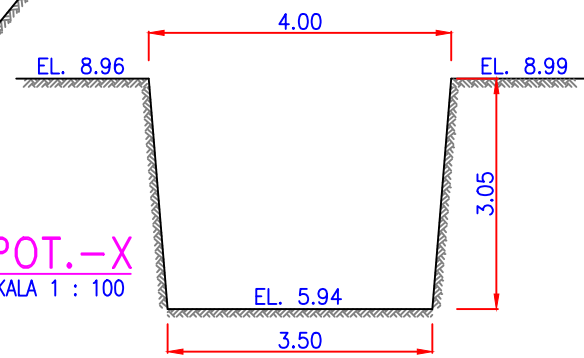
POT.-T
 SKALA 1 : 100



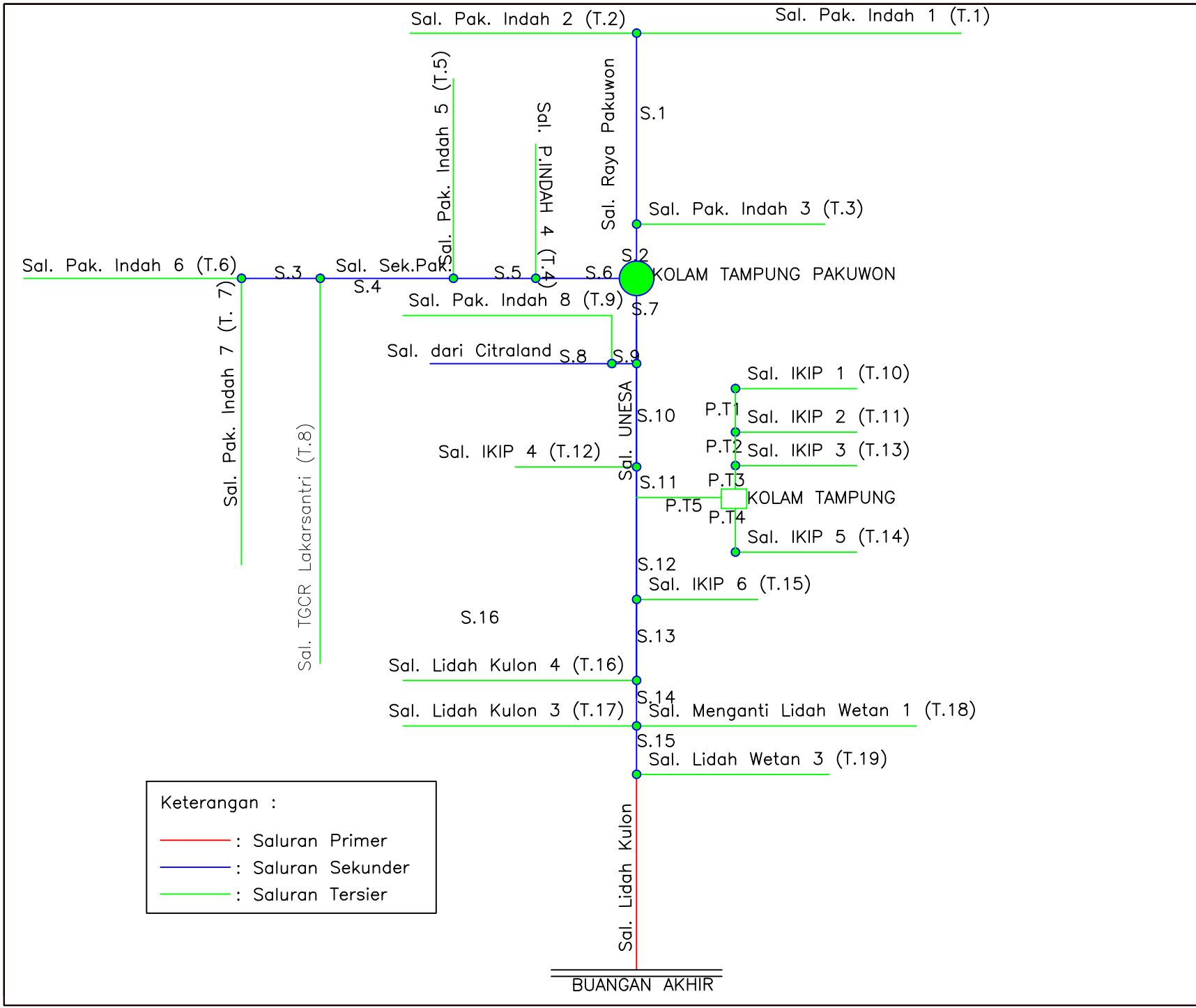
POT.-U
 SKALA 1 : 100



POT.-V
 SKALA 1 : 100



POT.-X
 SKALA 1 : 100



Keterangan :

- : Saluran Primer
- : Saluran Sekunder
- : Saluran Tersier



JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS SALURAN
DRAINASE UNESA DENGAN
ADANYA PENGEMBANGAN
KAWASAN SURABAYA BARAT

NAMA GAMBAR

PETA PERENCANAAN SALURAN
SEKUNDER UNESA DAN KOLAM
TAMPUNG

NAMA MAHASISWA / NRP

PANGLIMA RAIZAL M N/
3113100085

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno

NO GAMBAR

9

JUMLAH GAMBAR

12

SKALA GAMBAR

HALAMAN

143



JUDUL TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS SALURAN
 DRAINASE UNESA DENGAN
 ADANYA PENGEMBANGAN
 KAWASAN SURABAYA BARAT

NAMA GAMBAR

PENAMPANG CROSS SECTION
 SALURAN PERENCANAAN TERSIER

NAMA MAHASISWA / NRP

PANGLIMA RAIZAL M N/
 3113100085

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Edijatno

NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-----------	---------------

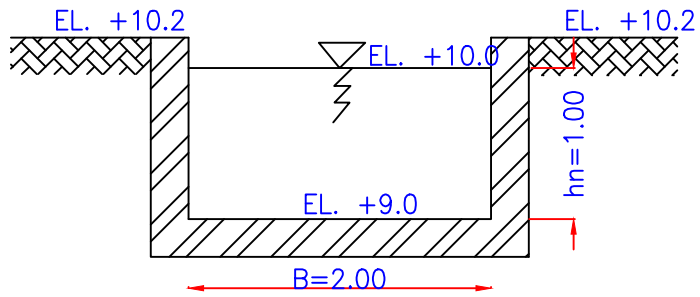
10	12
----	----

SKALA GAMBAR

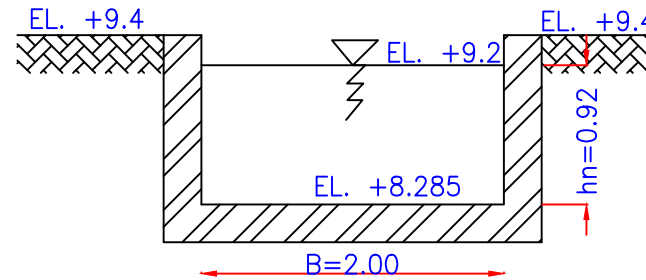
1:50

HALAMAN

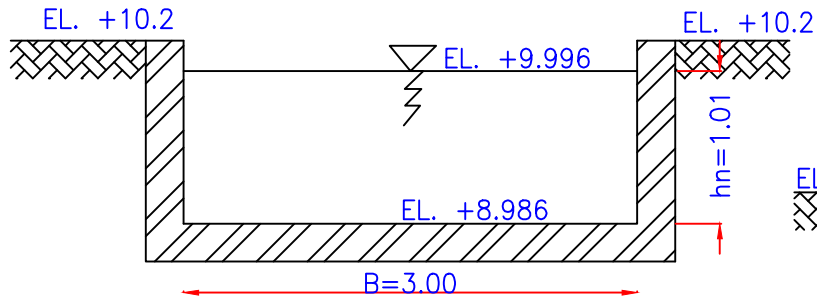
144



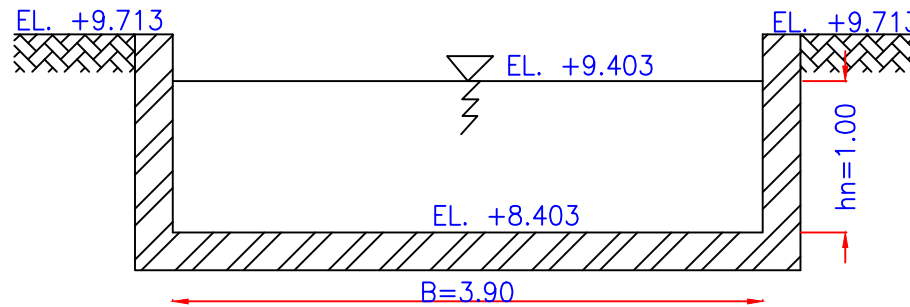
SALURAN PT.1
 SKALA 1 : 50



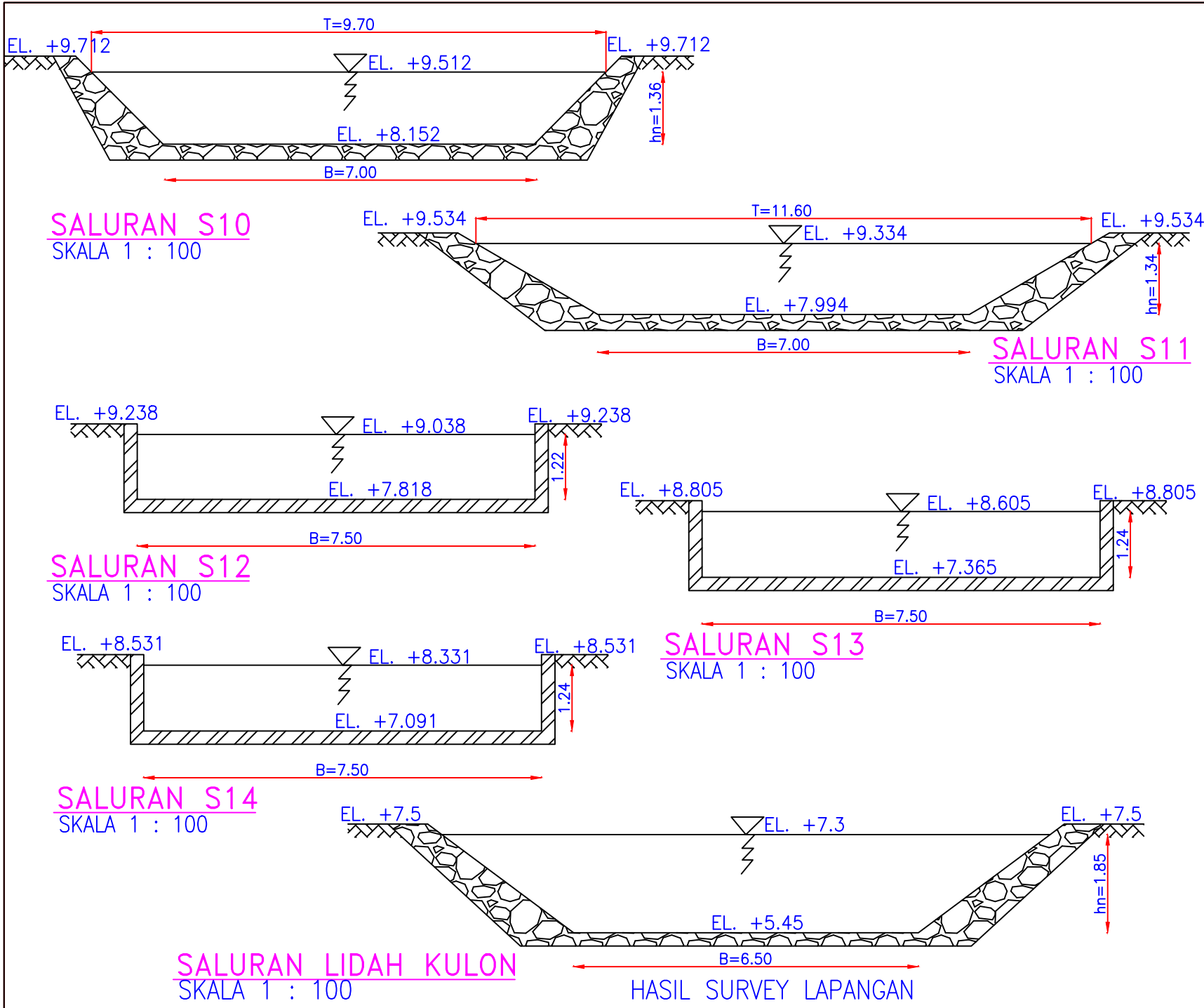
SALURAN PEMBUANG DARI KOLAM TAMPUNG
 SKALA 1 : 50



SALURAN PT.2
 SKALA 1 : 50

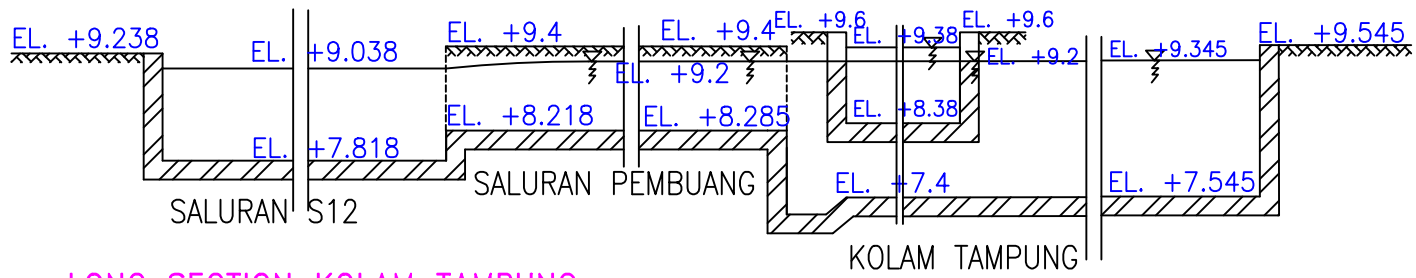


SALURAN PT.3
 SKALA 1 : 50

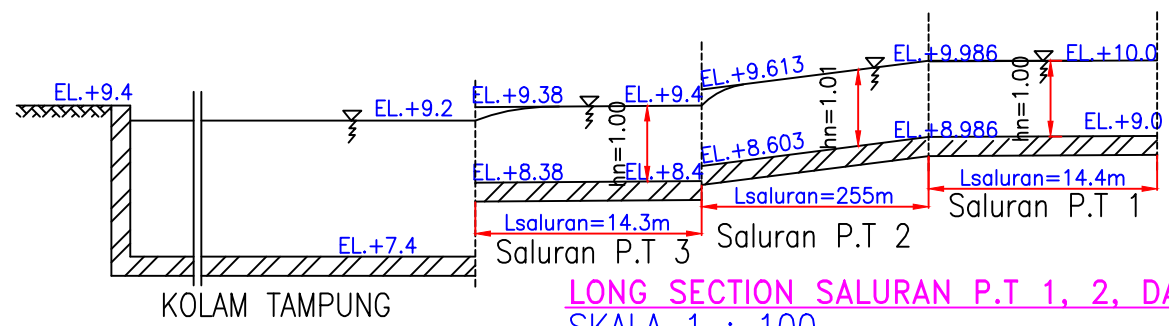


HASIL SURVEY LAPANGAN

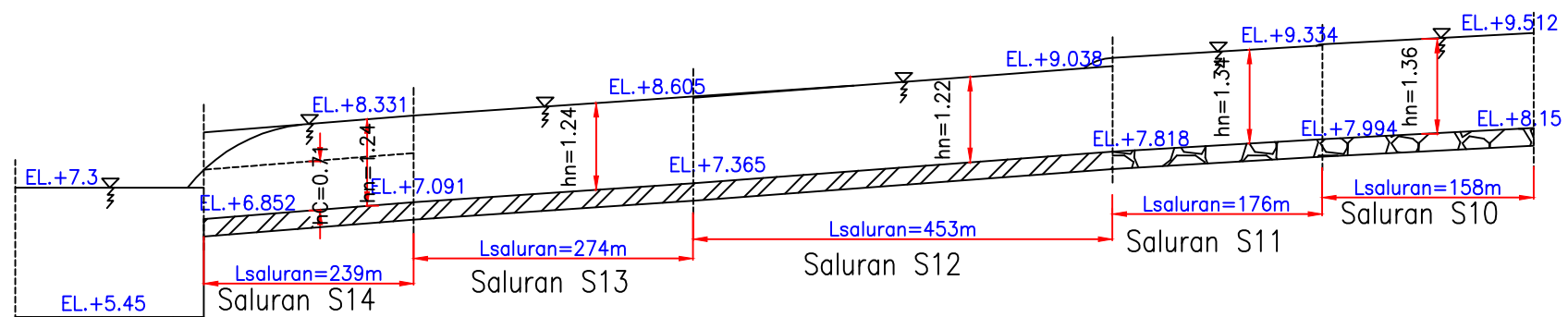
JURUSAN TEKNIK SIPIL PROGRAM STUDI S1 REGULER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	
JUDUL TUGAS AKHIR	
EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE UNESA DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN KAWASAN SURABAYA BARAT	
NAMA GAMBAR	
PENAMPANG CROSS SECTION SALURAN SEKUNDER UNESA	
NAMA MAHASISWA / NRP	
PANGLIMA RAIZAL M N/ 3113100085	
DOSEN PEMBIMBING	
Dr. Ir. Edijatno	
NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
11	12
SKALA GAMBAR	
1:100	
HALAMAN	
145	



LONG SECTION KOLAM TAMPUNG
SKALA 1 : 100



LONG SECTION SALURAN P.T 1, 2, DAN 3
SKALA 1 : 100



LONG SECTION SALURAN SEKUNDER UNESA DAN LIDAH KULON
SKALA 1 : 100

JURUSAN TEKNIK SIPIL PROGRAM STUDI S1 REGULER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	
JUDUL TUGAS AKHIR EVALUASI KAPASITAS SALURAN DRAINASE UNESA DENGAN ADANYA PENGEMBANGAN KAWASAN SURABAYA BARAT	
NAMA GAMBAR PENAMPANG LONG SECTION PERENCANAAN SALURAN UNESA	
NAMA MAHASISWA / NRP PANGLIMA RAIZAL M N/ 3113100085	
DOSEN PEMBIMBING Dr. Ir. Edijatno	
NO GAMBAR 12	JUMLAH GAMBAR 12
SKALA GAMBAR 1:100	
HALAMAN 146	

BIODATA PENULIS



Panglima Raizal Mahendra Norman. Penulis dilahirkan di Surabaya, 9 Oktober 1995, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Dwi Matra (Surabaya), SD Muhammadiyah 4 Pucang (Surabaya), SMP Alhikmah (Surabaya), SMAN 15 (Surabaya). Setelah lulus dari SMAN 15 Surabaya pada tahun 2013, Penulis diterima di Jurusan S1 Teknik Sipil FTSP – Institut Teknologi Sepuluh Nopember melalui jalur Tulis

SBMPTN dengan NRP 3113100085. Di Jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi Hidroteknik. Penulis selama masa kuliah aktif dalam kegiatan sosial sebagai Komite Seminar Internasional ICCER 2016 dan Komite Seminar Nasional SEMNAS 2016. Selain itu penulis juga aktif dalam kegiatan tutorial akademik mahasiswa dan asisten dosen serta grader pada beberapa mata kuliah. Penulis berharap Tugas Akhir ini mampu menyelesaikan masalah Drainase kota Surabaya, khususnya kawasan UNESA dan bermanfaat bagi para pembaca. Apabila pembaca ingin berdiskusi dengan penulis, dapat melalui email: panglimaibnunorman@gmail.com