



TUGAS AKHIR - RC14-1510

**PERENCANAAN FASILITAS DRAINASE  
UNIVERSITAS CIPUTRA KOTA SURABAYA  
JAWA TIMUR**

PUSPITA DEWI ANGGRAINI  
NRP. 3112 100 004

Dosen Pembimbing I  
Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.

Dosen Pembimbing II  
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016



FINAL PROJECT - RC14-1510

## **DRAINAGE FASILITIES DESIGN OF CIPUTRA UNIVERSITY SURABAYA EAST JAVA**

PUSPITA DEWI ANGGRAINI  
NRP. 3112 100 004

Supervisor I  
Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.

Supervisor II  
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016

**PERENCANAAN FASILITAS DRAINASE  
UNIVERSITAS CIPUTRA KOTA SURABAYA PROPINSI  
JAWA TIMUR**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Program Studi S-1 Reguler Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**PUSPITA DEWI ANGGRAINI**

Nrp. 3112100004

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Dr.techn Umboro L., S.T., MT
2. Yang Ratri Savitri., S.T., MT



# PERENCANAAN FASILITAS DRAINASE UNIVERSITAS CIPUTRA KOTA SURABAYA PROPINSI JAWA TIMUR

**Nama Mahasiswa** : Puspita Dewi Anggraini  
**NRP** : 3112100004  
**Jurusan** : Teknik Sipil, FTSP, ITS  
**Dosen Pembimbing** :  
**Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST, MS.c**  
**Yang Ratri Savitri, ST, MT**

## Abstrak

*Universitas Ciputra (UC) saat ini sedang melakukan pembangunan penambahan fasilitas baru yaitu pengembangan tahap 4 berupa gedung dengan jumlah lantai 23 setinggi 101 meter. Hal ini tidak hanya mengubah tata guna lahan di wilayah UC namun juga merubah sistem drainase yang mengalirkan limpasan air hujan menuju ke saluran outlet. Dengan perkiraan banyaknya limpasan air hujan yang dibuang ke outlet akan berpotensi banjir di kawasan UC. Untuk itu dibutuhkan kolam tampung untuk menampung limpasan air hujan sementara agar tidak membebani kapasitas saluran drainase luar kawasan UC. Selain merencanakan kolam tampung, diperlukan fasilitas drainase lainnya seperti pintu air dan pompa yang digunakan untuk mengontrol berapa debit limpasan yang dibuang ke saluran outlet serta mengalirkan limpasan jika tidak mampu mengalir secara gravitasi.*

*Dalam tugas akhir ini dilakukan perencanaan drainase pada catchment area pengembangan tahap 4 yang kemudian diteruskan dengan mengevaluasi saluran eksisting UC untuk mengetahui apakah saluran eksisting mampu menampung limpasan debit dari pembangunan tahap 4. Kemudian dari hasil evaluasi saluran eksisting menghasikan debit yang akan masuk ke kolam tampung. Selain itu untuk mengetahui apakah saluran luar kawasan mampu menampung debit tambahan dari kolam tampung*

*Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan debit banjir rencana dengan penambahan pengembangan tahap 4 adalah 0,176 m<sup>3</sup>/s. Kolam tampung yang direncanakan berdiamensi 15m x 10m x 2,5m dengan tinggi jagaan 0,3m hanya mampu menampung volume maksimal 330m<sup>3</sup>, sedangkan volume limpasan yang harus ditampung mencapai 614 m<sup>3</sup>. Dengan menggunakan debit rasional didapat debit maksimal sebesar 0,66 m<sup>3</sup>/s. Fasilitas drainase yang disediakan adalah pintu air dengan lebar pintu 0,2m dengan tinggi bukaan pintu 0,28 meter, sehingga direncanakan tinggi pintu 0,3meter dengan debit luaran rencana 0,1 m<sup>3</sup>/s. Elevasi pintu +22.70. Terdapat 3 saluran outlet yang menuju ke saluran luar kawasan. Debit yang terjadi tidak mampu ditampung oleh saluran yang hanya berdiameter 0,6m, sehingga direncanakan dimensi baru yaitu 2x2 meter.*

***Kata kunci : UC, kolam tampung, fasilitas drainase***

## **DRAINAGE FASILITIES DESIGN OF CIPUTRA UNIVERCITY SURABAYA EAST JAVA**

**Student Name** : Puspita Dewi Anggraini  
**NRP** : 3112100004  
**Department** : Teknik Sipil, FTSP, ITS  
**Supervisor** : 1. Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST, MS.c  
2. Yang Ratri Savitri, ST, MT

### **Abstract**

*University of Ciputra (UC) is currently undertaking the construction of new facility namely the 4<sup>th</sup> stage development in the form of building with a total of 23 floors and 101 meters high. It is not just a change of land use in the area of UC but also alter the drainage system that drains rainwater runoff towards the outlet channel. With an estimated huge amount of rainwater runoff discharged into the outlet, the UC area will be potentially flooding. Based on that condition, it is required to build a temporary pond to accommodate the water runoff so that it is not overload the capacity of the drainage channel outside the region UC. In addition to planning a temporary pond, the necessary drainage facilities such as floodgates and pumps used to control how the runoff discharged into the outlet channel and to drain the runoff if it is not able to flow by gravity.*

*This final project is planning the drainage system in the area of the 4<sup>th</sup> stage development which is then continued by evaluate the existing channel of UC to determine whether the existing channel is able to accommodate the runoff discharge from the 4<sup>th</sup> stage development building. Then the evaluation of the existing channel will generate the amount of discharge that going into the pond. In addition to knowing whether the channel outside the area is able to accommodate the additional discharge from the pond.*

*Based on the calculation, the result of the flood discharge with the addition of the 4<sup>th</sup> stage development is 0.176 m<sup>3</sup> / s. The*

*planned size of the pond is 15 m x 10 m x 2,5 m with 0.3 m surveillance can only accommodate a maximum volume of 330 m<sup>3</sup>, while the volume of runoff that must be accommodated is up to 614 m<sup>3</sup>. By using rational discharge then obtained maximum discharge of 0.66 m<sup>3</sup> / s. Drainage facilities provided are the floodgates with a width of 0.2 m with 0.28 meters high doors opening, so the door planned to be 0,3 m height with discharge 0.1 m<sup>3</sup> / s. The door elevation is on +22.70. There are 3 channels leading to the outside of the UC region. The actual discharge was not able to be accommodated by the channel which is only 0,6 m in diameter, so that it is necessary to plan new dimension is 2 x 2 meters.*

***Keywords : UC, pond, drainage facilities***

## DAFTAR ISI

<b>ABSTRAK .....</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>V</b>
<b>KATA PENGANTAR.....</b>	<b>VII</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>IX</b>
<b>DAFTAR TABEL.....</b>	<b>XIII</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>XVII</b>
<b>DAFTAR GRAFIK .....</b>	<b>XIX</b>
<b>BAB 1 PENDAHULUAN.....</b>	<b>1</b>
1.1 LATAR BELAKANG .....	1
1.2 RUMUSAN MASALAH.....	3
1.3 BATASAN MASALAH.....	3
1.4 TUJUAN MASALAH .....	3
1.5 MANFAAT PENULISAN .....	4
<b>BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA .....</b>	<b>5</b>
2.1 ANALISA HIDROLOGI.....	5
2.1.1 Analisa Curah Hujan Rata – Rata .....	5
2.1.1.1 Metode Arithmatic Mean .....	5
2.1.2 Uji Distribusi Data Hujan .....	5
2.1.3 Analisa Frekuensi dan Probabilitas .....	8
2.1.3.1 Metode Distribusi Normal.....	8
2.1.3.2 Metode Distribusi Log Normal .....	9
2.1.3.3 Metode Distribusi Gumbel .....	10
2.1.3.4 Metode Distribusi Type III.....	11
2.1.3.5 Metode Distribusi Log Pearson Type III ....	12
2.1.4 Uji Kecocokan Distribusi.....	14
2.1.4.1 Uji Chi-Kuadrat (Chi-Square) .....	14
2.1.4.2 Uji Smirnov-Kolmogorov .....	16
2.1.5 Intensitas Hujan .....	18
2.1.6 Waktu Konsentrasi.....	19
2.1.7 Koefisien Pengaliran.....	21
2.1.8 Profil Aliran Muka Air .....	22
2.2 ANALISA HIDROLIKA.....	23
2.2.1 Debit Hidrolika .....	23
2.2.2 Perhitungan Saluran Berpenampang Lingkaran .	23



2.2.3 Boezem.....	24
<b>BAB 3 METODOLOGI .....</b>	<b>27</b>
3.1 SURVEI LAPANGAN .....	27
3.2 STUDI LITERATUR .....	27
3.3 PENGUMPULAN DATA .....	27
3.4 ANALISA HIDROLOGI.....	28
3.5 ANALISA HIDROLIKA.....	28
3.6 ANALISA KEBUTUHAN FASILITAS DRAINASE .....	28
3.7 ANALISA LUAR KAWASAN .....	29
3.8 KESIMPULAN .....	29
<b>BAB 4 ANALISA DAN PEMBAHASAN .....</b>	<b>31</b>
4.1 PERHITUNGAN HUJAN RENCANA .....	31
4.1.1 Perhitungan Curah Hujan Maksimum .....	31
4.1.2 Uji Parameter Statistik .....	32
4.1.2.1 Metode Distribusi Normal dan Gumbel.....	32
4.1.2.2 Metode Distribusi Person Type III .....	34
4.1.2.3 Metode Distribusi Log Normal dan Log Pearson .....	35
4.1.3 Uji Kecocokan Distribusi.....	37
4.1.3.1 Uji Chi Kuadrat .....	37
4.1.3.1.1 Metode Distribusi Gumbel.....	37
4.1.3.1.2 Metode Distribusi Pearson Type III .....	38
4.1.3.1.3 Metode Distribusi Log Pearson Type III	40
4.1.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov .....	42
4.1.3.2.1 Distribusi Gumbel.....	42
4.1.3.2.2 Distribusi Pearson Type III .....	43
4.1.3.2.3 Distribusi Log Pearson Type III.....	44
4.1.3.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana.....	46
4.1.3.4 Distribusi Log Pearson Type III .....	47
4.2 PERHITUNGAN DEBIT RENCANA .....	48
4.2.1 Perencanaan Sistem Drainase UC Tahap 4 .....	48
4.2.1.1 Perhitungan Talang horizontal atap saluran B.13 – B1.2 elevasi +101 meter .....	51

4.2.1.2	Perhitungan pipa vertikal saluran B1.3 – B1.2 elevasi +28 sampai elevasi +101 meter .....	53
4.2.1.3	Saluran talang horizontal B1.3 – B1.2 elevasi +28 meter .....	54
4.2.1.4	Perhitungan pipa vertikal saluran B1.2 – B1.1 elevasi +0 sampai elevasi +28 .....	57
4.2.1.5	Saluran B1.2 – B1.1 menuju saluran eksisting .....	58
4.2.2	Evaluasi Saluran Eksisting.....	60
4.2.2.1	Saluran B – A menuju saluran eksisting.....	60
4.3	PERHITUNGAN KOLAM TAMPUNG .....	62
4.3.1	Perhitungan Kebutuhan Kolam Tampung .....	63
4.3.1.1	Perhitungan routing kolam tampung dengan $t_c =$ td .....	64
4.3.1.2	Perhitungan kolam tampung dengan $t_d = 32$ menit .....	66
4.3.1.3	Perhitungan kolam tampung dengan $t_d = 60$ menit .....	69
4.3.1.4	Perhitungan kolam tampung $t_d = 60$ menit dengan pintu air dan pompa .....	71
4.4	PERENCANAAN DIMENSI DAN OPERASIONAL PINTU AIR DAN ELEVASI KOLAM.....	74
4.4.1	Perhitungan Tinggi Bukaan Pintu .....	74
4.4.2	Perhitungan Dimensi Pintu Air .....	75
4.4.3	Elevasi Kolam dan Operasional Pompa .....	76
4.5	ANALISA LUAR KAWASAN.....	76
4.5.1	Perhitungan Debit Luar Kawasan .....	77
4.5.1.1	Perhitungan Debit Saluran LA2.1-LA2.....	77
4.5.2	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Luar Kawasan .....	80
4.5.2.1	Perhitungan Debit dan Profil Muka Air.....	80
4.5.2.1.1	Cross Section 1 (Saluran LC – LD) .....	80
4.5.2.1.2	Cross Section 2 (Saluran LC – LD) .....	86
4.5.2.1.3	Cross Section 3 (Section LB – LA).....	92
4.5.2.1.4	Cross Section 4 (Saluran LA – L).....	98

<b>BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN.....</b>	<b>113</b>
5.1 KESIMPULAN .....	113
5.2 SARAN .....	114
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>115</b>
<b>BAB 6 LAMPIRAN.....</b>	<b>117</b>
6.1 DATA CURAH HUJAN .....	117
6.2 PERHITUNGAN DEBIT RENCANA .....	127
6.3 PERHITUNGAN KOLAM TAMPUNG .....	133
6.4 PERHITUNGAN DEBIT LUAR KAWASAN.....	151

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Nilai Variabel Reduksi Gumbel.....	8
Tabel 2.2 $Y_n$ untuk Metode Gumbel .....	10
Tabel 2.3 $S_n$ untuk Metode Gumbel.....	11
Tabel 2.4 $Y_t$ untuk Metode Gumbel.....	11
Tabel 2.5 Nilai $k$ Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III .....	13
Tabel 2.6 Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat .....	16
Tabel 2.7 Nilai Kritis $D_0$ Uji Smirnov – Kolmogorov .....	17
Tabel 2.8 Periode Ulang Hujan (PUH) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunannya .....	20
Tabel 2.9 Koefisien Pengaliran (C) .....	22
Tabel 4.1 Data Curah Hujan Rata – Rata Maksimum.....	32
Tabel 4.2 Perhitungan $(R - \bar{R})$ , $(R - \bar{R})^2$ , $(R - \bar{R})^3$ , dan $(R - \bar{R})^4$ untuk metode distribusi Normal dan Gumbel .....	32
Tabel 4.3 Perhitungan $(R - \bar{R})$ , $(R - \bar{R})^2$ , $(R - \bar{R})^3$ , dan $(R - \bar{R})^4$ untuk metode distribusi Pearson Type III .....	34
Tabel 4.4 Perhitungan $(\log R - \overline{\log R})$ , $(\log R - \overline{\log R})^2$ , $(\log R - \overline{\log R})^3$ , dan $(\log R - \overline{\log R})^4$ untuk metode distribusi Log Normal dan Log Pearson Type III .....	35
Tabel 4.5 Tabel hasil perbandingan $C_s$ dan $C_k$ dalam uji kecocokan distribusi.....	36
Tabel 4.6 Perhitungan $R_T$ sebagai batasan sub grup .....	38
Tabel 4.7 Uji Chi Kuadrat Metode Gumbel .....	38
Tabel 4.8 Perhitungan $R_T$ sebagai batasan sun grup .....	39
Tabel 4.9 Uji Chi Kuadrat Metode Log Pearson Type III .....	40
Tabel 4.10 Perhitungan $R_T$ sebagai batasan sub grup.....	41
Tabel 4.11 Uji Chi Kuadrat Metode Log Pearson Type III.....	41
Tabel 4.12 Uji Smirnov – Kolmogorov untuk Distribusi Gumbel .....	43
Tabel 4.13 Uji Smirnov – Kolmogorov untuk Distribusi Pearson Tipe III .....	44
Tabel 4.14 Uji Smirnov – kolmogorov untuk Distribusi Log Pearson Tipe III.....	46
Tabel 4.15 Rekapitulasi uji kecocokan distribusi .....	46

Tabel 4.16 Perhitungan Curah Hujan rencana dengan Log Pearson Type III .....	48
Tabel 4.17 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan .....	85
Tabel 4.18 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan .....	90
Tabel 4.19 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan .....	91
Tabel 4.20 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan .....	96
Tabel 4.21 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan .....	97
Tabel 4.22 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan .....	102
Tabel 4.23 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan .....	103
Tabel 4.24 Perhitungan Debit Saluran Luar Kawasan .....	104
Tabel 4.25 h normal saluran luar kawasan.....	105
Tabel 4.26 hasil h normal dengan dimensi saluran 2x2 meter .....	111
Tabel 6.1 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2005 .....	117
Tabel 6.2 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2006 .....	118
Tabel 6.3 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2007 .....	119
Tabel 6.4 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2008 .....	120
Tabel 6.5 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2009 .....	121
Tabel 6.6 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2010 .....	122
Tabel 6.7 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2011 .....	123
Tabel 6.8 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2012 .....	124
Tabel 6.9 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2013 .....	125
Tabel 6.10 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2014 .....	126
Tabel 6.11 Tc Saluran Perencanaan.....	127
Tabel 6.12 Debit rencana saluran perencanaan .....	128
Tabel 6.13 debit rencana saluran perencanaan .....	129
Tabel 6.14 Debit rencana saluran perencanaan.....	130
Tabel 6.15 Debit Saluran Eksisting .....	131
Tabel 6.16 Debit Saluran Eksisting .....	132
Tabel 6.17 Perhitungan Kolam Tampung Tc=Td .....	133
Tabel 6.18 Perhitungan Kolam Tampung Tc=Td .....	134
Tabel 6.19 Perhitungan Kolam Tampung Td = 32 menit ....	135
Tabel 6.20 Perhitungan Kolam Tampung Td = 32 menit ....	136
Tabel 6.21 Perhitungan Kolam Tampung Td = 32 menit ....	137
Tabel 6.22 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit ....	138

Tabel 6.23 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit ....	139
Tabel 6.24 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit ....	140
Tabel 6.25 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit ....	141
Tabel 6.26 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit ....	142
Tabel 6.27 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit ....	143
Tabel 6.28 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa .....	144
Tabel 6.29 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa .....	145
Tabel 6.30 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa .....	146
Tabel 6.31 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa .....	147
Tabel 6.32 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa .....	148
Tabel 6.33 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa .....	149
Tabel 6.34 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa .....	150
Tabel 6.35 Perhitungan tc Luar Kawasan .....	151
Tabel 6.36 Perhitungan tc Luar Kawasan .....	152
Tabel 6.37 Perhitungan tc Luar Kawasan .....	153
Tabel 6.38 Perhitungan debit Luar Kawasan .....	154
Tabel 6.39 Perhitungan debit Luar Kawasan .....	155
Tabel 6.40 Perhitungan debit Luar Kawasan .....	156

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **DAFTAR GAMBAR**

Gambar 1.1 Layout kawasan UC.....	2
Gambar 2.1 Suatu penggal saluran untuk penurunan cara tahapan langsung .....	23
Gambar 2.2 Pengaliran secara gravitasi.....	25
Gambar 2.3 Pengaliran dengan Bantuan pompa.....	25
Gambar 3.1 Flowchart Penyusunan Tugas Akhir .....	30
Gambar 4.1 Peta Stasiun Hujan dan Pembagian Daerah Curah Hujan menggunakan Metode Thiessen.....	31
Gambar 4.2 Site Plan UC dengan pengembangan tahap 4.....	49
Gambar 4.3 Skema Drainase UC tahap 4 .....	50
Gambar 4.4 Lokasi Kolam Tampung .....	63
Gambar 4.5 Daerah Luar Kawasan UC .....	77
Gambar 4.6 Gambar Profil muka air saluran luar kawasan .	106
Gambar 4.7 Gambar profil muka air saluran luar kawasan..	112



*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## DAFTAR GRAFIK

Grafik 4.1 Hidrograf $t_c = t_d$ .....	65
Grafik 4.2 Volume $t_c = t_d$ .....	66
Grafik 4.3 Hidrograf $t_d = 32$ menit.....	68
Grafik 4.4 Volume $t_d = 32$ menit.....	68
Grafik 4.5 Hidrograf $t_d = 60$ menit.....	70
Grafik 4.6 Volume $t_d = 60$ menit .....	70
Grafik 4.7 Hidrograf $t_d = 60$ menit dengan pintu air dan pompa .....	73
Grafik 4.8 Hubungan Volume inflow, volume outflow dan tampungan akhir.....	73
Grafik 4.9 Design Chart Saluran LC – LD .....	83
Grafik 4.10 Design Chart Saluran LC – LB .....	88
Grafik 4.11 Design Chart Saluran LB – LA .....	94
Grafik 4.12 Design Chart Saluran LA – L.....	100
Grafik 4.13 Design Chart Saluran LD – LC .....	107
Grafik 4.14 Design Chart Saluran LC – LB .....	108
Grafik 4.15 Design Chart Saluran LB – LA .....	109
Grafik 4.16 Design Chart Saluran LA – L.....	110

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **BAB 5**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Kesimpulan yang dapat diambil dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil analisa hidrologi, didapatkan debit banjir rencana dengan penambahan pengembangan tahap 4 adalah 0,176 m<sup>3</sup>/s
2. Berdasarkan perhitungan analisa hidrolika, saluran drainase eksisting mampu menampung limpasan dengan adanya penambahan pengembangan tahap 4
3. Berdasarkan hasil analisa, kolam tampung yang direncanakan berdiamensi 15mx10mx2,5m dengan tinggi jagaan 0,3m tidak mampu menampung seluruh debit limpasan 614 m<sup>3</sup>.
4. Fasilitas drainase yang disediakan adalah pintu air dan pompa. Pintu air didesain dengan lebar pintu 0,2m dengan tinggi bukaan pintu 0,27 meter, sehingga direncanakan tinggi pintu 0,3 meter. Debit yang dikeluarkan sebesar 0,1 m<sup>3</sup>/s. Elevasi pintu +22.70 sedangkan elevasi dasar kolam tampung +22.40. pompa air dengan debit outflow 0,1 m<sup>3</sup>/s hanya digunakan saat pintu air tidak berfungsi.
5. Berdasarkan analisa luar kawasan, saluran luar kawasan hanya mampu menampung sampai saluran LB – LA dengan debit maksimum 0,31 m<sup>3</sup>/s. Sedangkan pada saluran LA – L tidak mampu menampung seluruh debit limpasan 0,66 m<sup>3</sup>/s sehingga perlu perencanaan ulang saluran baru berupa box dengan dimensi 2x2 meter

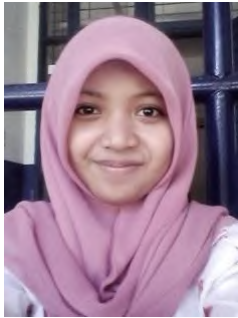
## 5.2 Saran

1. Pada saluran luar kawasan dilakukan desain ulang agar mampu menampung debit limpasan yang mengalir di saluran tersebut. Rencana saluran menggunakan box dengan dimensi 2x2 meter.

## DAFTAR PUSTAKA

- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrolika : **Perencanaan Saluran Terbuka untuk Aliran Seragam**, Surabaya
- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrolika : **Prinsip Dasar Hidrolika**, Surabaya
- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrolika : **Aliran Berubah Lambat Laun dan Cepat**, Surabaya
- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrologi : **Hujan**, Surabaya
- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrologi : **Meteorologi**, Surabaya
- Soemarto CD. 1999. **Hidrologi Teknik**, Jakarta: PT. Gelora Aksara Pratama
- Soewarno. 1995. Hidrologi : **Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 1**. Bandung: NOVA
- Sofia, Fifi. 2002-2003. **Modul Drainase**, Surabaya
- Sofia, Fifi. 2006. **Modul Drainase**, Surabaya
- Suripin. 2004. **Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**. Yogyakarta: Andi Offset
- PU Perairan Jatim**

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



Puspita Dewi Anggraini,

Penulis dilahirkan di Madiun pada tanggal 23 Oktober 1993, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Aisyah Bustanul Atfal 1 (Madiun), SDN Nambangan Lor I (Madiun), SMP Negeri 2 Madiun, dan SMA Negeri 1 Madiun. Setelah lulus dari SMA Negeri 1 Madiun pada tahun 2012, penulis mengikuti SNM-PTN Undangan (salah satu jalur masuk

program S1 ITS) dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS, terdaftar dengan NRP 31 12 100 004. Di Jurusan Teknik Sipil penulis mengambil bidang studi Hidroteknik. Penulis aktif dalam berbagai kepanitiaan beberapa kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa. Selain itu penulis juga aktif dalam organisasi himpunan mahasiswa jurusan. Penulis pernah menjabat sebagai Wakil Sekretaris Umum Lembaga Eksekutif Himpunan Mahasiswa Sipil (LE – HMS) periode 2013-2014. Kemudian menjabat sebagai Sekretaris Umum Lembaga Eksekutif Himpunan Mahasiswa Sipil (LE-HMS) periode 2014-2015.

e-mail : [puspitangrainidewi@gmail.com](mailto:puspitangrainidewi@gmail.com)



# **BAB 1**

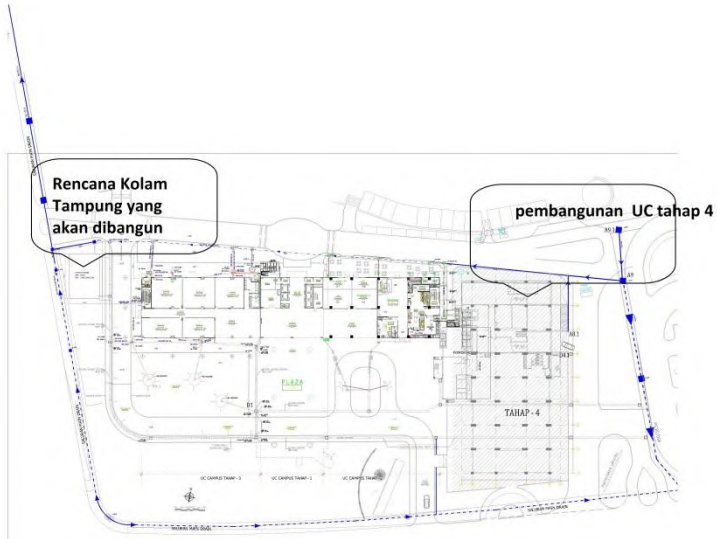
## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Universitas Ciputra (UC) merupakan salah satu universitas swasta yang berlokasi di UC Town, Citra Land Surabaya. Sebagai universitas yang menaungi segala fasilitas yang dibutuhkan oleh mahasiswanya, UC sedang melakukan pembangunan penambahan fasilitas baru yaitu pengembangan tahap 4 sebagai *carpark*, ruang kuliah, *student lounge*, *cafe & gym* dan *multi purpose hall*. Penambahan penggunaan lahan baru tidak hanya akan mengubah tata guna lahan di kawasan UC, tetapi juga akan merubah sistem drainase yang mengatur pengaliran limpasan air hujan untuk dibuang ke saluran outlet juga akan berubah.

Sistem drainase yang digunakan UC saat ini sudah mampu menampung limpasan air hujan yang mengalir di kawasan UC. Dengan perkiraan banyaknya limpasan air hujan yang akan ditampung di saluran dan dibuang ke saluran outlet, akan berpotensi terjadinya banjir di sekitar kawasan UC. Untuk menanggulangi hal tersebut, dibutuhkan kolam tampung untuk menampung limpasan air hujan sementara agar tidak membebani kapasitas saluran drainase luar kawasan UC.

Kolam tampung digunakan untuk menampung sementara limpasan air hujan dalam suatu kawasan, sementara muka air di pembuangan akhir lebih tinggi daripada muka air di saluran. (*Fifi Sofia, 2002-2003*).



Gambar 1.1 Layout kawasan UC

Kawasan UC akan merencanakan kolam tampung seperti yang ditunjukkan dalam layout Gambar 1.1. Gambar tersebut menunjukkan lokasi pembangunan tahap 4 serta arah aliran menuju ke saluran pembuang dan denah rencana kolam tampung yang akan dibangun. Kolam tampung yang akan dibangun di kawasan UC direncanakan dapat menampung volume maksimal 375 m<sup>3</sup> dengan dimensi 15m x 10m x 2.5m. Selain dengan dibangunnya kolam tampung untuk menampung limpasan yang terjadi di area UC, diperlukan fasilitas drainase lainnya seperti pintu air dan pompa yang digunakan untuk mengontrol berapa debit limpasan yang dibuang ke saluran outlet serta mengalirkan limpasan jika tidak mampu mengalir secara gravitasi. Dengan adanya optimasi kolam tampung di kawasan UC yang mampu menampung limpasan air hujan dan menyalurkan ke saluran dengan baik, akan menyelesaikan masalah sistem drainase di kawasan UC dengan pengaruh pembangunan tahap 4.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Rumusan masalah pada penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Bagaimana debit limpasan air hujan dengan pengembangan tahap 4?
2. Apakah saluran drainase eksisting dapat menampung debit limpasan akibat pengembangan tahap 4?
3. Apakah kapasitas kolam tampung dapat menampung debit limpasan yang ada?
4. Fasilitas drainase apa sajakah yang harus disediakan agar sistem drainase lebih optimal, dan bagaimana operasionalnya?

## **1.3 Batasan Masalah**

Yang menjadi batasan masalah dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Studi ini hanya meninjau perencanaan drainase Universitas Ciputra
2. Debit yang ditinjau hanya dari air hujan
3. Tidak memperitungkan Rencana Anggaran Biaya (RAB) dalam pengerjaan kolam tampung dan pintu air

## **1.4 Tujuan Masalah**

Tujuan penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Mengetahui perubahan debit limpasan air hujan dengan pengembangan tahap 4
2. Mengetahui apakah saluran drainase eksisting dapat menampung debit limpasan akibat pengembangan tahap 4
3. Volume kolam tampung dapat menampung debit limpasan air dari lahan pengembangan tahap 4
4. Mengetahui fasilitas saluran drainase yang harus disediakan agar sistem drainase UC lebih optimal dengan operasional yang direncanakan

### **1.5 Manfaat Penulisan**

1. Apabila sistem drainase ini dibangun maka limpasan air hujan di Universitas Ciputra akan dapat ditampung dengan baik.
2. Air limpasan akan ditampung sementara di kolam tampung dan dialirkan melalui saluran yang ideal menuju saluran akhir (outlet)

## **BAB 2**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Analisa Hidrologi**

##### **2.1.1 Analisa Curah Hujan Rata – Rata**

Dalam perencanaan kolam suatu kawasan, perlu diketahui curah hujan rata – rata yang mewakili DAS kawasan tersebut.

###### **2.1.1.1 Metode Arithmetic Mean**

Cara ini dipakai pada daerah yang datar dan banyak stasiun penakar hujannya dan dengan anggapan, bahwa di daerah tersebut sifat curah hujannya merata atau uniform.

Cara perhitungannya sebagai berikut:

$$R = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n) \quad (2.1)$$

$$\text{Atau } R = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i \quad (2.2)$$

Dimana :

$R$  = tinggi hujan rata – rata daerah aliran (area rainfall)

$R_1, R_2, R_3 \dots R_n$  = tinggi hujan masing stasiun (point rainfall)

$n$  = banyaknya stasiun penakar hujan

(*Umbara Lasminto, 2005*)

##### **2.1.2 Uji Distribusi Data Hujan**

Sebelum dilakukan perhitungan distribusi probabilitas dari data yang tersedia, dicoba dahulu dilakukan penelitian distribusi yang sesuai untuk perhitungan. Masing-masing distribusi yang telah disebutkan diatas memiliki sifat-sifat khas, sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing tersebut.

Setiap jenis distribusi atau sebaran mempunyai parameter statistik diantaranya terdiri dari :

$\bar{x}$  : nilai rata-rata hitung

$\sigma$  atau  $S$  : deviasi standar

$C_v$  : koefisien vareasi

$C_k$  : koefisien ketajaman

$C_s$  : koefisien kemencengan

Dimana setiap parameter statistik tersebut dicari berdasarkan rumus :

1. Nilai rata-rata (*Mean*) :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{N} \quad (2.3)$$

Dimana:

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

$X$  = nilai curah hujan (mm)

$N$  = jumlah data curah hujan

(Soewarno, 1995)

2. Deaviasi standar (*Standar Deviation*) :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N - 1}} \quad (2.4)$$

Dimana:

$S$  = deviasi standar curah hujan

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

$X$  = nilai curah hujan (mm)

$N$  = jumlah data curah hujan

(Soewarno, 1995)

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Vareation*)

$$Cv = \frac{s}{\bar{x}} \quad (2.5)$$

Dimana:

$Cv$  = koefisien variasi curah hujan

$S$  = deviasi standar curah hujan

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

(Soewarno, 1995)

#### 4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*) :

Koefisien Kemencengan adalah nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi.

$$C_s = \frac{\sum(x - \bar{x})^3 \cdot N}{(N-1)(N-2) \cdot s^3} \quad (2.6)$$

Dimana:

$C_s$  = koefisien kemencengan curah hujan

$S$  = deviasi standar curah hujan

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

$X$  = nilai curah hujan (mm)

$N$  = jumlah data curah hujan

(Soewarno, 1995)

#### 5. Koefisien ketajaman (*Coefficien of Kurtosis*) :

Koefisien Ketajaman digunakan untuk mengukur keruncingan bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal.

$$C_k = \frac{\sum(x - \bar{x})^4 \cdot N^2}{(N-1)(N-2)(N-3) \cdot s^4} \quad (2.7)$$

Dimana:

$C_k$  = koefisien kurtosis curah hujan

$S$  = deviasi standar curah hujan

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

$X$  = nilai curah hujan (mm)

$N$  = jumlah data curah hujan

(Soewarno, 1995)

Jenis distribusi dipilih berdasarkan sifat-sifat khas parameter statistik setiap distribusi teoritis, yaitu:

Distribusi Pearson Type III mempunyai harga  $C_s$  dan  $C_k$  yang fleksibel

Distribusi Log Normal mempunyai harga  $C_s > 0$

Distribusi Log Pearson Type III mempunyai harga  $C_s$  antara  $0 < C_s < 9$

Distribusi Normal mempunyai harga  $C_s = 0$  dan  $C_k = 3$

Distribusi Gumbel mempunyai harga  $C_s = 1.139$  dan  $C_k = 5.402$

## 2.1.3 Analisa Frekuensi dan Probabilitas

### 2.1.3.1 Metode Distribusi Normal

Distribusi normal disebut juga distribusi Gauss. Persamaan yang digunakan dalam distribusi normal adalah :

$$X = \bar{X} + K_T \cdot S \quad (2.8)$$

$$\text{di mana : } K_T = \frac{x_T - \bar{X}}{S} \quad (2.9)$$

(Suripin, 2004)

dimana :

$X_T$  = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang tertentu T-tahunan,

$\bar{X}$  = nilai rata – rata,

S = deviasi standar,

$K_T$  = faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang.

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 variable reduksi Gauss (*Variable Reduced Gauss*)

Tabel 2.1 Nilai Variabel Reduksi Gumbel

T (tahun)	Peluang	Y
1,001	0,001	-1,93
1,005	0,005	-1,67
1,01	0,01	-1,53
1,05	0,05	-1,097
1,11	0,10	-0,834



T (tahun)	Peluang	Y
1,25	0,20	-0,476
1,33	0,25	-0,326
1,43	0,30	-0,185
1,67	0,40	0,087
2,00	0,50	0,366
2,50	0,60	0,671
3,33	0,70	1,03
4,00	0,75	1,24
5,00	0,80	1,51
10,00	0,90	2,25
20,00	0,95	2,97
50,00	0,98	3,9
100,00	0,99	4,6
200,00	0,995	5,29
500,00	0,998	6,21
1000,00	0,999	6,9

(Sumber : Soewarno, 1995)

### 2.1.3.2 Metode Distribusi Log Normal

Persamaan yang digunakan ialah :

$$Y = \bar{Y} + K_T \cdot S \quad (2.10)$$

di mana :  $K_T = \frac{X_T - \bar{X}}{S} \quad (2.11)$

(Suripin, 2004)

dimana :

$X_T$  = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang tertentu T-tahunan,

$\bar{X}$  = nilai rata – rata,

S = deviasi standar,

$K_T$  = faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang.

(Suripin, 2004)

### 2.1.3.3 Metode Distribusi Gumbel

Digunakan untuk analisis data maksimum, seperti analisis frekuensi banjir. Rumus:

$$X_T = \bar{X} + \frac{Sd}{S_n} (Y_T - Y_n) \quad (2.12)$$

Rumus hubungan antara periode ulang T dengan  $Y_T$ :  
untuk  $T > 20$ , maka :  $Y_T = \ln T$

$$X_T = \bar{X} + \frac{Sd}{S_n} (Y_T - Y_n) \quad (2.13)$$

Dimana:

$X_T$  = nilai hujan rencana dengan data T tahun.  $X$  = nilai rata-rata hujan

$S$  = standar deviasi

$Y_T$  = nilai reduksi variat (*reduced variate*) dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang T tahun.

$Y_n$  = nilai rata-rata dari reduksi variat (*reduced mean*), nilainya tergantung dari jumlah data

$S_n$  = deviasi standar dari reduksi variat (*reduced standart deviation*), nilainya tergantung dari jumlah data (n).

Tabel 2.2  $Y_n$  untuk Metode Gumbel

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.5396	0.5403	0.5410	0.5418	0.5424	0.5430
40	0.5463	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

Tabel 2.3 Sn untuk Metode Gumbel

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1080
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065	1.2069	1.2073	1.2077	1.2081	1.2084	1.2087	1.2090	1.2093	1.2096

Tabel 2.4 Y<sub>T</sub> untuk Metode Gumbel

Periode Ulang (tahun)	Reduced Variate	Periode Ulang (tahun)	Reduced Variate
2	0.3665	100	4.6001
5	1.9940	200	5.2960
10	2.2502	500	6.2140
20	2.9606	1000	6.9190
25	3.1985	5000	8.5390
50	3.9019	10000	9.9210

(Soemarto, 1999)

### 2.1.3.4 Distribusi Pearson Tipe III

Perhitungan Metode Pearson Type III dapat menggunakan persamaan :

$$X = \bar{X} + kS \quad (2.14)$$

Dimana :  
 $\bar{X}$  = nilai rata-rata hitung  
 S = deviasi Standart

K = faktor sifat dari Distribusi Pearson Tipe III, didapat dari tabel fungsi Cs dan probabilitas kejadian (tabel 2.5)

(Soewarno, 1995)

### 2.1.3.5 Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

Urutkan data-data curah hujan (X) mulai dari harga yang terbesar hingga terkecil, dan hitung :

Perhitungan Metode Log Pearson Type III dapat menggunakan persamaan :

$$\text{Log}X = \overline{\text{Log}X} + K \cdot \overline{\text{SdLog}X} \quad (2.15)$$

Dimana :

$\text{Log}X$  = logaritma curah hujan (diharapkan terjadi) untuk periode tertentu

$\overline{\text{Log}X}$  = hujan rata-rata dari logaritmik data

$\overline{\text{SdLog}X}$  = standar deviasi logaritmik

K = faktor dari distribusi /Log Pearson Type III, didapat dari tabel fungsi Cs dan probabilitas kejadian (tabel 2.5)

Tabel 2.5 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Soemarto, 1999)

## 2.1.4 Uji Kecocokan Distribusi

Uji kecocokan distribusi dilakukan untuk mengetahui persamaan distribusi peluang yang paling sesuai dengan data hujan, serta dapat menggambarkan atau mewakili distribusi statistik dari sampel data yang dianalisis. (*C. D. Soemarto, 1999*). Ada dua jenis uji kecocokan, yaitu uji kecocokan Chi-Square dan Smirnov-Kolmogorof. (*Soewarno, 1995*).

### 2.1.4.1 Uji Chi-Kuadrat (Chi-Square)

Uji Chi – Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $X^2$ , oleh karena itu disebut dengan uji Chi – Kuadrat (*Soewarno, 1995*). Parameter  $X^2$  dapat dihitung dengan rumus :

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.16)$$

Dimana:

$X_h^2$  = parameter Chi – Kuadrat terhitung

$G$  = jumlah sub – kelompok

$O_i$  = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke – i

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

Prosedur uji Chi – Kuadrat adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi  $G$  sub – grup, tiap – tiap sub grup minimal 4 data pengamatan. Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu :

$$k = 1 + 3.322 \log(n) \quad (2.17)$$

Dimana:

$k$  = banyaknya kelas

$n$  = banyaknya nilai observasi (data)

3. Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  untuk tiap – tiap sub grup
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$
5. Tiap – tiap sub – grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.18)$$

6. Jumlahkan seluruh  $G$  sub grup nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai Chi – Kuadrat hitung.
7. Menentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R = 2$ , untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai  $R = 1$ , untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

1. Apabila peluang lebih besar dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang lebih kecil dari 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada diantara 1 % sampai 5 %, adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data. Untuk mengetahui nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada tabel 2.2. Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila

$$Xh^2 < X^2 \quad (2.19)$$

dimana,

$X_h^2$  = parameter Chi – Kuadrat terhitung

$X^2$  = Nilai kritis berdasarkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan

Tabel 2.6 Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat

dk	$\alpha$ 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

(Soewarno, 1995)

#### 2.1.4.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Prosedur uji smirnov kolmogorov 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.

$$D = \text{maksimum} [ P(X_m) - P'(X_m) ] \quad (2.20)$$

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (tabel 2.6) tentukan harga  $D_0$ . Apabila  $D$  lebih kecil dari  $D_0$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila  $D$  lebih besar dari  $D_0$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.7 Nilai Kritis  $D_0$  Uji Smirnov – Kolmogorov

N	Derajat kepercayaan, $D_0$			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

(Soewarno, 1995)

### 2.1.5 Intensitas Hujan

Besarnya intensitas hujan rata-rata untuk waktu  $t$  jam dapat dinyatakan dengan:

$$I = \frac{R}{t} \quad (2.21)$$

Dimana:

$R$  = tinggi hujan (mm)

$t$  = waktu/lama hujan (jam)

$I$  = intensitas hujan (mm/jam)

Selain rumus di atas, hubungan intensitas hujan dengan waktu/lama hujan juga bisa didapatkan dari rumus-rumus empiris seperti perumusan Prof. Talbot, Prof. Sherman, Dr. Ishiguro, dan Dr. Mononobe.

*(Umbara Lasminto, 2005)*

#### 2.1.5.1 Perumusan Dr. Mononobe

Perumusan ini digunakan untuk menghitung intensitas hujan setiap waktu.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^n \quad (2.22)$$

Dimana:

$I$  = intensitas hujan (mm/jam)

$R_{24}$  = tinggi hujan max. peretmal (mm)

$t$  = waktu / lama hujan (jam)

$n$  = konstanta

*(Umbara Lasminto, 2005)*

### 2.1.6 Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi suatu DAS adalah waktu yang diperlukan oleh air hujan yang jatuh untuk mengalir dari titik terjauh sampai ke tempat keluaran DAS (titik kontrol) setelah tanah menjadi jenuh dan depresi-depresi kecil terpenuhi. Salah satu metode untuk memperkirakan waktu konsentrasi adalah rumus yang digunakan yaitu:

$$T_c = t_o + t_f$$

Dengan  $t_o$  menggunakan rumus Kerby (1959)

$$I = 1,44 \times \left( nd \times \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,467} \quad (2.23)$$

di mana :

$t_o$  = waktu yang dibutuhkan untuk mengalir di permukaan (jam)

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

$t_c$  = waktu konsentrasi (jam)

$L$  = panjang saluran utama dari hulu sampai penguras (km)

$S$  = kemiringan rata-rata saluran utama (m/m)

(*Fifi Sofia, 2006*)

### 2.1.7 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

Besarnya curah hujan rencana dipilih berdasarkan pada pertimbangan nilai urgensi dan nilai sosial ekonomi kawasan yang ditinjau. Nilai periode ulang hujan suatu kawasan yang sesuai dengan nilai urgensi dan nilai sosial ekonomi dapat dilihat pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Periode Ulang Hujan (PUH) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunannya

No	Distribusi	PUH (tahun)
1	Saluran Mikro Pada Daerah	
	Lahan rumah, taman, kebun, kuburan, lahan tak terbangun	2
	Kesibukan dan perkantoran	5
	Perindustrian	
	Ringan	5
	Menengah	10
	Berat	25
	Super berat/proteksi negara	50
2	Saluran Tersier	
	Resiko kecil	2
	Resiko besar	5
3	Saluran Sekunder	
	Tanda resiko	2
	Resiko kecil	5
	Resiko besar	10
4	Saluran Primer (Induk)	
	Tanda resiko	5
	Resiko kecil	10
	Resiko besar	25
3	Atau :	
	Luas DAS (25 A 50) Ha	5
	Luas DAS (50 A 100) Ha	5-10
	Luas DAS (100 A 1300) Ha	10-25
	Luas DAS (1300 A 6500) Ha	25-50
5	Pengendali Banjir Makro	100
6	Gorong-Gorong	
	Jalan raya biasa	10
	Jalan by pass	25
	Jalan ways	50
7	Saluran Tepian	
	Jalan raya biasa	5-10
	Jalan by pass	10-25
4	Jalan ways	25-50

(SDMP – Surabaya Drainage Master Plan, 2012)

### 2.1.7 Koefisien Pengaliran

Setiap jenis lahan memiliki koefisien pengaliran yang berbeda-beda. Untuk kawasan yang memiliki lebih dari satu jenis lahan maka digunakan koefisien pengaliran gabungan.

$$C_{gabungan} = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2.24)$$

Dimana:

$C_1, C_2, \dots, C_n$  = koefisien pengaliran lahan 1, 2, .....n

$A_1, A_2, \dots, A_n$  = luas lahan 1, 2, .....n

$C_{gabungan}$  = koefisien pengaliran gabungan

(Fifi Sofia, 2006)

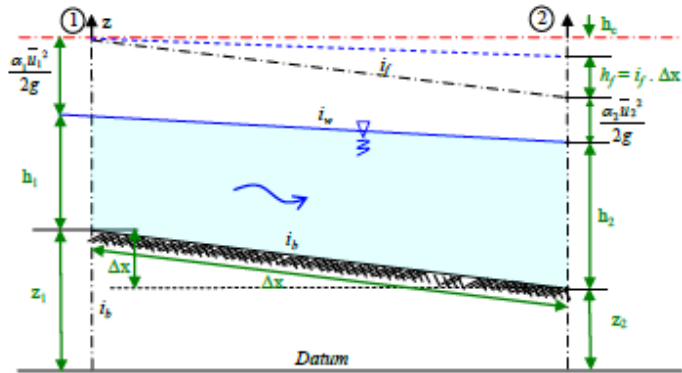
Tabel 2.9 Koefisien Pengaliran (C)

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

(Fifi Sofia, 2006)

### 2.1.8 Profil Aliran Muka Air

Perubahan profil aliran dengan cara tahapan langsung adalah dengan membagi panjang saluran menjadi penggal – penggal pendek dan melakukan perhitungan tahap demi tahap dari suatu ujung/ akhir dari suatu penggal ke penggal yang lain.



Gambar 2.1 Suatu penggal saluran untuk penurunan cara tahapan langsung.

(Umboro Lasminto, 2005)

## 2.2 Analisa Hidrolika

### 2.2.1 Debit Hidrolika

Dalam merencanakan dimensi penampang saluran, digunakan Rumus Manning:

$Q = V \times A$  dengan :

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

Dimana:

V = kecepatan di saluran (m/dt)

n = koefisien kekasaran

R = jari-jari hidrolis (m)

S = kemiringan saluran

(Umboro Lasminto, 2005)

### 2.2.2 Perhitungan Saluran Berpenampang Lingkaran

Untuk saluran berpenampang lingkaran, diensinya dapat direncanakan dengan rumusan-rumusan berikut:

$$A = \frac{D^2}{4} \left[ \frac{\pi\theta}{360} - \frac{\sin\theta}{2} \right]$$

$$P = \pi D \frac{\theta}{360}$$

$$R = \frac{D}{4} \left[ 1 - \frac{360 \sin \theta}{2\pi\theta} \right]$$

Dimana:

P = keliling basah (m)

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

R = jari-jari hidrolis (m)

(*Umboro Lasmino, 2005*)

### 2.2.3 Boezem

Boezem digunakan untuk menampung sementara limpasan hujan dalam suatu kawasan, sementara muka air di pembuangan akhir lebih tinggi daripada muka air di saluran, sehingga pembuangan tidak bisa berjalan secara gravitasi. Setelah muka air turun, boezem dikosongkan.

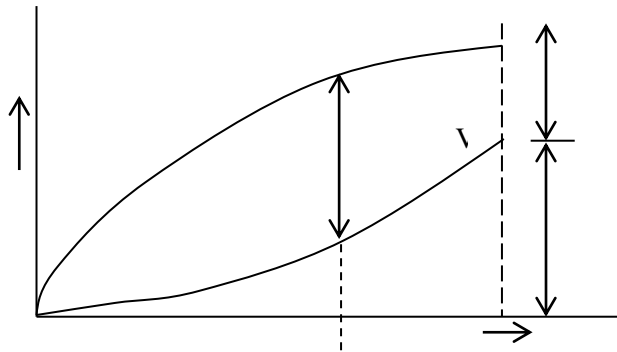
Prinsip kerja boezem merupakan hubungan antara inflow (*I*, aliran masuk ke boezem) dari saluran-saluran drainase, outflow (*O*, aliran keluar dari boezem) dan storage (*V*, tampungan dalam boezem). Boezem digunakan untuk menurunkan debit puncak pengaliran sistem drainase kawasan

Penggunaan pompa tidak perlu menunggu sampai permukaan air di hilir atau saat permukaan air laut surut. Pengeringan boezem menggunakan pompa tidak dilakukan secara langsung, karena kecepatan pembuangan tidak dimbangi dengan datangnya inflow.

Apabila air dalam boezem pengaliran secara gravitasi (tanpa pintu, pompa), maka hubungan antara volume dengan waktunya seperti pada gambar 2.2..

(*Fifi Sofia, 2006*)





Gambar 2.2 Pengaliran secara gravitasi

Dimana:

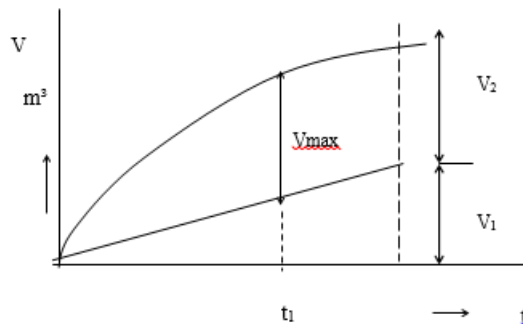
$V$  = volume limpasan total ( $m^3$ )

$V_1$  = volume yang dibuang secara gravitasi ( $m^3$ )

$V_2$  = volume akhir boezem ( $m^3$ )

$V_{max}$  = volume maksimum boezem ( $m^3$ )

Apabila tinggi muka air di saluran pembuang lebih tinggi daripada muka air di dalam boezem, maka air dalam boezem dibuang dengan bantuan pompa dengan debit konstan. Grafik hubungan antara volume dan waktu nya seperti gambar 2.3.



Gambar 2.3 Pengaliran dengan bantuan pompa

Dimana:

$V$  = volume limpasan total ( $m^3$ )

$V_1$  = volume yang dibuang dengan bantuan pompa  
dengan debit konstan ( $m^3$ )

$V_2$  = volume akhir boezem ( $m^3$ )

$V_{\max}$  = volume maksimum boezem ( $m^3$ )

(*Fifi Sofia, 2006*)



## **BAB 3 METODOLOGI**

### **3.1 Survei Lapangan**

Survei lapangan dilaksanakan untuk mengetahui kondisi lapangan dari lokasi perencanaan secara langsung. Hal ini dilakukan untuk menghindari adanya perbedaan data yang didapat dengan kondisi lapangan, sehingga dapat memperkecil kesalahan analisa terhadap permasalahan yang terjadi di lokasi. Survei lapangan bertujuan untuk mengetahui lokasi serta melakukan identifikasi awal terhadap permasalahan yang terjadi, berdasarkan informasi civitas akademika UC. Selain itu survei tersebut juga bertujuan memastikan arah aliran pada saluran drainase, untuk mengetahui bahwa lokasi studi masuk dalam sistem drainase yang sesuai.

### **3.2 Studi Literatur**

Studi literatur dimaksudkan untuk mendapatkan pengetahuan mengenai perencanaan drainase sehingga mempermudah dalam pengumpulan data, analisa data maupun dalam penyusunan hasil perencanaan. Studi literatur dapat berasal dari jurnal, buku perkuliahan, buku-buku penunjang lainnya, serta Instansi-instansi terkait yang dapat membantu dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

### **3.3 Pengumpulan Data**

Data-data yang diperlukan dalam proses pengerjaan drainase UC antara lain:

1. Data hujan harian dari stasiun hujan.
2. Peta Tata Guna Lahan.
3. Peta lokasi, meliputi *catchment area* lokasi sistem drainase UC.
4. Peta jaringan saluran drainase UC beserta elevasi serta arah aliran saluran yang nantinya digunakan

untuk mengetahui berapa debit limpasan yang akan ditampung oleh kolam tampung.

5. Data mengenai penampang saluran drainase yang sudah ada untuk mengevaluasi apakah dengan pembangunan tahap 4 akan berpengaruh terhadap debit limpasan yang mengalir pada saluran eksisting.

### 3.4 Analisa Hidrologi

Dalam analisa hidrologi dilakukan:

1. Analisa hujan rata-rata maksimum kawasan UC
2. Analisa hujan rencana dengan menggunakan distribusi statistik
3. Analisa uji distribusi dan frekuensi data hujan menggunakan beberapa jenis distribusi dan metode distribusi.
4. Uji kecocokan distribusi menggunakan uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*) dan Smirnov-Kolmogorov
5. Menghitung intensitas hujan
6. Menghitung waktu konsentrasi
7. Menghitung debit hidrologi

### 3.5 Analisa Hidrolika

Dalam analisa hidrolika dilakukan:

1. Mengevaluasi apakah saluran drainase eksisting mampu menampung debit limpasan air hujan dengan pembangunan tahap 4 kawasan UC. Jika debit hidrologi lebih besar daripada debit hidrolika maka direncanakan saluran baru dengan memperhatikan

$$Q_{\text{hidrologi}} = Q_{\text{hidrolika}}$$

### 3.6 Analisa Kebutuhan Fasilitas Drainase

1. Merencanakan dimensi pintu air serta elevasi kolam tampung
2. Penelusuran banjir untuk kolam tampung dan pintu air

3. Merencanakan operasional pintu kolam tampung untuk menentukan debit outflow yang boleh dibuang
4. Merencanakan pompa jika limpasan tidak dapat mengalir secara gravitasi ke saluran outlet

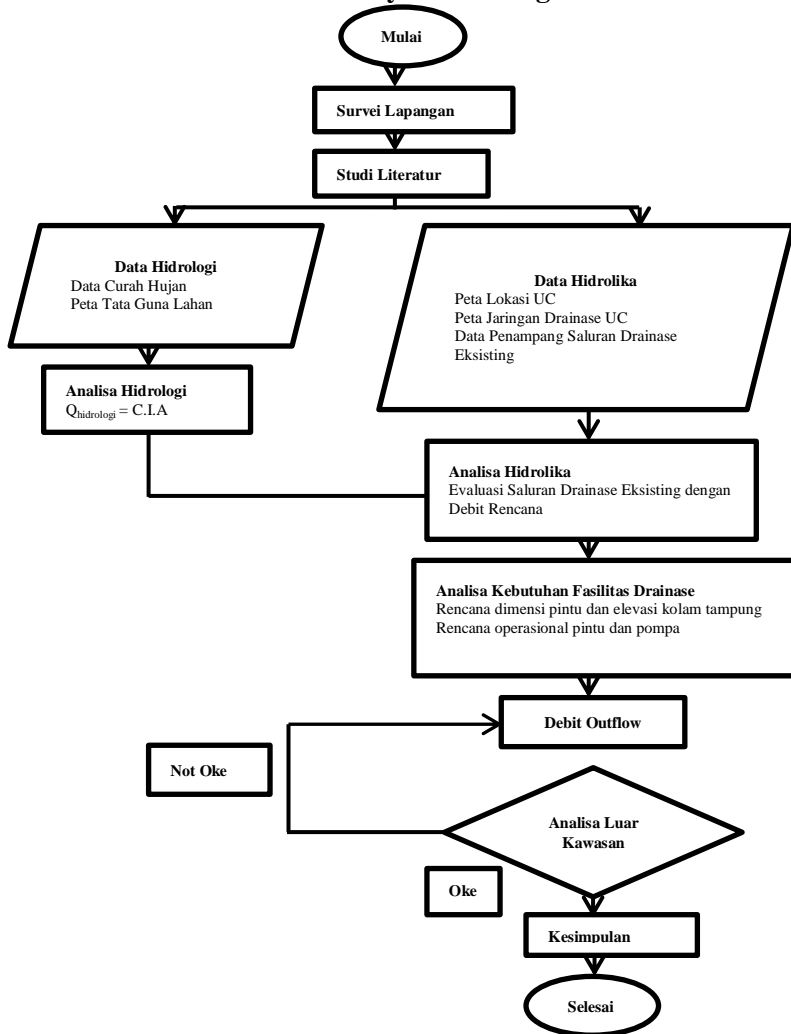
### **3.7 Analisa Luar Kawasan**

Analisa luar kawasan dilakukan untuk mengetahui apakah luar kawasan mampu menampung debit yang dikeluarkan oleh kolam. Jika saluran luar kawasan tidak mampu menampung debit limpasan maka direncanakan kembali fasilitas drainase yaitu kolam, operasional pintu dan juga pompa jika debit limpasan tidak mampu mengalir secara gravitasi

### **3.8 Kesimpulan**

Menarik kesimpulan dari analisa data dan pembahasan sesuai dengan tujuan yang hendak dicapai dari penulisan Tugas Akhir ini, yakni perencanaan kolam tampung yang sesuai.

### Flowchart Penyusunan Tugas Akhir



Gambar 3.1 Flowchart Penyusunan Tugas Akhir

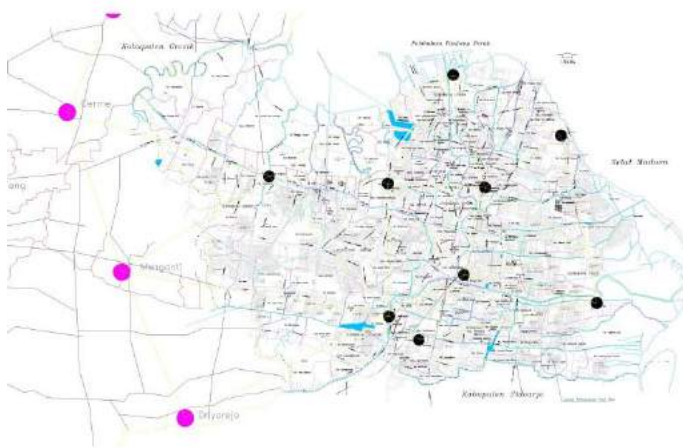
## **BAB 4**

### **ANALISA DAN PEMBAHASAN**

#### **4.1 Perhitungan Hujan Rencana**

##### **4.1.1 Perhitungan Curah Hujan Maksimum**

Curah hujan yang digunakan dalam perencanaan ini adalah curah hujan maksimum yang dianalisis berdasarkan data curah hujan selama 10 tahun mulai tahun 2005 sampai 2014 dari Stasiun Hujan Menganti. Karena DAS Universitas Ciputra hanya dipengaruhi oleh stasiun hujan Menganti, maka langsung menggunakan curah hujan maksimum dari tiap tahun. Data hujan tersebut akan ditunjukkan dalam lampiran 6.1



Gambar 4.1 Peta Stasiun Hujan dan Pembagian Daerah Curah Hujan menggunakan Metode Thiessen



Kemudian diambil curah hujan terbesar pada setiap tahun sebagai curah hujan rata-rata maksimum, seperti dapat dilihat pada tabel 4.1

Tabel 4.1 Data Curah Hujan Rata-Rata Maksimum

No	Tahun	Rmax
1	2005	67,00
2	2006	73,00
3	2007	79,00
4	2008	94,00
5	2009	97,00
6	2010	73,00
7	2011	73,00
8	2012	67,00
9	2013	128,00
10	2014	130,00

(Sumber : Dinas PU Perairan Jatim)

#### 4.1.2 Uji Parameter Statistik

##### 4.1.2.1 Metode Distribusi Normal dan Gumbel

Tabel 4.2 Perhitungan  $(R - \bar{R})$ ,  $(R - \bar{R})^2$ ,  $(R - \bar{R})^3$ , dan  $(R - \bar{R})^4$  untuk metode distribusi Normal dan Gumbel

No	Tahun	R		R	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>3</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
1	2005	67,00	88,10	-21,10	445,21	-9393,93	198211,94
2	2006	73,00	88,10	-15,10	228,01	-3442,95	51988,56
3	2007	79,00	88,10	-9,10	82,81	-753,57	6857,50
4	2008	94,00	88,10	5,90	34,81	205,38	1211,74
5	2009	97,00	88,10	8,90	79,21	704,97	6274,22
6	2010	73,00	88,10	-15,10	228,01	-3442,95	51988,56
7	2011	73,00	88,10	-15,10	228,01	-3442,95	51988,56 <sup>2</sup>
8	2012	67,00	88,10	-21,10	445,21	-9393,93	198211,94
9	2013	128,00	88,10	39,90	1592,01	63521,20	2534495,84
10	2014	130,00	88,10	41,90	1755,61	73560,06	3082166,47
	$\Sigma$	881,00	$\Sigma$	$\Sigma$	5118,90	108121,32	6183395,34
	$\bar{R}$	88,10					

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Perhitungan parameter statistik berdasarkan metode distribusi Normal, Gumbel, dan Pearson Type III :

1. Deviasi Standar (*Standard Deviation*)

$$S = \sqrt{\frac{\sum(R - \bar{R})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{5115,9}{10 - 1}} = 23,84$$

2. Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{R}} = \frac{23,84883}{88,10} = 0,27$$

3. Koefisien Kemencengan (*Coefficient of Skewness*)

$$Cs = \frac{\sum(R - \bar{R})^3 \cdot N}{(N - 1)(N - 2) \cdot Sd^3} = \frac{108121,32 \times 10}{(9)(8)(23,843)^3} = 01,107$$

4. Koefisien Ketajaman (*Coefficient of Kurtosis*)

$$Ck = \frac{\sum(R - \bar{R})^4 \cdot N^2}{(N - 1)(N - 2)(N - 3)Sd^4} = \frac{6183395,34 \times 10^2}{9 \times 8 \times 7 \times (23,84883)^4} = 3,79$$

#### 4.1.2.2 Metode Distribusi Person Type III

Tabel 4.3 Perhitungan  $(R - \bar{R})$ ,  $(R - \bar{R})^2$ ,  $(R - \bar{R})^3$ , dan  $(R - \bar{R})^4$  untuk metode ditribusi Pearson Type III

No	Tahun	R		R	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>3</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
1	2005	67,00	88,10	-21,10	445,21	-9393,93	198211,94
2	2006	73,00	88,10	-15,10	228,01	-3442,95	51988,56
3	2007	79,00	88,10	-9,10	82,81	-753,57	6857,50
4	2008	94,00	88,10	5,90	34,81	205,38	1211,74
5	2009	97,00	88,10	8,90	79,21	704,97	6274,22
6	2010	73,00	88,10	-15,10	228,01	-3442,95	51988,56
7	2011	73,00	88,10	-15,10	228,01	-3442,95	51988,56 <sup>2</sup>
8	2012	67,00	88,10	-21,10	445,21	-9393,93	198211,94
9	2013	128,00	88,10	39,90	1592,01	63521,20	2534495,84
10	2014	130,00	88,10	41,90	1755,61	73560,06	3082166,47
	$\Sigma$	881,00	$\Sigma$	$\Sigma$	5118,90	108121,32	6183395,34
	$\bar{R}$	88,10					

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Perhitungan parameter statistik berdasarkan metode distribusi Normal, Gumbel, dan Pearson Type III :

1. Deviasi Standar (*Standard Deviation*)

$$S = \sqrt{\frac{\sum(R - \bar{R})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{5115,9}{10 - 1}} = 23,84$$

2. Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{R}} = \frac{23,84883}{88,10} = 0,27$$

3. Koefisien Kemencengan (*Coefficient of Skewness*)

$$Cs = \frac{\sum(R - \bar{R})^3 \cdot N}{(N - 1)(N - 2) \cdot Sd^3} = \frac{108121,32 \cdot 10}{(9)(8)(23,843)^3} = 0,11$$

## 4. Koefisien Ketajaman (Coefficient of Kurtosis)

$$Ck = \frac{\sum(R - \bar{R})^4 \cdot N^2}{(N-1)(N-2)(N-3)Sd^4} = \frac{6183395,34 \times 10^2}{9 \times 8 \times 7 \times (23,84883)^4} = 3,79$$

#### 4.1.2.3 Metode Distribusi Log Normal dan Log Pearson Tipe III

Tabel 4.4 Perhitungan  $(\log R - \overline{\log R})$ ,  $(\log R - \overline{\log R})^2$ ,  $(\log R - \overline{\log R})^3$ , dan  $(\log R - \overline{\log R})^4$  untuk metode distribusi Log Normal dan Log Pearson Type III

No	Tahun	Rmaks = Rm	Log R = r	r - $\bar{r}$	(r - $\bar{r}$ ) <sup>2</sup>	(r - $\bar{r}$ ) <sup>3</sup>	(r - $\bar{r}$ ) <sup>4</sup>
		(mm)	(mm)				
1	2005	67,000	1,826	-0,106	0,011	-0,00119	0,0001263
2	2006	73,000	1,863	-0,069	0,005	-0,00033	0,0000223
3	2007	79,000	1,898	-0,034	0,001	-0,00004	0,0000014
4	2008	94,000	1,973	0,041	0,002	0,00007	0,0000028
5	2009	97,000	1,987	0,055	0,003	0,00016	0,0000089
6	2010	73,000	1,863	-0,069	0,005	-0,00033	0,0000223
7	2011	73,000	1,863	-0,069	0,005	-0,00033	0,0000223
8	2012	67,000	1,826	-0,106	0,011	-0,00119	0,0001263
9	2013	128,000	2,107	0,175	0,031	0,00537	0,0009407
10	2014	130,000	2,114	0,182	0,033	0,00602	0,0010939
		$\Sigma$	19,321	$\Sigma$	0,106	0,00822	0,0023674
		log R	1,932				

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Perhitungan parameter statistik berdasarkan metode distribusi Log Normal dan Log Pearson Type III :

1. Deviasi Standar (*Standard Deviation*)

$$S \log R = \sqrt{\frac{\sum(\log R - \overline{\log R})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{0,106}{10-1}} = 0,11$$

## 2. Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{S \log R}{\log R} = \frac{0,108661}{1,932} = 0,06$$

3. Koefisien Kemencengan (*Coefficient of Skewness*)

$$Cs = \frac{\sum(\log R - \overline{\log R})^3 \cdot N}{(N-1)(N-2) \cdot S \log R^3} = \frac{0,00822x10}{(9)(8)(0,108661)^3} = 0,89$$

4. Koefisien Ketajaman (*Coefficient of Kurtosis*)

$$Ck = \frac{\sum(\log R - \overline{\log R})^4 \cdot N^2}{(N-1)(N-2)(N-3) \cdot S \log R^4} = \frac{0,0023674x10^2}{9x8x7x(0,108661)^4} = 3,37$$

Diambil hasil perhitungan parameter Cs dan Ck untuk dibandingkan dalam uji kecocokan distribusi agar mengetahui distribusi mana yang dapat digunakan. Hasil perbandingan dapat dilihat pada tabel 4.5.

Tabel 4.5 Tabel hasil perbandingan Cs dan Ck dalam uji kecocokan distribusi

Metode Distribusi	Sifat Distribusi		Perhitungan		Ket
	Cs	Ck	Cs	Ck	
Normal	0	3	1,107	3,793	NOT OK
Gumbel	$\leq 1,139$	$\leq 5,402$	1,107	3,793	OK
Pearson Type III	Fleksibel	Fleksibel	1,107	3,793	OK
Log Pearson Type III	$0 < Cs < 9$		0,890	3,369	OK
Log Normal	$Cs \neq 0$		0,890	3,369	NOT OK
	$S = 3Cv + Cv^2 = 0,133$				

(Sumber : Hasil Perhitungan)

### 4.1.3 Uji Kecocokan Distribusi

Uji kecocokan distribusi dilakukan untuk mengetahui persamaan distribusi peluang yang paling sesuai dengan data hujan.

#### 4.1.3.1 Uji Chi Kuadrat

1. Jumlah data (n) = 10
2. Jumlah grup (G) =  $1 + 3,322 \log (n)$   
 $= 1 + 3,322 \log 10$   
 $= 4,322 \approx 5$  grup
3. Data pengamatan dibagi menjadi 5 sub grup dengan interval peluang  $(P) = \frac{1}{G} = \frac{1}{5} = 0,20$ . Peluang setiap grup adalah:
  - a. Sub grup 1 =  $P \leq 0,20$
  - b. Sub grup 2 =  $0,20 < P \leq 0,40$
  - c. Sub grup 3 =  $0,40 < P \leq 0,60$
  - d. Sub grup 4 =  $0,60 < P \leq 0,80$
  - e. Sub grup 5 =  $P > 0,80$

#### 4.1.3.1.1 Metode Distribusi Gumbel

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, diketahui:

$$\bar{R} = 88,10 \text{ mm}$$

$$S = 23,85$$

$$C_s = 1,11$$

Persamaan distribusi:

$$R_T = \bar{R} + k.S = 88,10 + 23,85k$$

Contoh perhitungan batasan sub grup:

Untuk peluang  $(P) = 0,2$ , dari Tabel 2.1 diperoleh nilai  $k = -0,476$ .

$$\text{Sehingga, } R_T = 88,10 + (-0,476) 23,85 = 76,75 \text{ mm}$$

Hasil perhitungann  $R_T$  sebagai batasan sub grup dapat dilihat pada tabel 4.6.

Tabel 4.6 Perhitungan  $R_T$  sebagai batasan sub grup

PELUANG (P)	$\bar{R}$ (MM)	CS	K	S	$R_T$ (MM)
0,80	88,10	1,107	1,510	23,849	124,11
0,60	88,10	1,107	0,671	23,849	104,10
0,40	88,10	1,107	0,087	23,849	90,17
0,20	88,10	1,107	-0,476	23,849	76,75

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.7 Uji Chi Kuadrat Metode Gumbel

No.	Nilai Batasan Sub Grup			Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)2$
				O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>		E <sub>i</sub>
1	R <sub>t</sub>	<	76,75	2	2	0	0,00
2	76,75	< R <sub>t</sub> <	90,17	0	2	4	2,00
3	90,17	< R <sub>t</sub> <	104,10	3	2	1	0,50
4	104,10	< R <sub>t</sub> <	124,11	1	2	1	0,50
5	124,11	<	R <sub>t</sub>	4	2	4	2,00
$\Sigma$				10	8		5,00

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berdasarkan tabel 2.6 nilai kritis Uji Chi Kuadrat, dengan nilai derajat kebebasan  $(dk) = 5 - 2 - 1 = 2$  dan derajat kepercayaan  $(\alpha) = 5\%$ , maka didapat  $X^2 = 5,991$ . Diperoleh  $X_h^2 < X^2$ , yakni  $5,00 < 5,991$ , sehingga persamaan distribusi Gumbel dapat diterima.

#### 4.1.3.1.2 Metode Distribusi Pearson Type III

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, diketahui:

$$\bar{R} = 88,10 \text{ mm}$$

$$S = 23,84883$$

$$C_s = 1,107077$$

Persamaan distribusi:

$$R_T = \bar{R} + k.S = 88,10 + 23,84883k$$

Contoh perhitungan batasan sub grup:

Untuk peluang (P) = 0,20 dengan interpolasi dari Tabel 2.5 nilai k distribusi Pearson Type III, diperoleh:

$$k = \frac{1,2 - 1,107}{1,2 - 1} = \frac{0,732 - x}{0,732 - 0,758}$$

$$k = \frac{(1,2 - 1,107)(0,732 - 0,758)}{1,2 - 1} + 0,732$$

$$= 0,744$$

Sehingga,  $R_T = 88,10 + (0,744) 23,849 = 105,845$  mm

Hasil perhitungann  $R_T$  sebagai batasan sub grup dapat dilihat pada tabel 4.8.

Tabel 4.8 Perhitungan  $R_T$  sebagai batasan sub grup

<b>PELUANG (P)</b>	<b><math>\bar{R}</math>(MM)</b>	<b>S</b>	<b>K</b>	<b>S</b>	<b><math>R_T</math> (MM)</b>
<b>0,80</b>	<b>88,10</b>	<b>1,107</b>	<b>-0,8477</b>	<b>23,849</b>	<b>67,883</b>
<b>0,60</b>	<b>88,10</b>	<b>1,107</b>	<b>-0,6030</b>	<b>23,849</b>	<b>78,490</b>
<b>0,40</b>	<b>88,10</b>	<b>1,107</b>	<b>0,1276</b>	<b>23,849</b>	<b>91,144</b>
<b>0,20</b>	<b>88,10</b>	<b>1,107</b>	<b>0,7441</b>	<b>23,849</b>	<b>105,845</b>

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Tabel 4.9 Uji Chi Kuadrat Metode Pearson Type III

No.	Nilai Batasan Sub Grup			Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>		
1	Rt	<	67,88	2	2	0	0,000
2	67,88	< Rt <	78,49	3	2	1	0,500
3	78,49	< Rt <	91,14	1	2	1	0,500
4	91,14	< Rt <	105,85	2	2	0	0,000
5	105,85	<	Rt	2	2	0	0,000
$\Sigma$				10	10		1,000

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berdasarkan tabel 2.6 nilai kritis Uji Chi Kuadrat, dengan nilai derajat kebebasan (dk) = 5 - 2 - 1 = 2 dan derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) = 5%, maka didapat  $X^2 = 5,991$ . Diperoleh  $X_h^2 < X^2$ , yakni  $1,00 < 5,991$ , sehingga persamaan distribusi Pearson Type III dapat diterima.

#### 4.1.3.1.3 Metode Distribusi Log Pearson Type III

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, diketahui:

$$\overline{\log R} = 1,932 \text{ mm}$$

$$S \log R = 0,109$$

$$C_s = 0,8899$$

Persamaan distribusi:

$$\log R_T = \overline{\log R} + k.S \log R = 1,932 + 0,109 k$$

Contoh perhitungan batasan sub grup:

Untuk peluang (P) = 0,20 dengan interpolasi dari Tabel 2.5 nilai k distribusi Log Pearson Type III, diperoleh:

$$k = \frac{1,0 - 0,89}{1,0 - 0,8} \frac{0,758 - x}{0,758 - 0,78} + 0,758$$

$$= \frac{(1,0 - 0,89)(0,758 - 0,78)}{1,0 - 0,8} + 0,758$$

$$= 0,7701$$

$$\text{Sehingga, } \log R_T = 1,932 + (0,7701) 0,109 = 2,016$$

$$R_T = 10^{2,016} = 103,696 \text{ mm}$$

Hasil perhitungann  $R_T$  sebagai batasan sub grup dapat dilihat pada tabel 4.10.

Tabel 4.10 Perhitungan  $R_T$  sebagai batasan sub grup

PELUANG (P)	$\bar{R}$ (MM)	S	K	S	$R_T$ (MM)
0,80	1,932	0,89	-0,8542	0,109	69,066
0,60	1,932	0,89	-0,3823	0,109	77,721
0,40	1,932	0,89	0,1591	0,109	88,996
0,20	1,932	0,89	0,7701	0,109	10.696

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4.11 Uji Chi Kuadrat Metode Log Pearson Type III

No.	Nilai Batasan Sub Grup			Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2 / E_i$
				$O_i$	$E_i$		
1	Rt	<	69,07	2	2	0	0,000
2	69,07	< Rt <	77,72	3	2	1	0,500
3	77,72	< Rt <	89,00	1	2	1	0,500
4	89,00	< Rt <	103,70	2	2	0	0,000
5	103,70	<	Rt	2	2	0	0,000
$\Sigma$				10	10		1,000

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berdasarkan tabel 2.6 nilai kritis Uji Chi Kuadrat, dengan nilai derajat kebebasan  $(dk) = 5 - 2 - 1 = 2$  dan derajat kepercayaan  $(\alpha) = 5\%$ , maka didapat  $X^2 = 5,991$ . Diperoleh  $Xh^2 < X^2$ , yakni  $1,00 < 5,991$ , sehingga persamaan distribusi Log Pearson Type III dapat diterima.

### 4.1.3.2 Uji Smirnov - Kolmogorov

#### 4.1.3.2.1 Distribusi Gumbel

Contoh perhitungan untuk data curah hujan tahun 2009:

1. Berdasarkan data yang telah diurutkan, diketahui bahwa:

$$X = 79,00$$

$$m \text{ (urutan ke-)} = 5$$

$$n \text{ (jumlah data)} = 10$$

$$\bar{X} = 88,10$$

$$S = 23,849$$

2. Peluang pengamatan

$$P(X) = \frac{m}{n+1} = \frac{5}{10+1} = 0,455$$

$$P(X<) = 1 - P(X) = 1 - 0,455 = 0,545$$

3. Peluang teoritis

$$f(t) = \frac{X-\bar{X}}{s} = \frac{79,00-88,10}{23,849} = -0,38$$

$P'(X<)$  didapat dari tabel wilayah luas di bawah kurva normal, berdasarkan nilai  $f(t)$  :

Dengan  $f(t) = -0,38$ , maka:

$$P'(X) = 0,648$$

$$P'(X<) = 1 - P'(X) = 1 - 0,648 = 0,352$$

4.  $D$  = selisih terbesar peluang pengamatan dan peluang teoritis

$$D = P(X<) - P'(X<) = 0,648 - 0,352 = 0,193$$

Tabel 4.12 Uji Smirnov – Kolmogorov untuk Distribusi Gumbel

$X_i$	$m$	$P(X)$	$P(X<)$	$f(t)$	$P'(X)$	$P'(X<)$	$D_{maks}$
$1$	$2$	$3$	$4 = \text{nilai } 1 - \text{kol } 3$	$5$	$6$	$\text{nilai } 1 - \text{kol } 6$	$8 = 7 - 4$
130	1	0,091	0,909	1,76	0,039	0,961	0,052
128	2	0,182	0,818	1,67	0,048	0,953	0,134
97	3	0,273	0,727	0,37	0,356	0,644	0,083
94	4	0,364	0,636	0,25	0,401	0,599	0,038
79	5	0,455	0,545	-0,38	0,648	0,352	0,193
73	6	0,545	0,455	-0,63	0,736	0,264	0,190
73	7	0,636	0,364	-0,63	0,736	0,264	0,099
73	8	0,727	0,273	-0,63	0,736	0,264	0,008
67	9	0,818	0,182	-0,88	0,811	0,189	0,008
67	10	0,909	0,091	-0,88	0,811	0,189	0,098

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh  $D_{\max} = 0,193$ . Kemudian berdasarkan Tabel Nilai Kritis  $D_0$  Uji Smirnov-Kolmogorov, dengan derajat kepercayaan 5% dan  $N=10$ , diperoleh  $D_0 = 0,41$ . Jadi,  $D_{\max} < D_0$ , yakni  $0,193 < 0,41$ , sehingga persamaan distribusi Gumbel dapat diterima.

#### 4.1.3.2.2 Distribusi Pearson Type III

Contoh perhitungan untuk data curah hujan tahun 2009:

1. Berdasarkan data yang telah diurutkan, diketahui bahwa:

$$X = 79,00$$

$$m \text{ (urutan ke-)} = 5$$

$$n \text{ (jumlah data)} = 10$$

$$\bar{X} = 88,10$$

$$S = 23,849$$

2. Peluang pengamatan

$$P(X) = \frac{m}{n+1} = \frac{5}{10+1} = 0,455$$

$$P(X<) = 1 - P(X) = 1 - 0,455 = 0,545$$

## 3. Peluang teoritis

$$f(t) = \frac{X - \bar{X}}{s} = \frac{79,00 - 88,10}{23,849} = -0,38$$

$P'(X <)$  didapat dari tabel wilayah luas di bawah kurva normal, berdasarkan nilai  $f(t)$  :

Dengan  $f(t) = -0,38$ , maka:

$$P'(X) = 0,648$$

$$P'(X <) = 1 - P'(X) = 1 - 0,648 = 0,352$$

## 4. D = selisih terbesar peluang pengamatan dan peluang teoritis

$$D = P(X <) - P'(X <) = 0,545 - 0,352 = 0,193$$

Tabel 4.13 Uji Smirnov – Kolmogorov untuk Distribusi Gumbel

$X_i$	$m$	$P(X)$	$P(X <)$	$f(t)$	$P'(X)$	$P'(X <)$	$D_{maks}$
$I$	2	3	4 = nilai 1 - kol 3	5	6	nilai 1 - kd 8 = 7 - 4	
130	1	0,091	0,909	1,76	0,039	0,961	0,052
128	2	0,182	0,818	1,67	0,048	0,953	0,134
97	3	0,273	0,727	0,37	0,356	0,644	0,083
94	4	0,364	0,636	0,25	0,401	0,599	0,038
79	5	0,455	0,545	-0,38	0,648	0,352	0,193
73	6	0,545	0,455	-0,63	0,736	0,264	0,190
73	7	0,636	0,364	-0,63	0,736	0,264	0,099
73	8	0,727	0,273	-0,63	0,736	0,264	0,008
67	9	0,818	0,182	-0,88	0,811	0,189	0,008
67	10	0,909	0,091	-0,88	0,811	0,189	0,098

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh  $D_{max} = 0,193$ . Kemudian berdasarkan Tabel Nilai Kritis  $D_0$  Uji Smirnov-Kolmogorov, dengan derajat kepercayaan 5% dan  $N=10$ , diperoleh  $D_0 = 0,41$ . Jadi,  $D_{max} < D_0$ , yakni  $0,193 < 0,41$ , sehingga persamaan distribusi Pearson Type III dapat diterima.

#### 4.1.3.2.3 Distribusi Log Pearson Type III

Contoh perhitungan untuk data curah hujan tahun 2009:

1. Berdasarkan data yang telah diurutkan, diketahui bahwa:

X	= 88,10
Log X	= 1,932
m (urutan ke-)	= 3
n (jumlah data)	= 10
$\overline{\log X}$	= 1,987
S log X	= 0,109

2. Peluang pengamatan

$$P(X) = \frac{m}{n+1} = \frac{3}{10+1} = 0,273$$

$$P(X <) = 1 - P(X) = 1 - 0,273 = 0,727$$

3. Peluang teoritis

$$f(t) = \frac{\log X - \overline{\log X}}{S \log X} = \frac{1,987 - 1,932}{0,109} = 0,50$$

$P'(X <)$  didapat dari tabel wilayah luas di bawah kurva normal, berdasarkan nilai  $f(t)$  :

Dengan  $f(t) = 0,50$ , maka:

$$P'(X) = 0,309$$

$$P'(X <) = 1 - P'(X) = 1 - 0,309 = 0,692$$

4. D = selisih terbesar peluang pengamatan dan peluang teoritis

$$D = P(X <) - P'(X <) = 0,692 - 0,727 = 0,036$$

Tabel 4.14 Uji Smirnov – Kolmogorov untuk Distribusi Log Pearson Type III

Log X	m	P(X)	P(X<)	f(t)	P'(X)	P'(X<)	D
<i>l</i>	2	3	4 = nilai 1 - kol 3	5	6	7 = nilai 1 - kol 6	8 = 7 - 4
2,11	1	0,091	0,909	1,67	0,048	0,953	0,043
2,11	2	0,182	0,818	1,61	0,054	0,946	0,128
1,99	3	0,273	0,727	0,50	0,309	0,692	0,036
1,97	4	0,364	0,636	0,38	0,352	0,648	0,012
1,90	5	0,455	0,545	-0,32	0,626	0,375	0,171
1,86	6	0,545	0,455	-0,63	0,736	0,264	0,190
1,86	7	0,636	0,364	-0,63	0,736	0,264	0,099
1,86	8	0,727	0,273	-0,63	0,736	0,264	0,008
1,83	9	0,818	0,182	-0,98	0,837	0,164	0,018
1,83	10	0,909	0,091	-0,98	0,837	0,164	0,073

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh  $D_{\max} = 0,190$ . Kemudian berdasarkan Tabel Nilai Kritis  $D_0$  Uji Smirnov-Kolmogorov, dengan derajat kepercayaan 5% dan  $N=10$ , diperoleh  $D_0 = 0,41$ . Jadi,  $D_{\max} < D_0$ , yakni  $0,190 < 0,41$ , sehingga persamaan distribusi Log Pearson Type III data diterima.

#### 4.1.3.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Berdasarkan perhitungan uji kecocokan Chi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov di atas, dapat dihasilkan rekapitulasi seperti tabel 4.15.

Tabel 4.15 Rekapitulasi uji kecocokan distribusi

Persamaan Distribusi	Uji Kecocokan							
	Chi – Square				Smirnov-Kolmogorov			
	$X_h^2$	Nilai	$X^2$	Evaluasi	$D_{\max}$	Nilai	$D_0$	Evaluasi
Gumbel	5,00	<	5,991	OK	0,193	<	0,41	OK
Pearson Type III	1,00	<	5,991	OK	0,193	<	0,41	OK
Log Pearson Type III	1,00	<	5,991	OK	0,190	<	0,41	OK

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berdasarkan tabel 2.14, ketiga distribusi telah memenuhi syarat uji kecocokan distribusi. Sehingga, perhitungan curah hujan rencana dapat menggunakan metode distribusi Gumbel, Pearson Type III maupun Log Pearson Type III. Dalam tugas akhir ini perhitungan curah hujan rencana dilakukan menggunakan distribusi Log Pearson Type III karena nilai chi kuadratnya lebih kecil.

#### 4.1.3.4 Distribusi Log Pearson Type III

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, diketahui:

$$\overline{\log R} = 1,932 \text{ mm}$$

$$S \log R = 0,109$$

$$C_s = 0,8899$$

Persamaan distribusi:

$$\log R_T = \overline{\log R} + k.S \log R = 1,932 + 0,109 k$$

Contoh perhitungan batasan sub grup:

Untuk peluang (P) = 0,20 dengan interpolasi dari Tabel 2.5 nilai k distribusi Log Pearson Type III, diperoleh:

$$k = \frac{1,0 - 0,89}{1,0 - 0,8} = \frac{0,758 - x}{0,758 - 0,78}$$

$$k = \frac{(1,0 - 0,89)(0,758 - 0,78)}{1,0 - 0,8} + 0,758$$

$$= 0,7701$$

Sehingga,  $\log R_T = 1,932 + (0,7701) 0,109 = 2,016$

$$R_T = 10^{2,016} = 103,696 \text{ mm}$$

Contoh perhitungan batasan sub grup:

Untuk periode ulang = 2 tahun

dengan interpolasi dari Tabel 2.5 nilai k distribusi Log

Pearson

Type III, diperoleh:

$$\frac{0,9 - 0,89}{0,9 - 0,8} = \frac{(-0,148) - x}{(-0,148) - (-0,132)}$$



$$k = \frac{0,9 - 0,89 (-0,148 - (-0,132))}{0,9 - 0,8} + (-0,148)$$

$$= -0,146$$

Sehingga,  $\log R_T = 1,932 + (-0,146) 0,109 = 1,916$

$$R_T = 10^{1,916} = 82,447 \text{ mm}$$

Hasil perhitungann  $R_T$  sebagai batasan sub grup dapat dilihat pada tabel 4.26.

Tabel 4.16 Perhitungan curah hujan rencana dengan distribusi Log Pearson Type III

T (years)	$\bar{x}$	k	S	k.S	log X	X = anti log X (mm)
2	1,932	-0,146	0,109	-0,016	1,916	82,447
5	1,932	0,770	0,109	0,084	2,016	103,696
10	1,932	1,339	0,109	0,145	2,078	119,548
25	1,932	2,016	0,109	0,219	2,151	141,625
50	1,932	2,493	0,109	0,271	2,203	159,596
100	1,932	2,950	0,109	0,321	2,253	178,924

(Sumber: Hasil Perhitungan)

## 4.2 Perhitungan Debit Rencana

### 4.2.1 Perencanaan Sistem Drainase UC tahap 4

Pengembangan tahap 4 Universitas Ciputra yaitu gedung bertingkat 23 lantai dengan perkiraan tinggi 101 m dan kemiringan atap  $8,9^\circ$  dan bertngkat 7 lantai dengan perkiraan tinggi 28 m dan kemiringan atap datar. Gambar 4.2 merupakan site plan pengembangan tahap 4.



Gambar 4.2 Site plan UC dengan pengembangan tahap 4

Gedung perencanaan tahap 4 ini terdapat 3 bagian pengaliran limpasan air hujan. Bagian 1, di atap gedung dengan tinggi +101 meter dan kemiringan atap  $8,9^\circ$ . Terdapat 6 pipa vertikal untuk mengalirkan limpasan air hujan menuju saluran eksisting. Bagian kedua berada di balkon gedung lantai 23 dengan ketinggian +99,75 dan 8 talang vertikal. Untuk atap di lantai 7 terdapat 2 pipa vertikal yang terhubung dengan 2 pipa vertikal pada lantai 23. Atap di lantai 7 memiliki ketinggian 28 meter. Berikut merupakan skema drainase UC tahap 4.



Gambar 4.3 Skema Drainase UC tahap 4

Berikut merupakan contoh perhitungan perencanaan dimulai dari talang horizontal sampai menuju ke saluran eksisting

#### 4.2.1.1 Perhitungan talang horizontal atap saluran B1.3 – B1.2 elevasi +101 meter

a. Perhitungan  $t_o$  ( waktu konsentrasi aliran)

Air hujan yang turun di atap akan memiliki waktu pengaliran di lahan to sebelum masuk ke talang horizontal yang mengalirkan air hujan menuju pipa vertikal ke saluran eksisting.

Panjang aliran atap	= 26 meter
Panjang talang horizontal	= 5,2 meter
S atap ( $8,9^\circ$ )	= 0,146
Koef hambatan	= 0,02 (untuk permukaan licin)

$$t_o = 1,44 \times \left( Nd \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right)^{0,467}$$

$$t_o = 1,44 \times \left( 0,02 \times \frac{26}{\sqrt{0,146}} \right)^{0,467}$$

$$T_o = 1,6628 \text{ menit}$$

b. Perhitungan  $t_f$

Limpasan air hujan yang mengalir di lahan memerlukan waktu untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah aliran ke titik ditinjau

Saluran B1.3 – B1.2

Panjang Saluran	= 5,2 meter
n	= 0,015 (pipa)
S	= 0,0005 (direncanakan)
B	= 0,3 meter (coba – coba)
H	= 0,25 meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = B \times H$$

$$A = 0,3 \times 0,25$$

$$A = 0,075 \text{ m}^2$$

$$P = B + 2H$$

$$P = 0,3 + 2 \times 0,25$$

$$P = 0,8 \text{ meter}$$

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

$$R = \frac{0,075}{0,8} = 0,09375 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus Manning

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

$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,0005^{\frac{1}{2}} \times 0,09375^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 0,307639 \text{ m/s}^2$$

$$Tf = \frac{L}{V} = \frac{5,2}{0,31} = 16,9 \text{ detik} = 0,28 \text{ menit}$$

c. Perhitungan Tc (waktu konsentrasi)

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus dibawah:

$$Tc = t_0 + t_f$$

$$Tc = \frac{1,6628 + 0,28}{60} = 0,03 \text{ jam}$$

d. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi

Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left( \frac{24}{0,03} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 353,65 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran B1.3 – B1.2 memiliki luas area aliran 0,000266 km dengan koefisien pengaliran 0,75 untuk atap

e. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$$Q = V \times A = 0,307 \times 0,075 = 0,0230 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,75 \times 353,65 \times 0,000266$$

$$Q = 0,0196 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dari perhitungan diatas maka saluran talang horizontal atap B1.3 – B1.2 mampu menampung limpasan air hujan yang akan diteruskan ke pipa vertikal saluran B1.3 – B1.2.

Perhitungan pipa horizontal elevasi +101 meter dapat dilihat dalam lampiran 6.2.

#### 4.2.1.2 Perhitungan pipa vertikal saluran B1.3 – B1.2 elevasi +28 sampai elevasi +101

To berasal dari nilai  $t_c$  saluran talang horizontal atap B1.3 – B1.2 yaitu 1,944 menit

a. Perhitungan  $t_f$

V menggunakan rumus kecepatan jatuh bebas

$$V = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 8,91 \times 73} = 37,85 \text{ m/s}$$

$$T_f = \frac{\left(\frac{L}{V}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{73}{0,03}\right)}{60 \text{ detik}} = 0,03 \text{ menit}$$

b. Perhitungan  $T_c$

$$T_c = t_o + t_f$$

$$T_c = \frac{1,944+0,03}{60 \text{ menit}} = 0,033 \text{ jam}$$

c. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left( \frac{24}{0,033} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 349,8 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran B1.3 – B1.2 memiliki luas area aliran 0,000266 km dengan koefisien pengaliran 0,75 untuk atap

d. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

D = 0,1 meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,1^2}{4} = 0,0078 \text{ m}^2$$

$$A = \pi D = \pi \times 0,1 = 0,314 \text{ meter}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,0078}{0,314} = 0,025 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus jatuh bebas

$$Q = V \times A = 23,44 \times 0,025 = 0,184 \text{ m}^3/\text{s}$$

e. Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,75 \times 353,65 \times 0,000266$$

$$Q = 0,0196 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dari perhitungan diatas maka saluran pipa vertikal B1.3 – B1.2 mampu menampung limpasan air hujan yang akan diteruskan ke pipa horizontal saluran B1.3 – B1.2 di elevasi +28

#### 4.2.1.3 Saluran talang horizontal B1.3 – B1.2 elevasi +28

a. Perhitungan to

Ada 2 nilai to, yang pertama dari area aliran atap lantai 7 dan yang kedua berasal dari tc yang didapat dari perhitungan pipa vertikal B1.3 – B1.2 yaitu 1,977 menit. To dipilih yang paling besar

Panjang talang horizontal = 21,4 meter  
 S atap = 0,0005 (atap datar)  
 Koef hambatan = 0,02 (untuk permukaan licin)

$$t_o = 1,44 \times \left( Nd \times \frac{l}{\sqrt{S}} \right)^{0,467}$$

$$t_o = 1,44 \times \left( 0,02 \times \frac{21,4}{\sqrt{0,0005}} \right)^{0,467}$$

To = 5,71 menit

b. Perhitungan tf

Limpasan air hujan yang mengalir di lahan memerlukan waktu untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah aliran ke titik ditinjau

Saluran B1.3 – B1.2

Panjang Saluran = 5,2 meter  
 n = 0,015 (pipa)  
 S = 0,0005 (direncanakan)  
 B = 0,3 meter (coba – coba)  
 H = 0,25 meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = B \times H$$

$$A = 0,3 \times 0,25$$

$$A = 0,075 \text{ m}^2$$

$$P = B + 2H$$

$$P = 0,3 + 2 \times 0,25$$

$$P = 0,8 \text{ meter}$$

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

$$R = \frac{0,075}{0,8} = 0,094 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus Manning

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



$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,0005^{\frac{1}{2}} \times 0,094^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 0,308 \text{ m/s}$$

$$Tf = \frac{\left(\frac{L}{V}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{21,4}{0,308}\right)}{60 \text{ detik}} = 1,159 \text{ menit}$$

c. Perhitungan Tc (waktu konsentrasi)

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus dibawah:

$$Tc = t_o + t_f$$

$$Tc = \frac{5,715 + 1,159}{60} = 0,114 \text{ jam}$$

d. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi

Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left(\frac{24}{0,114}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 152,39 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran B1.3 – B1.2 memiliki luas area aliran 0,000472 km dengan koefisien pengaliran 0,75 untuk atap

e. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$$Q = V \times A = 0,307 \times 0,075 = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,75 \times 152,39 \times 0,000472$$

$$Q = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dari perhitungan diatas maka saluran talang horizontal atap B1.3 – B1.2 mampu menampung limpasan air hujan yang akan diteruskan ke pipa vertikal saluran B1.3 – B1.2 elevasi +0 sampai elevasi +28 meter.

Perhitungan debit rencana saluran ditunjukkan pada lampiran 6.2.

#### 4.2.1.4 Perhitungan pipa vertikal saluran B1.2 – B1.1 elevasi +0 sampai elevasi +28

a. Perhitungan  $t_o$

$T_o$  berasal dari nilai  $t_c$  saluran talang horizontal atap B1.3 – B1.2 yaitu 6,875 menit

b. Perhitungan  $t_f$

$V$  menggunakan rumus kecepatan jatuh bebas

$$V = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 8,91 \times 28} = 23,44 \text{ m/s}$$

$$T_f = \frac{\left(\frac{L}{V}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{28}{23,44}\right)}{60 \text{ detik}} = 0,02 \text{ menit}$$

c. Perhitungan  $T_c$

$$T_c = t_o + t_f$$

$$T_c = \frac{6,875 + 0,02}{60 \text{ menit}} = 0,115 \text{ jam}$$

d. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left(\frac{24}{0,115}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 152,09 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran B1.3 – B1.2 memiliki luas area aliran 0,000473 km dengan koefisien pengaliran 0,75 untuk atap

e. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$D = 0,1$  meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,1^2}{4} = 0,0078 \text{ m}^2$$

$$A = \pi D = \pi \times 0,1 = 0,314 \text{ meter}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,0078}{0,314} = 0,025 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus jatuh bebas

$$Q = V \times A = 23,44 \times 0,025 = 0,184 \text{ m}^3/\text{s}$$

f. Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,75 \times 152,09 \times 0,000472$$

$$Q = 0,0149 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dari perhitungan diatas maka saluran pipa vertikal B1.2 – B1.1 mampu menampung limpasan air hujan yang akan diteruskan ke pipa horizontal saluran B1.2 - B1.1 menuju saluran eksisting

Tabel perhitungan pipa horizontal elevasi 0 - +28 meter dapat dilihat pada lampiran 6.2

#### 4.2.1.5 Saluran B1.2 – B1.1 menuju saluran eksisting

a. Perhitungan to

To berasal dari nilai tc pipa vertikal B1.2 – B1.1 yaitu 6,89 menit

b. Perhitungan tf

Saluran B1.3 – B1.2

Panjang Saluran = 3,3meter

n = 0,015 (pipa)

S = 0,0005 (direncanakan)

D = 0,4 meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,4^2}{4} = 0,126 \text{ m}^2$$

$$P = \pi D = \pi \times 0,4 = 1,257 \text{ meter}$$

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

$$R = \frac{0,126}{1,257} = 0,1 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus Manning

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

$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,0005^{\frac{1}{2}} \times 0,1^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 0,321 \text{ m/s}^2$$

$$Tf = \frac{\left(\frac{L}{V}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{3,3}{0,321}\right)}{60 \text{ detik}} = 0,17 \text{ menit}$$

c. Perhitungan Tc (waktu konsentrasi)

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus dibawah:

$$Tc = t_0 + t_f$$

$$Tc = \frac{6,89+0,17}{60} = 0,117 \text{ jam}$$

d. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi

Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left(\frac{24}{0,12}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 149,63 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran B1.3 – B1.2 memiliki luas area aliran 0,000472 km dengan koefisien pengaliran 0,75 untuk atap

e. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$$Q = V \times A = 0,321 \times 0,126 = 0,0404 \text{ m}^3/\text{s}$$

f. Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,75 \times 149,63 \times 0,000473$$

$$Q = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dari perhitungan diatas maka saluran talang horizontal atap B1.2 – B mampu menampung limpasan air hujan yang akan diteruskan ke saluran eksisting

Perhitungan perencanaan saluran dalam pengembangan tahap 4 akan ditampilkan pada lampiran 6.2

#### 4.2.2 Evaluasi Saluran Eksisting

Dengan adanya pembangunan tahap 4 memberikan pengaruh terhadap sistem drainase di area eksisting. Untuk itu perlu adanya evaluasi saluran eksisting untuk mengetahui apakah saluran eksisting mampu menampung debit rencana dengan tambahan debit rencana dari pembangunan tahap 4.

Berikut merupakan contoh perhitungan evaluasi saluran eksisting terhadap penambahan debit dari pembangunan tahap 4

##### 4.2.2.1 Saluran B - A menuju saluran eksisting

Saluran eksisting B – A menerima debit dari saluran B1.2 – B, saluran B1.1 – B, saluran B2 – B dan juga dari area saluran eksisting B – A sendiri.

a. Perhitungan to

Nilai to saluran B – A didapat dari nilai tc terbesar atau nilai dari to saluran B – A sendiri. Nilai to terbesar dari nilai tc saluran B2 – B yaitu 7,745 menit

a. Perhitungan  $t_f$ 

Saluran B – A

Panjang Saluran = 10 meter

 $n = 0,015$  (pipa) $S = 0,005$  (didapat dari hasil selisih elevasi saluran dibagi dengan panjang saluran)

$$S = \frac{23,35 - 23,3}{10} = 0,005$$

 $D = 0,4$  meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,4^2}{4} = 0,126 \text{ m}^2$$

$$P = \pi D = \pi \times 0,4 = 1,257 \text{ meter}$$

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

$$R = \frac{0,126}{1,257} = 0,1 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus Manning

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

$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,005^{\frac{1}{2}} \times 0,1^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 1,016 \text{ m/s}^2$$

$$T_f = \frac{\left(\frac{L}{V}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{10}{1,016}\right)}{60 \text{ detik}} = 0,164 \text{ menit}$$

b. Perhitungan  $T_c$  (waktu konsentrasi)

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus dibawah:

$$T_c = t_o + t_f$$

$$T_c = \frac{7,744 + 0,164}{60} = 0,132 \text{ jam}$$

## c. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

 $R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left( \frac{24}{0,132} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 138,79 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran B – A memiliki luas area aliran 0,0014 km dengan koefisien pengaliran 0,846

d. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$$Q = V \times A = 1,016 \times 0,126 = 0,1276 \text{ m}^3/\text{s}$$

e. Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,75 \times 138,79 \times 0,0014$$

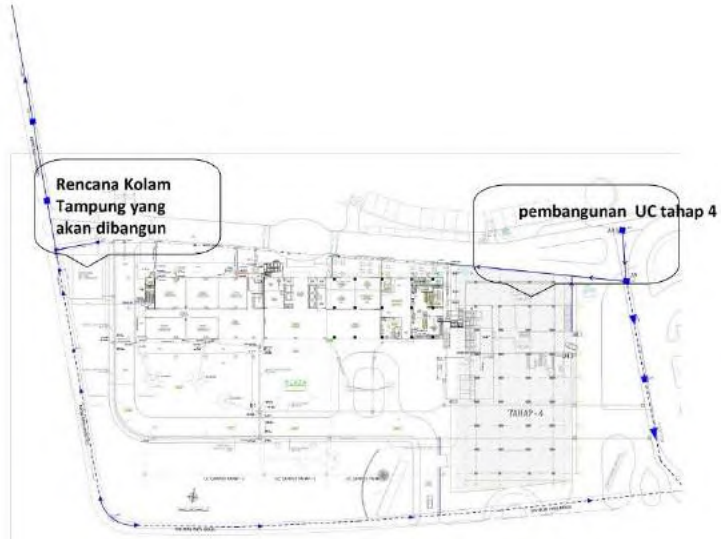
$$Q = 0,045 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dari perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa saluran eksisting B – A dapat menampung debit dengan tambahan debit dari pengembangan tahap 4.

Perhitungan perencanaan saluran dalam pengembangan tahap 4 akan ditampilkan pada lampiran 6.2

### 4.3 Perhitungan kolam tampung

Kolam tampung direncanakan untuk menampung kelebihan debit yang terjadi sebelum dibuang menuju saluran outlet. Kolam tampung yang akan direncanakan dalam kawasan UC diletakkan berdasarkan ketersediaan lahan dalam kawasan. Dalam rencana layout UC, untuk keberadaan posisi kolam tampung diletakkan seperti gambar 4.4.



Gambar 4.4 Lokasi Kolam Tampung

#### 4.3.1 Perhitungan Kebutuhan Kolam Tampung

Kolam tampung yang direncanakan memiliki dimensi 15m x 10m x 2,5 m dengan volume maksimal 375m<sup>3</sup>. Direncanakan kolam tampung memiliki tinggi jagaan 0,3m. Debit kolam tampung berasal dari debit yang terjadi melalui saluran H – I.

Perhitungan kapasitas kolam tampung menggunakan metode rasional dengan rumus

$$\text{Area} = 0,007095 \text{ km}^2$$

$$C \text{ gab} = 0,8346$$

$$T_o = 11,7 \text{ menit}$$

$$I = 107,1499 \text{ mm/jam}$$

$$R = 103,6956 \text{ mm}$$

$$v = 9,718 \text{ m/s}$$

$$Q = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$$



Volume limpasan yang akan masuk ke dalam kolam tampung melalui saluran H – I adalah

$$V = C \times R \times A = 0,83 \times \left( \frac{103,69}{1000} \right) \times (0,007095 \times 1000000)$$

$$V = 614,0974 \text{ m}^3$$

Volume yang disediakan oleh kolam tampung yaitu 330 m<sup>3</sup> dengan tinggi jagaan 0,3 meter

$$\text{Selisih volume} = 614,0974 - 330 = 280,0974 \text{ m}^3$$

Selisih volume tersebut akan dibuang melalui pintu air dengan debit 0,1 m<sup>3</sup>/s

Luas ketersediaan Kolam tampung adalah 150 m<sup>2</sup> dengan rencana ketinggian kolam tampung 2,2 m dengan tinggi jagaan 0,3 m.

#### 4.3.1.1 perhitungan routing kolam tampung dengan $t_c = t_d$ perhitungan volume tampungan

$$Q \text{ maks} = 0,176 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T \text{ maks} = 11,76 \approx 12 \text{ menit}$$

Perhitungan routing pada menit ke 1

$$Q \text{ inflow menit ke } n = \frac{n}{Q} \times t_c$$

$$Q \text{ inflow menit ke } 1 = \frac{1}{0,176} \times 11,76 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V \text{ in menit ke } n = \frac{1}{2} \times \Delta t \times (Q_{(n-1)} + Q_n)$$

$$V \text{ in menit ke } 1 = \frac{1}{2} \times (1 - 0) \times (0,015 + 0)$$

$$V \text{ in menit ke } 1 = 0,4535 \text{ m}^3$$

karena perhitungan volume kolam tampung tidak menggunakan pompa maka debit limpasan dan juga volume outflow bernilai 0

Perhitungan routing pada menit ke 2

$$Q \text{ inflow menit ke } n = \frac{n}{Q} \times t_c$$

$$Q \text{ inflow menit ke } 2 = \frac{2}{0,176} \times 11,76 = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V \text{ in menit ke } n = \frac{1}{2} \times \Delta t \times (Q_{(n-1)} + Q_n)$$

$$V \text{ in menit ke } 2 = \frac{1}{2} \times (2 - 1) \times (0,03 + 0,015)$$

$$V \text{ in menit ke } 2 = 1,357 \text{ m}^3$$

$$V \text{ in kom} = V \text{ in kom menit } (n - 1) + V \text{ in menit ke } n$$

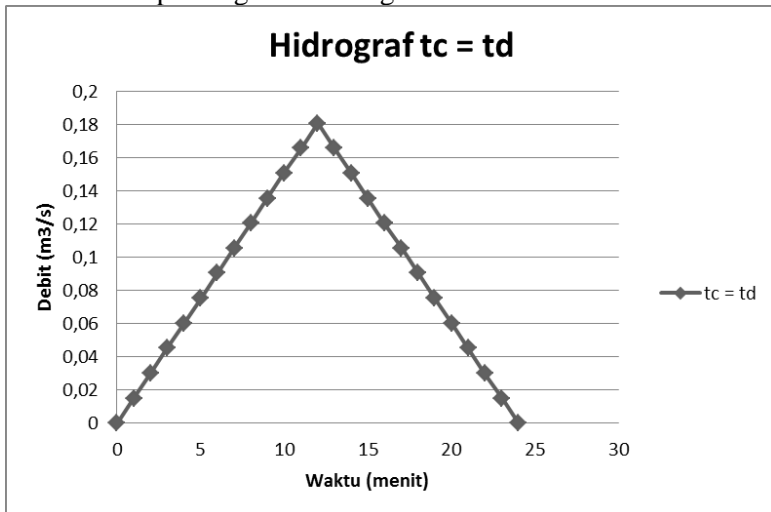
$$V \text{ in komulatif} = 0,4535 + 1,3570 = 1,8094 \text{ m}^3$$

karena perhitungan volume kolam tampung tidak menggunakan pompa maka debit limpasan dan juga volume outflow bernilai 0

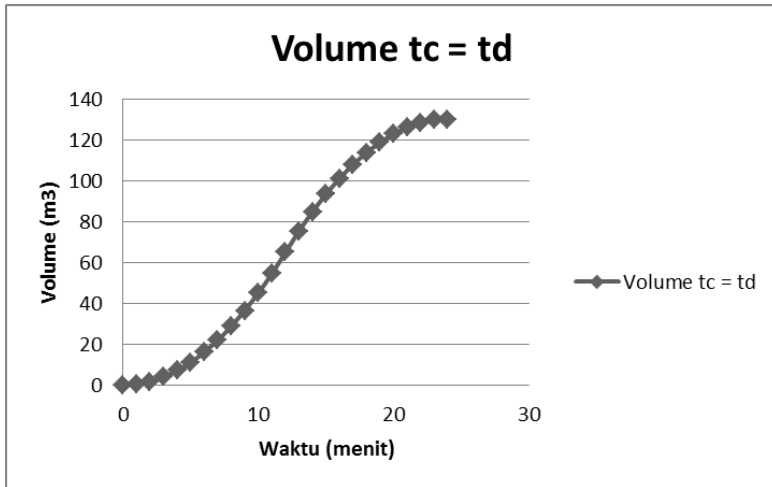
$$H \text{ kolam} = \frac{V \text{ tamp akhir}}{\text{Luas kolam}} = \frac{1,809}{150} = 0,012 \text{ meter}$$

Perhitungan routing kolam tampung dengan  $t_c = t_d$  dapat dilihat dalam lampiran 6.3

Berikut merupakan grafik Hidrograf  $t_c = t_d$



Grafik 4.1 Hidrograf  $t_c = t_d$



Grafik 4.2 Volume tc = td

Pada perhitungan routing kolam tampung saat  $t_c = t_d$  elevasi maksimum yang terjadi adalah 0,87 meter dengan volume tampungan akhir 130,274 m<sup>3</sup>

#### 4.3.1.2 perhitungan kolam tampung dengan $t_d = 32$ menit

pada saat perhitungan  $t_c = t_d$  elevasi maksimum yang terjadi adalah 0,87 meter, sedangkan kedalaman kolam tampung sendiri sebesar 2,2 meter dengan tinggi jagaan 0,3 meter. Karena masih besar kedalaman yang dapat digunakan, maka digunakan cara trial dan error untuk mendapatkan  $t_d$  yang sesuai agar limpasan mampu ditampung oleh kolam dengan kedalaman tana adanya peluapan.

perhitungan volume tampungan

$$Q_{\text{maks}} = 0,176 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_{\text{maks}} = 11,76 \approx 12 \text{ menit}$$

$$T_d = 32 \text{ menit}$$

Perhitungan routing pada menit ke 1

$$Q_{\text{inflow}} \text{ menit ke } n = \frac{n}{Q} \times t_c$$

$$Q \text{ inflow menit ke } 1 = \frac{1}{0,176} \times 11,76 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V \text{ in menit ke } n = \frac{1}{2} \times \Delta t \times (Q_{(n-1)} + Q_n)$$

$$V \text{ in menit ke } 1 = \frac{1}{2} \times (1 - 0) \times (0,015 + 0)$$

$$V \text{ in menit ke } 1 = 0,4535 \text{ m}^3$$

karena perhitungan volume kolam tampung tidak menggunakan pompa maka debit limpasan dan juga volume outflow bernilai 0

Perhitungan routing pada menit ke 2

$$Q \text{ inflow menit ke } n = \frac{n}{Q} \times tc$$

$$Q \text{ inflow menit ke } 2 = \frac{2}{0,176} \times 11,76 = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V \text{ in menit ke } n = \frac{1}{2} \times \Delta t \times (Q_{(n-1)} + Q_n)$$

$$V \text{ in menit ke } 2 = \frac{1}{2} \times (2 - 1) \times (0,03 + 0,015)$$

$$V \text{ in menit ke } 2 = 1,357 \text{ m}^3$$

$$V \text{ in kom} = V \text{ in kom menit } (n - 1) + V \text{ in menit ke } n$$

$$V \text{ in komulatif} = 0,4535 + 1,3570 = 1,8094 \text{ m}^3$$

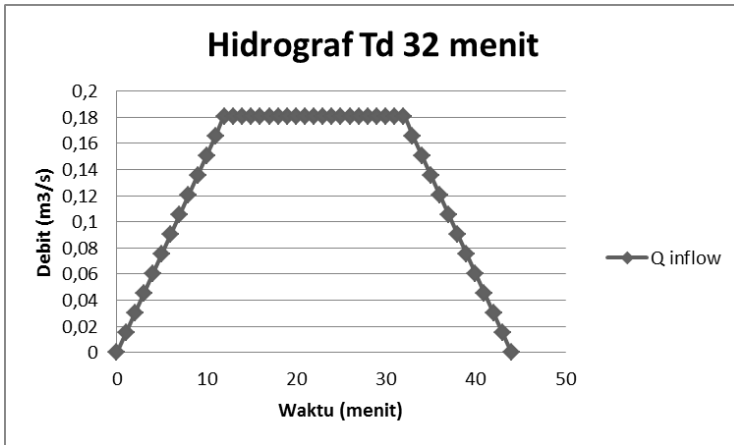
karena perhitungan volume kolam tampung tidak menggunakan pompa maka debit limpasan dan juga volume outflow bernilai 0

$$H \text{ kolam} = \frac{V \text{ tamp akhir}}{\text{Luas kolam}} = \frac{1,809}{150} = 0,012 \text{ meter}$$

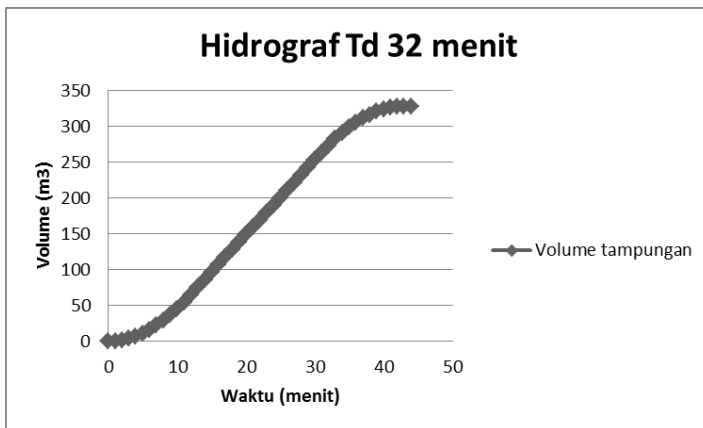
Perhitungan pada menit ke 12 sampai menit ke 32 memiliki debit yang sama.

Perhitungan routing kolam tampung dengan  $t_d = 32$  menit dapat dilihat dalam lampiran 6.3

Berikut merupakan grafik Hidrograf  $t_d = 32$  menit



Grafik 4.3 Hidrograf td = 32 menit



Grafik 4.4 Volume saat td = 32 menit

Pada perhitungan routing saat debit limpasan ditahan sampai 32 menit, kolam tampung masih mampu menampung seluruh volume limpasan. Pada menit ke 44 tinggi air mencapai 2,18 meter dengan volume total tampungan 327,948m<sup>3</sup> Sehingga kolam tampung dapat menampung limpasan dengan waktu tampung 32 menit.

### 4.3.1.3 perhitungan kolam tampung dengan $t_d = 60$ menit

perhitungan volume tampungan

$$Q_{\text{maks}} = 0,176 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_{\text{maks}} = 11,76 \approx 12 \text{ menit}$$

Perhitungan routing pada menit ke 1

$$Q_{\text{inflow}} \text{ menit ke } n = \frac{n}{Q} \times tc$$

$$Q_{\text{inflow}} \text{ menit ke } 1 = \frac{1}{0,176} \times 11,76 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{in}} \text{ menit ke } n = \frac{1}{2} \times \Delta t \times (Q_{(n-1)} + Q_n)$$

$$V_{\text{in}} \text{ menit ke } 1 = \frac{1}{2} \times (1 - 0) \times (0,015 + 0)$$

$$V_{\text{in}} \text{ menit ke } 1 = 0,4535 \text{ m}^3$$

karena perhitungan volume kolam tampung tidak menggunakan pompa maka debit limpasan dan juga volume outflow bernilai 0

Perhitungan routing pada menit ke 2

$$Q_{\text{inflow}} \text{ menit ke } n = \frac{n}{Q} \times tc$$

$$Q_{\text{inflow}} \text{ menit ke } 2 = \frac{2}{0,176} \times 11,76 = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{in}} \text{ menit ke } n = \frac{1}{2} \times \Delta t \times (Q_{(n-1)} + Q_n)$$

$$V_{\text{in}} \text{ menit ke } 2 = \frac{1}{2} \times (2 - 1) \times (0,03 + 0,015)$$

$$V_{\text{in}} \text{ menit ke } 2 = 1,357 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{in}} \text{ kom} = V_{\text{in}} \text{ kom} \text{ menit } (n - 1) + V_{\text{in}} \text{ menit ke } n$$

$$V_{\text{in}} \text{ komulatif} = 0,4535 + 1,3570 = 1,8094 \text{ m}^3$$

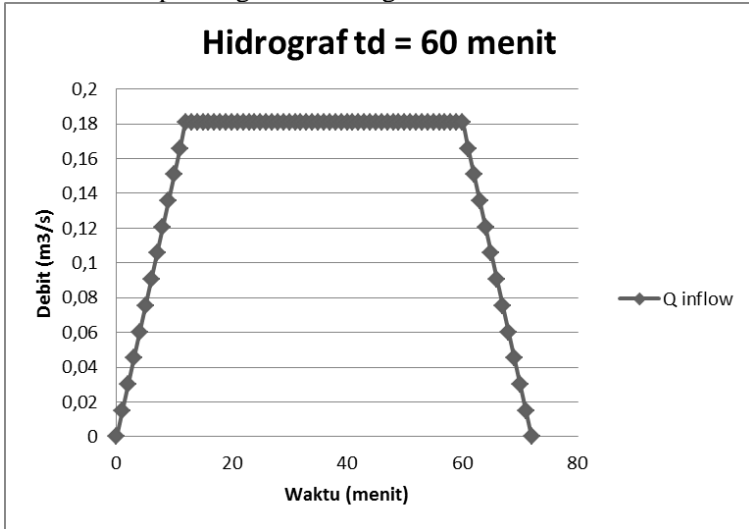
karena perhitungan volume kolam tampung tidak menggunakan pompa maka debit limpasan dan juga volume outflow bernilai 0

$$H_{\text{kolam}} = \frac{V_{\text{tamp}} \text{ akhir}}{\text{Luas kolam}} = \frac{1,809}{150} = 0,012 \text{ meter}$$

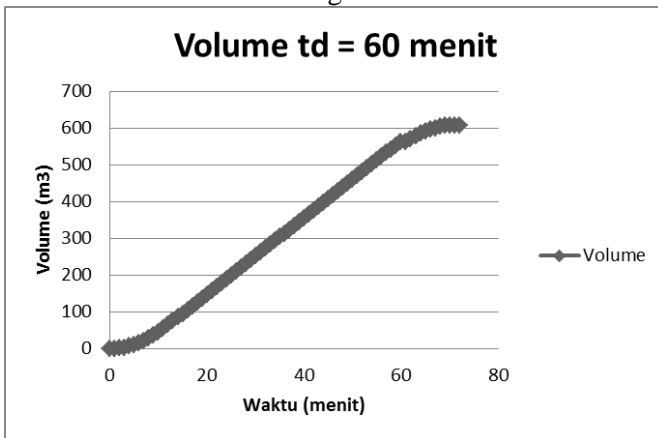
Perhitungan pada menit ke 12 sampai menit ke 60 memiliki debit yang sama.

Perhitungan routing kolam tampung dengan  $t_d = 60$  menit dapat dilihat dalam lampiran 6.3

Berikut merupakan grafik Hidrograf  $t_d = 60$  menit



Grafik 4.5 Hidrograf  $t_d = 60$  menit



Grafik 4.6 Volume  $t_d = 60$  menit

Pada perhitungan routing saat debit limpasan ditahan sampai 60 menit, kolam tampung tidak mampu menampung seluruh volume limpasan. Pada menit ke 42 volume meluber. Pada menit ke 71 tinggi air mencapai 4,06 meter. Sehingga kolam tampung membutuhkan pintu air untuk mengeluarkan debit agar tidak terjadi peluapan.

#### 4.3.1.4 perhitungan kolam tampung $t_d = 60$ menit dengan pintu air atau pompa

dijelaskan pada sub bab sebelumnya bahwa kolam tampung mengalami peluapan pada menit 42 dengan tinggi air 4,06 meter. Untuk itu kolam tampung perlu mengeluarkan debit yang tertampung agar tidak terjadi peluapan. Dalam tugas akhir ini direncanakan pintu air dengan debit keluar 0,1 m<sup>3</sup>/s

perhitungan volume tampungan

$$Q_{\text{maks}} = 0,176 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_{\text{maks}} = 11,76 \approx 12 \text{ menit}$$

$$\text{Volume limpasan yang terjadi} = 614,1 \text{ m}^3$$

$$t_d = \frac{V}{Q} = \frac{614,1 \text{ m}^3}{0,176 \text{ m}^3/\text{s}} = 58,126 \text{ menit} \approx 59 \text{ menit}$$

Perhitungan routing pada menit ke 15

$$Q_{\text{inflow}} \text{ menit ke } n = \frac{n}{Q} \times tc$$

$Q_{\text{inflow}} \text{ menit ke } 15 = 0,181 \text{ m}^3/\text{s}$  (karena pada menit ke 15 kolam tampung menampung debit dalam jumlah yang sama sampai menit ke 59. Debit yang ditampung merupakan debit maksimum)

$$V \text{ in menit ke } n = \frac{1}{2} \times \Delta t \times (Q_{(n-1)} + Q_n)$$

$$V \text{ in menit ke } 15 = \frac{1}{2} \times (15 - 14) \times (0,018 + 0,018)$$

$$V \text{ in menit ke } 15 = 10,40 \text{ m}^3$$

$$V \text{ in kom} = V \text{ in kom menit } (n - 1) + V \text{ in menit ke } n$$

$$V \text{ in kom} = 85,94 + 10,40 = 96,35 \text{ m}^3$$



karena perhitungan volume kolam tampung menggunakan pintu air untuk mengeluarkan debit yang ditampung. Debit yang dikeluarkan pintu air adalah 0,1 m<sup>3</sup>/s. Bukaan pintu dibuka pada menit ke 15.

$$Q \text{ outflow menit ke } 15 = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V \text{ out menit ke } 15 = \frac{1}{2} \times \Delta t \times (Q_{(n-1)} + Q_n)$$

$$V \text{ out menit ke } 15 = \frac{1}{2} \times (15 - 14) \times (0 + 0,1)$$

$$V \text{ out menit ke } 15 = 3 \text{ m}^3$$

$$V \text{ out kom} = V \text{ out menit } (n - 1) + V \text{ out menit ke } n$$

$$V \text{ out kom} = 0 + 3 = 3 \text{ m}^3$$

$$V \text{ tampungan akhir} = V \text{ out in} - V \text{ out Kom}$$

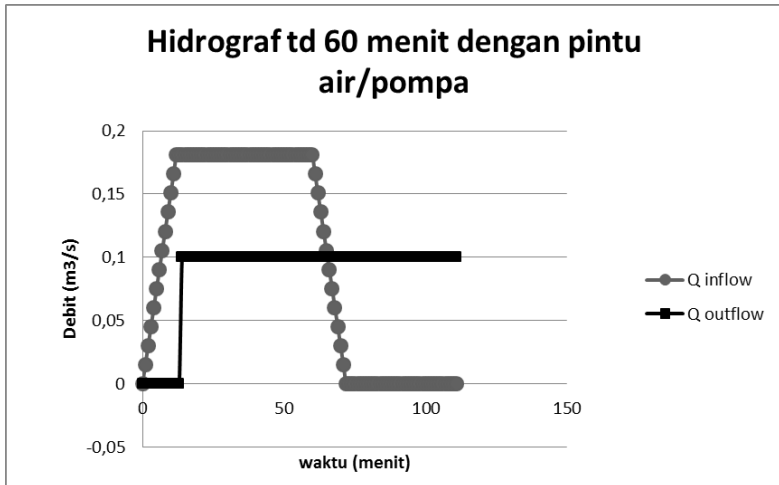
$$V \text{ tampungan akhir} = 96,35 - 3 = 93,35 \text{ m}^3$$

$$H \text{ kolam} = \frac{V \text{ tamp akhir}}{\text{Luas kolam}} = \frac{93,35}{150} = 0,65 \text{ meter}$$

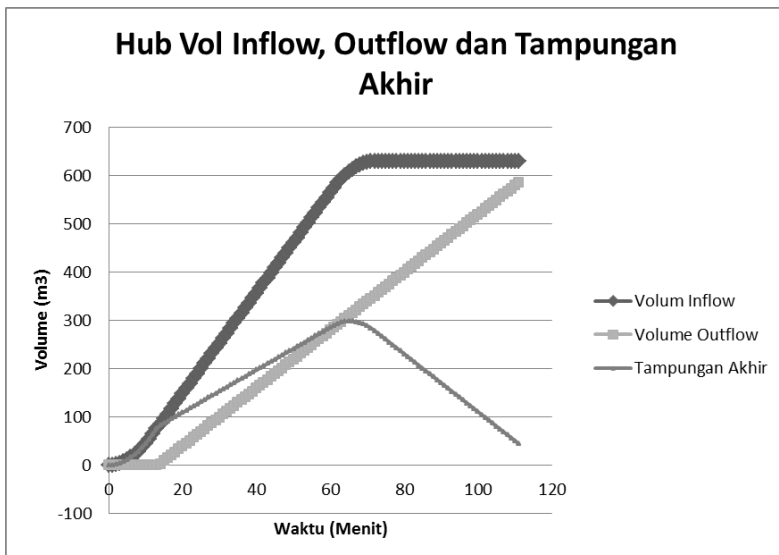
Perhitungan tidak dilakukan sampai ke 0 dikarenakan air limpasan air hujan yang ditampung digunakan untuk keperluan lingkungan seperti menyiram tanaman. Maka dari itu perhitungan dilakukan hanya sampai menit ke 110 dengan sisa volume 46,26 m<sup>3</sup> dan tinggi muka air dari dasar kolam 0,31 meter. Untuk routing pompa sama seperti perhitungan dengan pintu air. Pompa hanya digunakan pada saat pintu air tidak dapat berfungsi.

Perhitungan routing kolam tampung td = 60 menit dengan pintu air dapat dilihat dalam lampiran 6.3

Berikut merupakan grafik Hidrograf td = 60 menit dengan pintu air



Grafik 4.7 Hidrograf  $td = 60$  menit dengan pintu air



Grafik 4.8 Hubungan Volume inflow, volume outflow dan tampungan akhir

#### 4.4 perencanaan dimensi dan operasional pintu air dan elevasi kolam

untuk mengalirkan debit limpasan yang ditampung ke dalam kolam tampung diperlukan pintu air dengan dimensi yang sesuai dengan kebutuhan yang disertai elevasi kolam dan juga pintu untuk mengetahui apakah kolam tampung memerlukan pompa atau tidak.

##### 4.4.1 Perhitungan tinggi bukaan pintu

Perhitungan tinggi bukaan pintu direncanakan menggunakan aliran tak tenggelam dengan data dari perhitungan sebelumnya.

B pintu = 0,2 meter (direncanakan)

Muka air maks = 2,2 meter (dari selisih tinggi kolam dan tinggi jagaan)

Q outflow = 0,1 m<sup>3</sup>/s (direncanakan)

Tinggi jagaan = 0,3 meter

Elevasi hilir saluran H – I = + 22.85meter

Direncanakan elevasi dasar kolam = +22.40 meter

Direncanakan elevasi pintu air = el. Dasar kolam = +22.70 meter

Z = elevasi pintu air – elevasi dasar kolam = 0,3 meter

$$h = \frac{Q}{\mu b \sqrt{2gz}} = \frac{0,1}{0,8 \times 0,2 \sqrt{2 \times 8,91 \times 0,3}} = 0,27 \text{ meter}$$

h = tinggi bukaan pintu

Q = debit (m<sup>3</sup>/s)

μ = koefisien debit untuk bukaan dibawah permukaan dengan tinggi energi kecil = 0,80

b = lebar pintu (meter)

g = percepatan gravitasi (m<sup>2</sup>/s)

z beda kedalaman air (meter)

jadi dari perhitungan diatas didapatkan tinggi bukaan pintu yaitu 0,27 meter, maka direncanakan tinggi pintu air adalah 0,3 meter.

#### 4.4.2 Perhitungan dimensi pintu air

Pintu air yang digunakan direncanakan menggunakan pintu air dari pelat baja. Untuk mendapatkan tebal pintu air menggunakan rumus gaya hidrostatik akibat air dan menghitung  $M_{max}$  pada daun pintu

Diketahui:

$$\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_{air} = H_{max} - z = 2,2 - 0,3 = 1,9 \text{ meter}$$

$$H_{pintu} = 0,3 \text{ meter}$$

$$B_{pintu} = 0,2 \text{ meter}$$

a. Rumus perhitungan gaya hidrostatik akibat air

$$H_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times h_p \times (2h_a - h_p) \times b$$

$$H_a = \frac{1}{2} \times 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0,3 \text{ m} \times (2 \times 1,9 \text{ m} - 0,3 \text{ m}) \times 0,2 \text{ m}$$

$$H_a = 105 \text{ kg}$$

b. Rumus perhitungan  $M_{max}$  pada daun pintu

$$q = \frac{H_a}{b} = \frac{0,105}{0,2} = 0,525 \text{ t/m}$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times q \times b^2 = \frac{1}{8} \times 0,525 \times 0,2^2 = 0,003 \text{ tm}$$

$$= 262,5 \text{ kgcm}$$

Sehingga untuk mencari tebal daun pintu yaitu

$\Sigma$  = tegangan ijin baja ( 1600 kg/cm<sup>2</sup>)

$$t = \sqrt{\frac{6 M_{max}}{b \times \sigma}} = \sqrt{\frac{6 \times 262,5}{20 \times 1600}} = 0,22 \text{ cm}$$

Tebal daun pintu yang dipakai 25 cm

sehingga dapat disimpulkan lebar pintu air yang akan digunakan adalah 0,2m. Tinggi bukaan pintu air adalah 0,27 meter, tinggi pintu air 0,3 meter dan tebal pintu air 0,25 meter.

#### **4.4.3 Elevasi kolam dan operasional pompa**

Dalam penentuan elevasi lahan agar terbebas dengan banjir maka penentuan elevasi awal untuk dasar kolam terhadap saluran luar sebagai berikut

Elevasi dasar saluran akhir menuju kolam  $H - I = +22.85$

Elevasi luar kawasan = +22.00

Direncanakan elevasi dasar kolam = +22.40

Direncanakan elevasi dasar pintu air = +22.70

Dalam tugas akhir ini tidak menggunakan pompa untuk dapat mengalirkan sisa limpasan air hujan yang tidak mampu mengalir secara gravitasi. Sisa limpasan yang tidak dapat dialirkan ke saluran outlet akan digunakan keperluan lingkungan.

#### **4.5 Analisa Luar Kawasan**

Agar debit limpasan dari kolam tampung dapat dialirkan ke saluran outflow, maka perlu analisa kondisi saluran luar kawasan. Saluran luar kawasan yang menampung debit dari catchment area yang ditinjau dan debit dari luar kawasan sendiri. Analisa ini diperlukan untuk mengetahui apakah saluran luar kawasan mampu menampung tambahan debit dari kolam tampung. Catchment area luar kawasan ditunjukkan pada gambar 4.5.



Gambar 4.5 Daerah Luar Kawasan UC  
(Sumber : Google Earth)

#### 4.5.1 Perhitungan Debit Luar Kawasan

Debit limpasan yang ditampung oleh saluran luar kawasan memiliki 3 saluran outlet yaitu saluran dari kolam tampung, saluran LA dan LB. Berikut merupakan contoh perhitungan untuk mengetahui debit luar kawasan.

##### 4.5.1.1 Perhitungan debit saluran LA2.1-LA2

f. Perhitungan to ( waktu konsentrasi aliran)

Air hujan yang turun di sekitar saluran LA2.1 – LA2 akan memiliki waktu pengaliran di area to sebelum masuk ke saluran LA2.1 – LA2 yang mengalirkan air hujan menuju saluran outlet akhir luar kawasan

Panjang aliran	= 7 meter
Panjang Saluran	= 135,5 meter

S daerah aliran to = 0,0002

Koef hambatan = 0,02 (untuk permukaan licin)

$$t_o = 1,44 \times \left( Nd \times \frac{l}{\sqrt{S}} \right)^{0,467}$$

$$t_o = 1,44 \times \left( 0,02 \times \frac{7}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467}$$

To = 4,2 menit

g. Perhitungan tf

Limpasan air hujan yang mengalir di lahan memerlukan waktu untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah aliran ke titik ditinjau

Saluran B1.3 – B1.2

Panjang Saluran = 135 meter

n = 0,015 (pipa)

S = 0,011 (didapat dari hasil selisih elevasi saluran dibagi dengan panjang saluran)

S =  $\frac{25,44 - 24}{135} = 0,011$

D = 1 meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 1^2}{4} = 0,78 \text{ m}^2$$

$$P = \pi D = \pi \times 0,4 = 3,14 \text{ meter}$$

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

$$R = \frac{0,78}{3,14} = 0,25 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus Manning

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

$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,011^{\frac{1}{2}} \times 0,25^{\frac{2}{3}}$$

V = 2,73 m/s

$$Tf = \frac{\left(\frac{L}{\bar{V}}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{135}{2,73}\right)}{60 \text{ detik}} = 0,83 \text{ menit}$$

h. Perhitungan Tc (waktu konsentrasi)

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus dibawah:

$$Tc = t_0 + t_f$$

$$Tc = \frac{4,2+0,83}{60} = 0,084 \text{ jam}$$

i. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi

Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left(\frac{24}{0,084}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 187,7 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran B1.3 – B1.2 memiliki luas area aliran 0,00117 km dengan koefisien pengaliran 0,83 untuk jalan dan lahan

j. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$$Q = V \times A = 2,73 \times 0,78 = 2,14 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,83 \times 187,7 \times 0,00117$$

$$Q = 0,051 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dari perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa saluran dapat menampung debit limpasan yang terjadi. Perhitungan debit luar kawasan dapat dilihat pada lampiran 6.3



#### 4.5.2 Perhitungan Profil Muka Air Saluran Luar Kawasan

Karena ada 3 saluran yang menuju outlet dan salah satunya ada pintu air yang mengakibatkan perubahan muka air di hilir. Akibat perubahan dan gangguan tersebut profil muka air dapat berubah. Hal ini perlu dipertimbangkan agar saluran tetap dapat mengalirkan air buangan dan tidak terjadi peluapan. Perhitungan profil muka air dilakukan dengan cara pengecekan per section atau pertemuan saluran.

##### 4.5.2.1 Perhitungan Debit dan Profil Muka Air

Pada saluran outlet terdapat 3 saluran inlet yang memiliki debit yang berbeda. Karena saluran menuju ke hilir dan pada tiap cross section dibutuhkan mengetahui debitnya, maka dapat digunakan perhitungan debit rasional pada tiap saluran.

###### 4.5.2.1.1 Cross Section 1 (Saluran LC – LD)

Pada cross section hanya terdapat limpasan debit dari area saluran LC – LD tanpa ada debit tambahan dari saluran inlet lain, maka perhitungan debit cross section 1 menggunakan perhitungan rasional

- a. Perhitungan  $t_o$  ( waktu konsentrasi aliran)

Panjang aliran = 21 meter

Panjang Saluran = 89 meter

S daerah aliran  $t_o$  = 0,0002

Koef hambatan = 0,02 (untuk permukaan licin)

$$t_o = 1,44 \times \left( N d \times \frac{l}{\sqrt{S}} \right)^{0,467}$$

$$t_o = 1,44 \times \left( 0,02 \times \frac{21}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467}$$

$T_o = 7,02$  menit

- b. Perhitungan  $t_f$

Limpasan air hujan yang mengalir di lahan memerlukan waktu untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah aliran ke titik ditinjau

Panjang Saluran = 89 meter

$$\begin{aligned}
 n &= 0,015 \text{ (pipa)} \\
 S &= 0,01125 \text{ (didapat dari hasil selisih} \\
 &\text{elevasi saluran dibagi dengan panjang saluran)} \\
 S &= \frac{26,45-24,25}{89} = 0,025 \\
 D &= 0,4 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,4^2}{4} = 0,13 \text{ m}^2$$

$$P = \pi D = \pi \times 0,4 = 1,26 \text{ meter}$$

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

$$R = \frac{0,13}{1,26} = 0,1 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus Manning

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

$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,025^{\frac{1}{2}} \times 0,1^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 2,26 \text{ m/s}^2$$

$$Tf = \frac{\left(\frac{L}{V}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{89}{2,26}\right)}{60 \text{ detik}} = 0,657 \text{ menit}$$

c. Perhitungan Tc (waktu konsentrasi)

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus dibawah:

$$Tc = t_o + t_f$$

$$Tc = \frac{7,02+0,657}{60} = 0,128 \text{ jam}$$

d. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left( \frac{24}{0,128} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 141,62 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran B1.3 – B1.2 memiliki luas area aliran 0,0027 km dengan koefisien pengaliran 0,83 untuk jalan dan lahan

e. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$$Q = V \times A = 2,26 \times 0,13 = 0,284 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan Q hidrologi

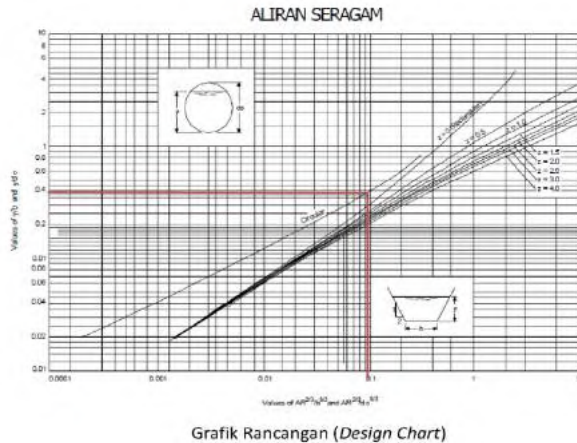
$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,83 \times 141,62 \times 0,0027$$

$$Q = 0,09 \text{ m}^3/\text{s}$$

Setelah mendapatkan debit limpasan maksimum. Dicari kedalaman normal pada saluran tersebut. Penentuan ketinggian normal yn menggunakan Design Chart. Dari persamaan manning didapat:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{0,015 \times 0,09}{\sqrt{0,025}} = 0,008$$

$$\frac{AR^{2/3}}{D^{8/3}} = \frac{0,01}{0,4^{8/3}} = 0,096$$



Grafik 4.9 Design Chart Saluran LC – LD

Angka tersebut diplot pada design chart sehingga didapat  $y/do = 0,38$

$$y = \frac{y}{do} \times do = 0,152 \text{ meter}$$

$$\theta = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2y}{do} \right)$$

$$\theta = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2 \times 0,152}{0,8} \right) = 152,23^\circ$$

Jadi kedalaman normal untuk section sal LC – LD yaitu 0,152 meter

Selanjutnya perhitungan dengan cara tahapan langsung. Untuk perhitungan, data yang dibutuhkan adalah debit limpasan (Q), kedalaman normal (hn) dan kemiringan dasar saluran (So)

Penjelasan dari tiap tiap kolom di dalam tabel adalah sebagai berikut

Kolom 1 : Kedalaman aliran dalam m, cara coba – coba

Kolom 2 : sudut kedalaman aliran dalam derajat

- Kolom 3 : luas penampang aliran dalam  $m^2$  untuk tiap kedalaman aliran dalam kolom 1
- Kolom 4 : penampang basah aliran dalam m untuk tiap kedalaman aliran dalam kolom 1
- Kolom 5 : jari – jari hidrolis dalam m
- Kolom 6 : kecepatan rata – rata aliran dalam m/s diperoleh dari debit dibagi luas
- Kolom 7 : tinggi kecepatan dalam m
- Kolom 8 : energi spesifik dalam m, yaitu kedalaman aliran ditambah tinggi kecepatan
- Kolom 9 : perubahan tinggi energi (dalam m) yaitu selisih tinggi energi dan satu penampang dengan penampang sebelumnya
- Kolom 10 : kemiringan geser atau kemiringan garis energi yang dihitung dengan menggunakan persamaan diatas dengan kekasaran Manning sama dengan 0,015, kecepatan aliran dari kolom 6 dan R dari kolom 5
- Kolom 11 : kemiringan geser rata rata antara penampang aliran dari tiap langkah yaitu : harga rata-rata dari kemiringan geser yang bersangkutan dengan kemiringan geser penampang sebelumnya
- Kolom 12 : selisih kemiringan dasar saluran,  $i$ : 0,018 dengan kemiringan geser rata – rata  $i_f$
- Kolom 13 : panjang penggal saluran dalam m diantara dua penampang aliran yang berurutan, didapat dari penggunaan persamaan diatas yaitu  $\Delta E$  didalam kolom 9 dibagi nilai  $i - i_f$  di dalam kolom 12
- Kolom 14 : jarak penampang yang ditinjau terhadap lokasi penampang kontrol yang dalam hal ini berada di lokasi saluran (tepat di hulu saluran)

Tabel 4.17 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan

hc (m)	teta	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	U (m/s)	$U^2/2g$ (m)	E (m)	$\Delta E$ (m)	if	if rata - rata	i- if rata	$\Delta x$ (m)	X (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,40	360,00	7,18	72,00	0,100	0,012	0,000008	0,40		0,0000007				
0,38	308,32	6,16	61,66	0,100	0,014	0,000010	0,38	0,02	0,0000010	0,0000008	0,0247	0,81	0,81
0,36	286,26	5,73	57,25	0,100	0,015	0,000012	0,36	0,02	0,0000011	0,0000011	0,0247	0,81	1,62
0,34	268,85	5,40	53,77	0,100	0,016	0,000013	0,34	0,02	0,0000013	0,0000012	0,0247	0,81	2,43
0,32	253,74	5,06	50,75	0,100	0,017	0,000015	0,32	0,02	0,0000015	0,0000014	0,0247	0,81	3,24
0,30	240,00	4,78	48,00	0,100	0,018	0,000017	0,30	0,02	0,0000016	0,0000015	0,0247	0,81	4,05
0,28	227,16	4,53	45,43	0,100	0,019	0,000019	0,28	0,02	0,0000018	0,0000017	0,0247	0,81	4,85
0,26	214,92	4,28	42,98	0,100	0,020	0,000021	0,26	0,02	0,0000020	0,0000019	0,0247	0,81	5,66
0,22	191,48	3,83	38,296	0,100	0,023	0,000027	0,22	0,04	0,0000025	0,0000023	0,0247	1,62	7,28
0,20	180,00	3,62	36,000	0,100	0,024	0,000030	0,20	0,02	0,0000028	0,0000027	0,0247	0,81	8,09
0,18	168,52	3,39	33,704	0,101	0,026	0,000034	0,18	0,02	0,0000032	0,0000030	0,0247	0,81	8,90
0,16	156,93	3,14	31,385	0,100	0,028	0,000039	0,16	0,02	0,0000037	0,0000035	0,0247	0,81	9,71
0,15	151,04	3,02	30,209	0,100	0,029	0,000043	0,15	0,01	0,0000041	0,0000039	0,0247	0,40	10,11

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel tersebut diperoleh saat panjang saluran 10,11 meter tinggi muka air normal.

#### 4.5.2.1.2 Cross Section 2 (Saluran LC – LB)

Telah diketahui sebelumnya saluran LC – LD memiliki debit limpasan sebesar  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ . Karena adanya tambahan debit dari kolam tampung maka pada cross section menggunakan debit rasional.

a. Perhitungan  $t_o$  ( waktu konsentrasi aliran)

Panjang aliran	= 20,3 meter
Panjang Saluran	= 89 meter
S daerah aliran $t_o$	= 0,0002
Koef hambatan	= 0,02 (untuk permukaan licin)

Saluran LC – LB merupakan terusan dari saluran sebelumnya, sehingga  $t_o$  saluran ini menggunakan  $t_c$  terjauh antara  $t_c$  kolam dan  $t_c$  saluran LC-LD. Karena  $t_c$  kolam lebih panjang dari  $t_c$  saluran LC-LD, maka  $t_o$  sal LC-LB menggunakan  $t_c$  kolam yaitu 11,68 menit

b. Perhitungan  $t_f$

Limpasan air hujan yang mengalir di lahan memerlukan waktu untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah aliran ke titik ditinjau

Panjang Saluran	= 89 meter
$n$	= 0,015 (pipa)
$S$	= 0,02 (didapat dari hasil selisih elevasi saluran dibagi dengan panjang saluran)
$S$	= $\frac{24,25 - 22,5}{89} = 0,02$
$D$	= 0,8 meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 0,5 \text{ m}^2$$

$$P = \pi D = \pi \times 0,8 = 2,51 \text{ meter}$$

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

$$R = \frac{0,5}{2,51} = 0,2 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus Manning

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

$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,02^{\frac{1}{2}} \times 0,2^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 3,2 \text{ m/s}^2$$

$$Tf = \frac{\left(\frac{L}{V}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{89}{3,2}\right)}{60 \text{ detik}} = 0,464 \text{ menit}$$

c. Perhitungan Tc (waktu konsentrasi)

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus dibawah:

$$Tc = t_0 + t_f$$

$$Tc = \frac{11,68 + 0,464}{60} = 0,202 \text{ jam}$$

d. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi

Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left(\frac{24}{0,202}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 104,29 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran LC - LB memiliki luas area aliran 0,011 km dengan koefisien pengaliran 0,83 yang didapat dari C gab.

e. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$$Q = V \times A = 3,20 \times 0,50 = 1,607 \text{ m}^3/\text{s}$$



Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,83 \times 104,29 \times 0,011$$

$$Q = 0,27 \text{ m}^3/\text{s}$$

Setelah mendapatkan debit limpasan maksimum, dicari kedalaman normal pada saluran tersebut. Penentuan ketinggian normal yn menggunakan Design Chart. Dari persamaan manning didapat:

Diketahui :

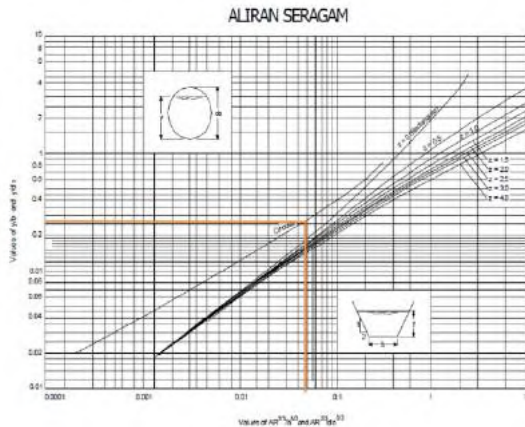
Diameter saluran = 0,8 meter

Debit aliran = 0,27 m<sup>3</sup>/s

S saluran = 0,02

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{0,015 \times 0,27}{\sqrt{0,02}} = 0,028$$

$$\frac{AR^{2/3}}{D^{8/3}} = \frac{0,028}{0,8^{8/3}} = 0,052$$



Grafik Rancangan (Design Chart)

Grafik 4.10 Design Chart Saluran LC – LB  
D = 0,8 meter

Angka tersebut diplot pada design chart sehingga didapat  
 $y/d_o = 0,26$

$$y = \frac{y}{d_o} \times d_o = 0,208 \text{ meter}$$

$$\theta = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2y}{d_o} \right)$$

$$\theta = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2 \times 0,208}{0,8} \right) = 122,63^\circ$$

Jadi kedalaman normal untuk section sal LC – LD dan kolam tampung yaitu 0,216 meter

Untuk perhitungan data yang dibutuhkan adalah debit limpasan (Q), kedalaman normal (h<sub>n</sub>) dan kemiringan dasar saluran (S<sub>o</sub>). Hasil perhitungan dari cross section 2 dapat dilihat pada tabel 4.19.

Tabel 4.18 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan

hc (m)	teta	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	U (m/s)	U <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	ΔE (m)	if	if rata - rata	i- if rata	Δx (m)	X (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,80	360,00	28,72	144,00	0,199	0,009	0,000004	0,80		0,0000002				
0,78	323,61	25,89	129,44	0,200	0,010	0,000005	0,78	0,02	0,0000002	0,0000002	0,01966	1,02	1,02
0,76	308,32	24,63	123,33	0,200	0,011	0,000006	0,76	0,02	0,0000002	0,0000002	0,01966	1,02	2,03
0,74	296,42	23,64	118,57	0,199	0,011	0,000006	0,74	0,02	0,0000002	0,0000002	0,01966	1,02	3,05
0,72	286,26	22,93	114,50	0,200	0,012	0,000007	0,72	0,02	0,0000003	0,0000003	0,01966	1,02	4,07
0,70	277,18	22,12	110,87	0,200	0,012	0,000007	0,70	0,02	0,0000003	0,0000003	0,01966	1,02	5,09
0,68	268,85	21,59	107,54	0,201	0,012	0,000008	0,68	0,02	0,0000003	0,0000003	0,01966	1,02	6,10
0,66	261,08	20,91	104,43	0,200	0,013	0,000008	0,66	0,02	0,0000003	0,0000003	0,01966	1,02	7,12
0,64	253,74	20,25	101,50	0,199	0,013	0,000009	0,64	0,02	0,0000003	0,0000003	0,01966	1,02	8,14
0,62	246,73	19,66	98,69	0,199	0,014	0,000009	0,62	0,02	0,0000004	0,0000003	0,01966	1,02	9,15
0,60	240,00	19,12	96,00	0,199	0,014	0,000010	0,60	0,02	0,0000004	0,0000004	0,01966	1,02	10,17
0,58	233,49	18,61	93,39	0,199	0,014	0,000010	0,58	0,02	0,0000004	0,0000004	0,01966	1,02	11,19
0,56	227,16	18,11	90,86	0,199	0,015	0,000011	0,56	0,02	0,0000004	0,0000004	0,01966	1,02	12,21
0,54	220,97	17,61	88,39	0,199	0,015	0,000012	0,54	0,02	0,0000004	0,0000004	0,01966	1,02	13,22
0,52	214,92	17,12	85,97	0,199	0,016	0,000012	0,52	0,02	0,0000005	0,0000005	0,01966	1,02	14,24
0,50	208,96	16,64	83,58	0,199	0,016	0,000013	0,50	0,02	0,0000005	0,0000005	0,01966	1,02	15,26
0,48	203,07	16,17	81,23	0,199	0,016	0,000014	0,48	0,02	0,0000005	0,0000005	0,01966	1,02	16,27
0,46	197,25	15,73	78,90	0,199	0,017	0,000015	0,46	0,02	0,0000006	0,0000005	0,01966	1,02	17,29
0,44	191,48	15,31	76,59	0,200	0,017	0,000015	0,44	0,02	0,0000006	0,0000006	0,01966	1,02	18,31
0,42	185,73	14,89	74,29	0,200	0,018	0,000016	0,42	0,02	0,0000006	0,0000006	0,01966	1,02	19,33
0,40	180,00	14,46	72,00	0,201	0,018	0,000017	0,40	0,02	0,0000006	0,0000006	0,01966	1,02	20,34

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.19 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan

hc	teta	A	P	R	U	$U^2/2g$	E	$\Delta E$	if	if rata - rata	i- if rata	$\Delta x$	X
(m)		(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)				(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,38	174,27	14,02	69,71	0,201	0,019	0,000018	0,38	0,02	0,0000007	0,0000007	0,01966	1,02	21,36
0,36	168,52	13,55	67,41	0,201	0,020	0,000020	0,36	0,02	0,0000007	0,0000007	0,01966	1,02	22,38
0,34	162,75	13,07	65,10	0,201	0,020	0,000021	0,34	0,02	0,0000008	0,0000008	0,01966	1,02	23,39
0,32	156,93	12,57	62,77	0,200	0,021	0,000023	0,32	0,02	0,0000009	0,0000008	0,01966	1,02	24,41
0,30	151,04	12,06	60,42	0,200	0,022	0,000025	0,30	0,02	0,0000009	0,0000009	0,01966	1,02	25,43
0,28	145,08	11,56	58,03	0,199	0,023	0,000027	0,28	0,02	0,0000010	0,0000010	0,01966	1,02	26,45
0,26	139,03	11,06	55,61	0,199	0,024	0,000030	0,26	0,02	0,0000011	0,0000011	0,01966	1,02	27,46
0,24	132,84	10,56	53,14	0,199	0,025	0,000032	0,24	0,02	0,0000012	0,0000012	0,01966	1,02	28,48
0,22	126,51	10,06	50,61	0,199	0,026	0,000036	0,22	0,02	0,0000014	0,0000013	0,01966	1,02	29,50
0,21	123,28	9,92	49,31	0,201	0,027	0,000037	0,21	0,01	0,0000014	0,0000014	0,01966	0,51	30,00

(Sumber : Hasil Perhitungan)

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel tersebut diperoleh saat panjang saluran 30 meter tinggi muka air 0,21 meter

#### 4.5.2.1.3 Cross Section 3 (Saluran LB – LA)

Telah diketahui sebelumnya saluran LC - LB memiliki debit limpasan sebesar  $0,26 \text{ m}^3/\text{s}$ . Karena adanya tambahan debit dari kolam tampung maka pada cross section menggunakan debit rasional.

a. Perhitungan  $t_0$  ( waktu konsentrasi aliran)

Panjang aliran	= 52 meter
Panjang Saluran	= 31,96 meter
S daerah aliran $t_0$	= 0,0002
Koef hambatan	= 0,02 (untuk permukaan licin)

Saluran LB - LA merupakan terusan dari saluran sebelumnya, sehingga  $t_0$  saluran ini menggunakan  $t_c$  terjauh antara  $t_c$  sal LC-LB dan sal LB1 - LB. Karena  $t_c$  sal LC-LB lebih panjang dari  $t_c$  sal LB1-LB, maka  $t_0$  sal LB - LA menggunakan  $t_c$  sal LC -LB yaitu 12,14 menit

b. Perhitungan  $t_f$

Limpasan air hujan yang mengalir di lahan memerlukan waktu untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah aliran ke titik ditinjau

Panjang Saluran	= 52 meter
$n$	= 0,02
$S$	= 0,006 (didapat dari hasil selisih elevasi saluran dibagi dengan panjang saluran)
$S$	= $\frac{22,5-22,3}{31,96} = 0,006$
$B = H$	= 2 meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = B \times H = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

$$P = B + (2 \times H) = 2 + (2 \times 2) = 6 \text{ meter}$$

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

$$R = \frac{4}{6} = 0,67 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus Manning

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

$$V = \frac{1}{0,02} \times 0,006^{\frac{1}{2}} \times 0,67^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 4,02 \text{ m/s}$$

$$Tf = \frac{\left(\frac{L}{V}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{31,96}{4,02}\right)}{60 \text{ detik}} = 0,132 \text{ menit}$$

c. Perhitungan Tc (waktu konsentrasi)

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus dibawah:

$$Tc = t_0 + t_f$$

$$Tc = \frac{12,14 + 0,132}{60} = 0,205 \text{ jam}$$

d. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi

Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left(\frac{24}{0,205}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 103,54 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran LB - LA memiliki luas area aliran 0,0128 km dengan koefisien pengaliran 0,833 yang didapat dari C gab.

e. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$$Q = V \times A = 4,02 \times 2 = 16,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,83 \times 103,54 \times 0,0128$$

$$Q = 0,31 \text{ m}^3/\text{s}$$

Setelah mendapatkan debit limpasan maksimum, dicari kedalaman normal pada saluran tersebut. Penentuan ketinggian normal yn menggunakan Design Chart. Dari persamaan manning didapat:

Diketahui :

Dimensi saluran = 2 x 2 meter

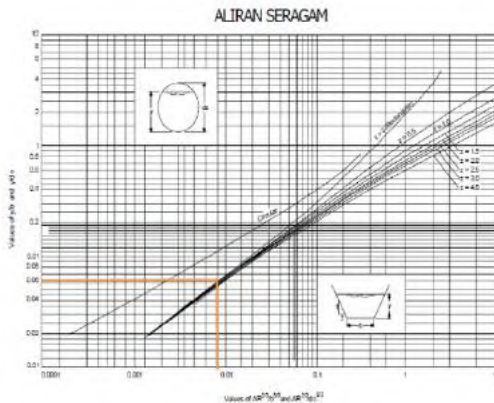
Debit saluran = 0,31 m<sup>3</sup>/s

Koef manning = 0,02

S saluran = 0,006

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{0,02 \times 0,31}{\sqrt{0,006}} = 0,077$$

$$\frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = \frac{0,058}{2^{8/3}} = 0,012$$



Grafik Rancangan (Design Chart)

Grafik 4.11 Design Chart Saluran LB - LA  
B = 2 meter

Angka tersebut diplot pada design chart sehingga didapat  
 $y/d_o = 0,06$

$$y = \frac{y}{d_o} \times d_o = 0,12 \text{ meter}$$

Jadi kedalaman normal untuk section sal LB - LA yaitu  
0,12 meter

Untuk perhitungan data yang dibutuhkan adalah debit limpasan (Q), kedalaman normal ( $h_n$ ), kedalaman kritis ( $h_c$ ) dan kemiringan dasar saluran ( $S_o$ ). Hasil perhitungan dari cross section 2 dapat dilihat pada tabel 4.20



Tabel 4.20 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan

hc (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	U (m/s)	U <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	ΔE (m)	if	if rata - rata	i- if rata	Δx (m)	X (m)
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
2,00	4,00	6,00	0,667	0,077	0,000299	2,00		0,0000040				
1,75	3,50	5,50	0,636	0,088	0,000391	1,75	3,50	0,0000056	0,0000048	0,0062530	0,0009	0,001
1,66	3,32	5,32	0,624	0,092	0,000434	1,66	3,32	0,0000064	0,0000060	0,0062518	0,0010	0,002
1,55	3,10	5,10	0,608	0,099	0,000498	1,55	3,10	0,0000076	0,0000070	0,0062508	0,0012	0,003
1,44	2,88	4,88	0,590	0,106	0,000577	1,44	2,88	0,0000091	0,0000084	0,0062495	0,0015	0,005
1,33	2,66	4,66	0,571	0,115	0,000676	1,33	2,66	0,0000112	0,0000102	0,0062476	0,0018	0,006
1,25	2,50	4,50	0,556	0,123	0,000766	1,25	2,50	0,0000132	0,0000122	0,0062456	0,0021	0,008
1,20	2,40	4,40	0,545	0,128	0,000831	1,20	2,40	0,0000146	0,0000139	0,0062439	0,0023	0,011
1,80	3,60	5,60	0,643	0,085	0,000369	1,80	3,60	0,0000052	0,0000099	0,0062479	0,0008	0,012
1,50	3,00	5,00	0,600	0,102	0,000532	1,50	3,00	0,0000082	0,0000067	0,0062511	0,0013	0,013
1,25	2,50	4,50	0,556	0,123	0,000766	1,25	2,50	0,0000132	0,0000107	0,0062471	0,0021	0,015
1,10	2,20	4,20	0,524	0,139	0,000989	1,10	2,20	0,0000184	0,0000158	0,0062421	0,0029	0,018
0,96	1,92	3,92	0,490	0,160	0,001298	0,96	1,92	0,0000264	0,0000224	0,0062354	0,0042	0,022
0,85	1,70	3,70	0,459	0,180	0,001656	0,85	1,70	0,0000366	0,0000315	0,0062263	0,0059	0,028
0,76	1,52	3,52	0,432	0,202	0,002071	0,76	1,52	0,0000498	0,0000432	0,0062146	0,0080	0,036
0,68	1,36	3,36	0,405	0,225	0,002587	0,68	1,36	0,0000678	0,0000588	0,0061990	0,0109	0,047
0,55	1,10	3,10	0,355	0,279	0,003954	0,55	1,10	0,0001235	0,0000957	0,0061622	0,0200	0,067
0,52	1,04	3,04	0,342	0,295	0,004424	0,52	1,04	0,0001451	0,0001343	0,0061235	0,0237	0,091
0,49	0,98	2,98	0,329	0,313	0,004982	0,49	0,98	0,0001722	0,0001587	0,0060992	0,0282	0,119
0,47	0,94	2,94	0,320	0,326	0,005415	0,48	0,95	0,0001944	0,0001833	0,0060745	0,0320	0,151
0,45	0,90	2,90	0,310	0,340	0,005907	0,46	0,91	0,0002206	0,0002075	0,0060503	0,0365	0,188

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.21 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan

hc (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	U (m/s)	U <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	ΔE (m)	if	if rata - rata	i- if rata	Δx (m)	X (m)
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,39	0,78	2,78	0,281	0,393	0,007864	0,40	0,79	0,0003360	0,0002783	0,0059795	0,0562	0,244
0,36	0,72	2,72	0,265	0,426	0,009230	0,37	0,73	0,0004262	0,0003811	0,0058767	0,0725	0,316
0,33	0,66	2,66	0,248	0,464	0,010984	0,34	0,67	0,0005529	0,0004895	0,0057683	0,0958	0,412
0,30	0,60	2,60	0,231	0,511	0,013291	0,31	0,61	0,0007369	0,0006449	0,0056129	0,1313	0,543
0,27	0,54	2,54	0,213	0,567	0,016408	0,29	0,56	0,0010149	0,0008759	0,0053820	0,1886	0,732
0,25	0,50	2,50	0,200	0,613	0,019138	0,27	0,52	0,0012842	0,0011495	0,0051083	0,2514	0,983
0,19	0,38	2,38	0,160	0,806	0,033134	0,22	0,41	0,0030021	0,0021432	0,0041147	0,7296	1,713
0,17	0,34	2,34	0,145	0,901	0,041389	0,21	0,38	0,0042524	0,0036273	0,0026306	1,6165	3,329
0,15	0,30	2,30	0,130	1,021	0,053162	0,20	0,35	0,0063072	0,0052798	0,0009780	6,4490	9,778

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel tersebut diperoleh saat panjang saluran 9,778 meter tinggi muka air normal 0,15 meter

#### 4.5.2.1.4 Cross Section 4 (Saluran LA - L)

Telah diketahui sebelumnya saluran LB - LA memiliki debit limpasan sebesar  $0,31 \text{ m}^3/\text{s}$ . Karena adanya tambahan debit dari saluran LA1 - LA maka pada cross section menggunakan debit rasional.

a. Perhitungan  $t_o$  ( waktu konsentrasi aliran)

Panjang aliran	= 15 meter
Panjang Saluran	= 43 meter
S daerah aliran $t_o$	= 0,0002
Koef hambatan	= 0,02 (untuk permukaan licin)

Saluran LA - L merupakan terusan dari saluran sebelumnya, sehingga  $t_o$  saluran ini menggunakan  $t_c$  terjauh antara  $t_c$  sal LB - LA dan  $t_c$  saluran LA.1 - LA. Karena  $t_c$  sal LB - LA lebih panjang dari  $t_c$  saluran LA.1 - LA, maka  $t_o$  sal LA - L menggunakan  $t_c$  kolam yaitu 12,32 menit

b. Perhitungan  $t_f$

Limpasan air hujan yang mengalir di lahan memerlukan waktu untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah aliran ke titik ditinjau

Panjang Saluran	= 15 meter
$n$	= 0,015 (pipa)
$S$	= 0,007 (didapat dari hasil selisih elevasi saluran dibagi dengan panjang saluran)
$S$	= $\frac{22,3-22}{15} = 0,007$
$D$	= 0,6 meter

Perhitungan kecepatan aliran dalam saluran

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 0,28 \text{ m}^2$$

$$P = \pi D = \pi \times 0,28 = 1,88 \text{ meter}$$

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

$$R = \frac{0,28}{1,88} = 0,15 \text{ meter}$$

V sendiri di dapat dari rumus Manning

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

$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,007^{\frac{1}{2}} \times 0,15^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 1,57 \text{ m/s}$$

$$Tf = \frac{\left(\frac{L}{V}\right)}{60 \text{ detik}} = \frac{\left(\frac{43}{1,57}\right)}{60 \text{ detik}} = 0,456 \text{ menit}$$

c. Perhitungan Tc (waktu konsentrasi)

Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus dibawah:

$$Tc = t_0 + t_f$$

$$Tc = \frac{12,32 + 0,456}{60} = 0,213 \text{ jam}$$

d. Perhitungan intensitas hujan

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe

$R_{24}$  menggunakan curah hujan tertinggi 5 tahunan dari distribusi

Log Pearson Type III yaitu 103,6956 mm

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

$$I = \frac{103,69}{24} \left(\frac{24}{0,213}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 100,82 \text{ mm/jam}$$

Untuk saluran LC - LB memiliki luas area aliran 0,0283 km dengan koefisien pengaliran 0,83 yang didapat dari C gab.

e. Perhitungan Q Hidrolika

V didapat dari rumus Manning dan A merupakan luas saluran

$$Q = V \times A = 1,57 \times 0,28 = 0,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan Q hidrologi

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A = \frac{1}{3,6} \times 0,83 \times 104,29 \times 0,011$$

$$Q = 0,66 \text{ m}^3/\text{s}$$

Karena debit limpasan lebih besar dari debit saluran, maka saluran tidak menampung semua debit limpasan yang mengalir. Oleh karena itu direncanakan kembali saluran agar mampu menampung debit limpasan yang melalui saluran tersebut.

Direncanakan :

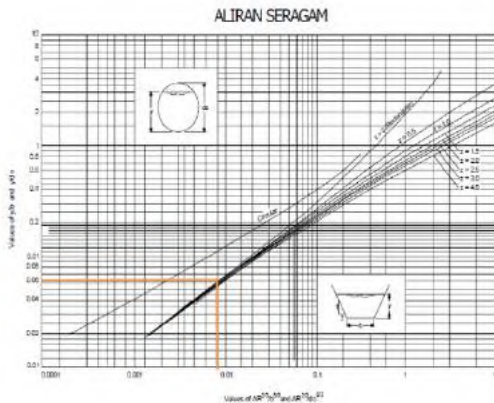
Dimensi saluran = 2 x 2 meter

Koef manning = 0,02

S saluran = 0,007

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{0,02 \times 0,31}{\sqrt{0,007}} = 0,118$$

$$\frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = \frac{0,058}{2^{8/3}} = 0,019$$



Grafik Rancangan (Design Chart)

Grafik 4.12 Design Chart Saluran LA - L  
B = 2 meter

Angka tersebut diplot pada design chart sehingga didapat  $y/d_o = 0,1$

$$y = \frac{y}{d_o} \times d_o = 0,2 \text{ meter}$$

Jadi kedalaman normal untuk section sal LA – L adalah 0,2 meter

Untuk perhitungan data yang dibutuhkan adalah debit limpasan (Q), kedalaman normal ( $h_n$ ), kedalaman kritis ( $h_c$ ) dan kemiringan dasar saluran ( $S_o$ ). Hasil perhitungan dari cross section 2 dapat dilihat pada tabel 4.21

Tabel 4.22 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan

hc (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	U (m/s)	U <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	ΔE (m)	if	if rata - rata	i- if rata	Δx (m)	X (m)
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
2,00	4,00	6,00	0,667	0,165	0,001385	2,00		0,0000187				
1,75	3,50	5,50	0,636	0,188	0,001809	1,75	3,50	0,0000259	0,0000223	0,0069544	0,0037	0,00373
1,66	3,32	5,32	0,624	0,199	0,002010	1,66	3,32	0,0000296	0,0000278	0,0069490	0,0043	0,00799
1,55	3,10	5,10	0,608	0,213	0,002306	1,55	3,10	0,0000351	0,0000324	0,0069444	0,0051	0,01305
1,44	2,88	4,88	0,590	0,229	0,002672	1,44	2,88	0,0000424	0,0000388	0,0069380	0,0061	0,01915
1,33	2,66	4,66	0,571	0,248	0,003132	1,33	2,66	0,0000519	0,0000471	0,0069296	0,0075	0,02664
1,25	2,50	4,50	0,556	0,264	0,003546	1,25	2,50	0,0000609	0,0000564	0,0069203	0,0088	0,03545
1,20	2,40	4,40	0,545	0,275	0,003847	1,20	2,40	0,0000677	0,0000643	0,0069124	0,0098	0,04525
1,80	3,60	5,60	0,643	0,183	0,001710	1,80	3,60	0,0000242	0,0000460	0,0069308	0,0035	0,04874
1,50	3,00	5,00	0,600	0,220	0,002462	1,50	3,00	0,0000382	0,0000312	0,0069456	0,0055	0,05424
1,25	2,50	4,50	0,556	0,264	0,003546	1,25	2,50	0,0000609	0,0000496	0,0069272	0,0088	0,06303
1,10	2,20	4,20	0,524	0,300	0,004579	1,10	2,20	0,0000851	0,0000730	0,0069037	0,0123	0,07536
0,96	1,92	3,92	0,490	0,343	0,006011	0,97	1,93	0,0001222	0,0001036	0,0068731	0,0178	0,09314
0,85	1,70	3,70	0,459	0,388	0,007668	0,86	1,71	0,0001697	0,0001460	0,0068308	0,0248	0,11799
0,76	1,52	3,52	0,432	0,434	0,009592	0,77	1,53	0,0002306	0,0002002	0,0067766	0,0340	0,15202
0,68	1,36	3,36	0,405	0,485	0,011981	0,69	1,37	0,0003140	0,0002723	0,0067044	0,0468	0,19886
0,55	1,10	3,10	0,355	0,599	0,018314	0,57	1,12	0,0005722	0,0004431	0,0065336	0,0876	0,28643
0,52	1,04	3,04	0,342	0,634	0,020489	0,54	1,06	0,0006720	0,0006221	0,0063547	0,1058	0,39219
0,49	0,98	2,98	0,329	0,673	0,023074	0,51	1,00	0,0007978	0,0007349	0,0062418	0,1278	0,51999
0,47	0,94	2,94	0,320	0,701	0,025080	0,50	0,97	0,0009003	0,0008490	0,0061277	0,1469	0,66691
0,45	0,90	2,90	0,310	0,733	0,027359	0,48	0,93	0,0010219	0,0009611	0,0060157	0,1699	0,83678

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.23 Profil Aliran Saluran Luar Kawasan

hc (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	U (m/s)	U <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	ΔE (m)	if	if rata - rata	i- if rata	Δx (m)	X (m)
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,39	0,78	2,78	0,281	0,845	0,036424	0,43	0,82	0,0015563	0,0012891	0,0056877	0,2736	1,11040
0,36	0,72	2,72	0,265	0,916	0,042748	0,40	0,76	0,0019739	0,0017651	0,0052117	0,3787	1,48914
0,33	0,66	2,66	0,248	0,999	0,050873	0,38	0,71	0,0025607	0,0022673	0,0047094	0,5437	2,03289
0,30	0,60	2,60	0,231	1,099	0,061557	0,36	0,66	0,0034130	0,0029868	0,0039899	0,8554	2,88829
0,27	0,54	2,54	0,213	1,221	0,075996	0,35	0,62	0,0047004	0,0040567	0,0029201	1,6097	4,49799
0,25	0,50	2,50	0,200	1,319	0,088642	0,34	0,59	0,0059478	0,0053241	0,0016526	3,5990	8,09698
0,23	0,46	2,46	0,187	1,433	0,104728	0,33	0,56	0,0076864	0,0068171	0,0001596	48,1523	56,24928

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel tersebut diperoleh saat panjang saluran 56,25 meter tinggi muka air normal 0,22 meter



Rekapan Debit saluran Luar kawasan ditunjukkan pada tabel 4.22.

Tabel 4.24 Perhitungan Debit Saluran Luar Kawasan

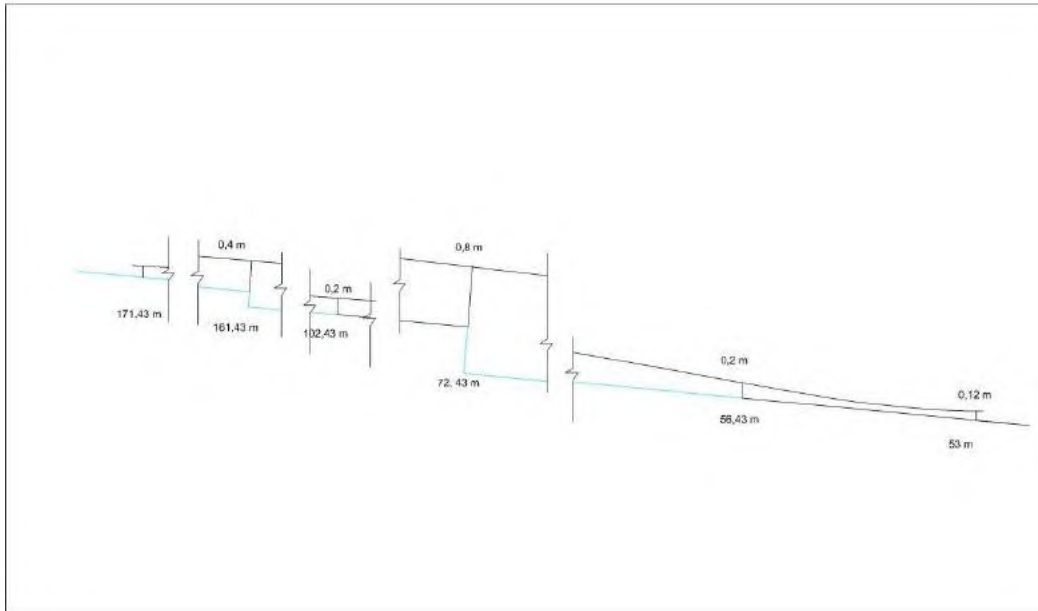
Saluran		LD - LC	LC - LB	LB - LA	LA - L	LA - L
L	Aliran	21	20,3	52	15	15
	Saluran	89	89	31,96	43	43
S	Aliran	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
	Saluran	0,025	0,020	0,006	0,007	0,007
Nd		0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
n		0,015	0,015	0,020	0,015	0,015
To	menit	7,02	11,68	12,14	12,32	12,3185
Tf	menit	0,657	0,464	0,176	0,456	0,456
Tc	jam	0,128	0,202	0,205	0,213	0,213
I	mm/jam	141,62	104,29	103,30	100,82	100,82
Area	km	0,0027	0,0110	0,0128	0,0283	0,8590
C Gab		0,830	0,833	0,833	0,831	0,028
B	meter			2,00		2,00
H	meter			2,00		2,00
D	meter	0,40	0,80		0,60	
A	m <sup>2</sup>	0,13	0,50	4,00	0,28	4,00
P	meter	1,26	2,51	6,00	1,88	6,00
R	meter	0,10	0,20	0,67	0,15	0,67
V	m/s	2,26	3,20	3,02	1,57	4,25
Q (m <sup>3</sup> /s)	Hidrologi	0,09	0,27	0,31	0,66	0,68
	Hidrolika	0,284	1,607	12,074	0,444	16,998
z	meter		0,131	0,028	0,169	
Ket		oke	oke	oke	meluber	oke

Rekapan H normal saluran luar kawasan ditunjukkan pada tabel 4.23

Tabel 4.25 h normal saluran luar kawasan

Saluran		LD - LC	LC - LB	LB - LA	LA - L
n		0,015	0,015	0,02	0,02
Q	m/s	0,09	0,27	0,31	0,66
i		0,025	0,020	0,006	0,007
D	meter	0,40	0,80		
B	meter			2	2
H	meter			2	2
$AR^{(2/3)}$		0,008	0,028	0,077	0,158
$AR^{(2/3)}/B^{(8/3)}$		0,096	0,052	0,012	0,025
y/do		0,38	0,26	0,06	0,1
y	meter	0,152	0,208	0,120	0,200
teta		152,23	122,63		

Berikut merupakan sketsa dari profil muka air yang terjadi pada saluran LD – L



Gambar 4.6 Gambar profil muka air saluran luar kawasan

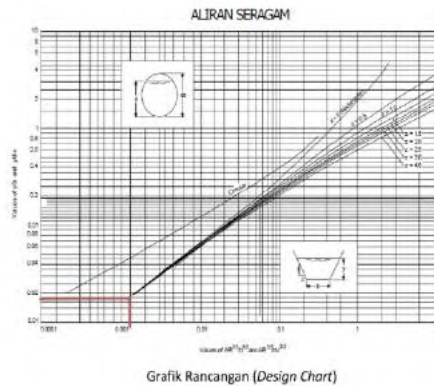
Dari gambar tersebut terjadi back water pada jarak 56,43 m. Hal itu disebabkan karena perbedaan dimensi dari tiap section. Saluran dari hulu menuju hilir memiliki dimensi yang berbeda dan semakin besar.

Dicoba untuk menghitung profil muka air dengan dimensi yang paling besar. Direncanakan dimensi yang digunakan adalah box dengan dimensi 2x2 meter.

a. Saluran LD - LC

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{0,02 \times 0,09}{\sqrt{0,025}} = 0,008$$

$$\frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = \frac{0,008}{2^{8/3}} = 0,018$$



Grafik 4.13 Design Chart Saluran LD - LC  
B = 2 meter

Angka tersebut diplot pada design chart sehingga didapat  $y/d_o = 0,018$

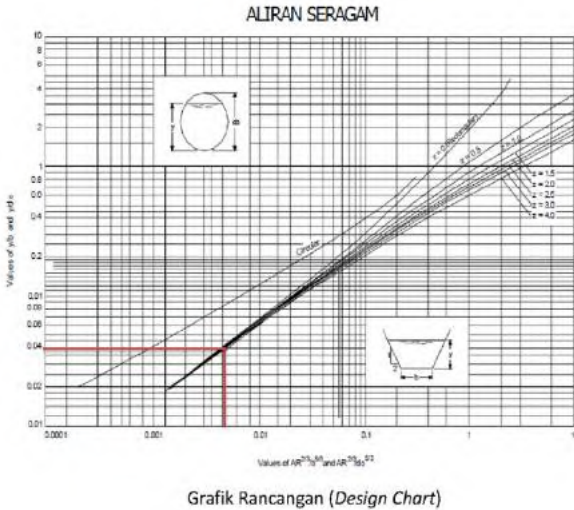
$$y = \frac{y}{d_o} \times d_o = 0,036 \text{ meter}$$

Jadi kedalaman normal untuk section sal LD - LC yaitu 0,036 meter

b. Saluran LC - LB

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{0,02 \times 0,27}{\sqrt{0,02}} = 0,028$$

$$\frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = \frac{0,028}{2^{8/3}} = 0,004$$



Grafik 4.14 Design Chart Saluran LC - LB  
B = 2 meter

Angka tersebut diplot pada design chart sehingga didapat  $y/do = 0,04$

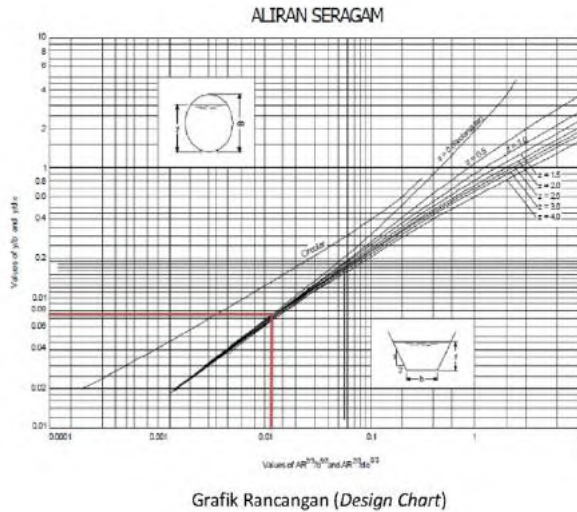
$$y = \frac{y}{do} \times do = 0,08 \text{ meter}$$

Jadi kedalaman normal untuk section sal LC - LB yaitu 0,08 meter

c. Saluran LB - LA

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{0,02 \times 0,31}{\sqrt{0,006}} = 0,077$$

$$\frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = \frac{0,077}{2^{8/3}} = 0,012$$



Grafik 4.15 Design Chart Saluran LB - LA  
B = 2 meter

Angka tersebut diplot pada design chart sehingga didapat  
 $y/do = 0,04$

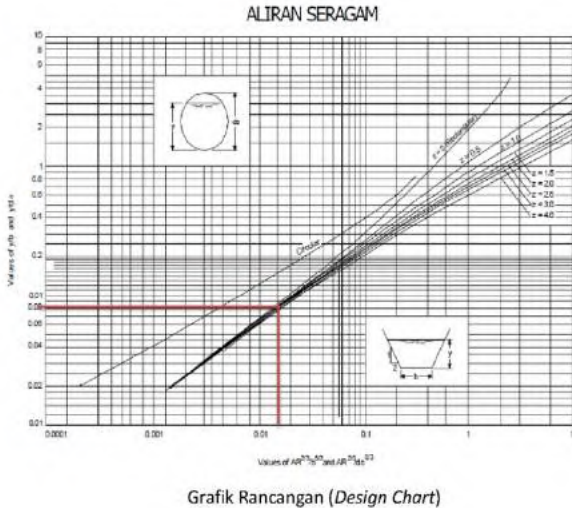
$$y = \frac{y}{do} \times do = 0,08 \text{ meter}$$

Jadi kedalaman normal untuk section sal LB - LA yaitu  
 0,08 meter

d. Saluran LA - L

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{0,02 \times 0,66}{\sqrt{0,007}} = 0,158$$

$$\frac{AR^{2/3}}{B^{8/3}} = \frac{0,158}{2^{8/3}} = 0,025$$



Grafik 4.16 Design Chart Saluran LA - L  
B = 2 meter

Angka tersebut diplot pada design chart sehingga didapat  
 $y/d_o = 0,08$

$$y = \frac{y}{d_o} \times d_o = 0,16 \text{ meter}$$

Jadi kedalaman normal untuk section sal LA - L yaitu 0,16 meter. Berikut merupakan rekapan hasil dari perhitungan h normal dengan rencana dimensi box 2x2 meter, ditunjukkan pada tabel 4.24.

Tabel 4.26 hasil h normal dengan dimensi saluran 2x2 meter

<b>Saluran</b>		<b>LD - LC</b>	<b>LC - LB</b>	<b>LB - LA</b>	<b>LA - L</b>
n		0,015	0,015	0,02	0,02
Q	m/s	0,09	0,27	0,31	0,66
i		0,025	0,020	0,006	0,007
D	meter				
B	meter	2	2	2	2
H	meter	2	2	2	2
$AR^{(2/3)}$		0,008	0,028	0,077	0,158
$AR^{(2/3)}/B^{(8/3)}$		0,001	0,004	0,012	0,025
y/do		0,018	0,04	0,075	0,08
y	meter	0,036	0,080	0,150	0,160
teta					



Berikut merupakan sketsa dari profil muka air yang terjadi pada saluran LD – L



Gambar 4.7 Gambar profil muka air saluran luar kawasan



## BAB 6 LAMPIRAN

### 6.1 Data Curah Hujan

Tabel 6.1 Curah Hujan rata – rata harian tahun 2005

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0	0	0	0	12	0	0	0	0	0	0	50
2	38	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	10	48	0	41	0	0	0	36	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4
5	0	0	32	3	0	3	0	0	0	0	0	0
6	0	0	27	0	0	5	4	0	0	0	0	2
7	22	0	15	0	0	32	0	0	0	0	0	0
8	0	0	20	0	0	2	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	14	46	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
11	47	0	34	0	0	0	0	0	0	2	6	30
12	0	2	0	0	0	0	2	0	0	0	8	17
13	0	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	7	16	0	4	0	0	0	6	0	0
16	0	0	0	0	0	7	12	0	0	0	0	0
17	0	6	0	40	0	0	0	0	0	0	0	19
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	43	0	23
19	17	4	0	0	0	0	0	0	0	11	0	0
20	8	0	0	0	0	12	0	0	0	0	47	3
21	0	54	0	0	0	47	0	0	0	49	9	0
22	0	0	0	0	8	23	0	0	0	20	15	0
23	0	35	14	0	0	0	0	0	0	10	0	17
24	9	0	31	0	0	0	0	0	0	0	0	12
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33	67	0
26	0	48	0	0	0	3	0	0	0	0	0	32
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9
28	12	61	0	8	0	0	0	0	0	13	8	0
29	38		16	0	0	0	0	0	0	0	0	13
30	4		28	0	0	0	0	0	0	0	26	0
31	0		0		0		0	0		0		5

(Sumber : PU Pengairan Jatim)

Tabel 6.2 Curah hujan rata – rata harian tahun 2006

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	3	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	7	17	4	0	0	0	0	0	0	2	0
3	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	4	3
4	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	37
5	0	22	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0
6	9	59	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	4	0	27	15	0	0	0	0	0	0	0	5
8	8	9	73	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	19
12	0	0	0	40	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	13	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	67	0	0	0	0	0	0	0	0	4
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	8	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	7	0	40	4	0	0	0	0	0	0	7	0
18	11	4	0	6	5	0	0	0	0	0	0	56
19	0	8	0	0	12	0	0	0	0	0	0	36
20	26	47	0	0	31	0	0	0	0	0	0	0
21	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24
22	0	28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32
23	0	52	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16
24	2	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	8	0	0	5	0	0	0	0	0	0	4	27
26	43	39	0	10	0	0	0	0	0	0	0	61
27	0	7	0	0	0	2	0	0	0	0	0	3
28	9	29	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0
29	7		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	6		45	0	4	0	0	0	0	0	0	5
31	12		26		18		0	0		0		0

(Sumber : PU Pengairan Jatim)

Tabel 6.3 Curah hujan rata – rata harian tahun 2007

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0	12	0	0	4	0	21	0	0	0	0	0
2	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	8	0
3	0	9	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	7	0	3	0	6	0	0	0	0	6	29
5	0	16	0	0	0	0	0	0	0	0	8	5
6	0	54	10	0	0	0	0	0	0	0	7	0
7	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	5	64	0	0	14	0	0	0	0	16	0
9	0	4	0	9	0	0	0	0	0	0	6	0
10	0	0	4	0	2	0	0	0	0	7	0	0
11	0	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8
12	0	0	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	79	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	2	0	12	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	21	0
17	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0	3	18
18	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0	19
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	54
20	5	45	0	0	4	0	0	0	0	0	0	43
21	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6
22	20	3	10	0	0	0	0	0	0	0	0	36
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	48	0	0	34	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
26	0	43	6	0	0	0	0	0	0	0	0	12
27	0	4	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	17	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0
29	38		0	0	0	5	0	0	0	0	0	6
30	51		16	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	9		29		0		0	0		0		0

(Sumber : PU Pengairan Jatim)

Tabel 6.4 Curah hujan rata – rata harian tahun 2008

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0
2	48	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	27	15
4	27	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	23	7	0	0	0	0	0	0	0	65	0
6	10	9	0	0	30	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	35
8	9	12	29	0	0	0	0	0	0	0	0	30
9	0	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	10
10	94	0	84	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	5	3
12	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	5
13	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	53
15	17	0	12	0	0	0	0	0	0	0	6	35
16	44	5	13	0	0	7	0	0	0	0	0	2
17	15	0	19	0	0	0	0	0	0	0	0	36
18	13	16	1	0	0	0	0	0	0	0	4	0
19	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	51
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14	0
21	0	0	50	15	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	15	1	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	2	16	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	15	15	0	0	0	0	0	0	0	66	0
26	0	7	2	0	0	0	0	0	0	0	55	0
27	0	5	0	0	0	5	0	0	0	46	0	54
28	0	35	0	0	0	0	0	0	0	12	11	0
29	0	13	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0
30	3		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	45		0		0		0		0		16	

(Sumber : PU Pengairan Jatim)

Tabel 6.5 Curah hujan rata – rata harian tahun 2009

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0	25	0	25	25	2	0	0	0	0	0	0
2	0	36	0	29	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	32	22	0	4	4	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	16	0	0	0	0	0	0
5	0	29	71	0	10	0	0	0	0	0	0	7
6	0	0	63	0	13	0	0	0	0	0	0	10
7	0	0	0	16	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	10	0	23	18	6	6	0	0	0	0	0	6
11	0	0	0	69	7	4	0	0	0	0	0	4
12	24	0	0	35	11	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	36	0	0	0	0	0	0	0
14	17	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	6
15	0	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	23	0	20	17	0	0	0	0	0	0	8
17	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	19	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0
20	0	30	13	37	7	0	0	0	0	0	0	0
21	0	55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	11	0	37	0	0	0	0	0	0	0	0	9
23	0	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
25	10	23	0	37	9	0	0	0	0	0	0	0
26	9	97	0	0	15	0	0	0	0	0	12	11
27	13	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5
28	0	43	0	41	21	0	0	0	0	0	16	0
29	15		0	0	0	0	0	0	0	0	13	0
30	7		0	0	0	0	0	0	0	0	0	13
31	0		0		0		0	0		0		10

(Sumber : PU Pengairan Jatim)

Tabel 6.6 Curah hujan rata – rata harian tahun 2010

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	25	10	47	0	30	0	0	0	0	0	0	0
2	8	17	8	25	48	0	0	0	0	0	0	0
3	1	0	0	46	0	0	0	0	0	0	0	0
4	6	0	0	27	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	15	0
6	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20	44
7	0	0	27	0	0	0	0	0	0	0	25	36
8	0	11	36	0	0	0	0	0	0	0	39	10
9	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	69	63
10	35	0	0	0	32	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	1	37	0	0	0	0	0	0	0	12
12	3	0	14	10	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	49	13	12	0	0	0	0	0	0	7	0
15	0	0	0	14	0	0	0	0	0	0	0	17
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	0
17	0	0	6	13	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	36	0	0	0	0	0	5	15
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
21	21	0	4	0	0	0	0	0	0	0	7	58
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14	4
23	0	0	67	19	0	0	0	0	0	0	56	13
24	4	3	47	20	0	0	0	0	0	0	17	71
25	7	0	57	21	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	44
27	32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	0
28	0	0	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	73		46	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	30		0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
31	0		0		0		0	0		0		0

(Sumber : PU Pengairan Jatim)



Tabel 6.7 Curah hujan rata – rata harian tahun 2011

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11
2	0	5	31	21	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16
4	0	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20
7	0	0	0	37	0	0	0	0	0	0	0	12
8	0	39	0	0	0	0	0	0	0	0	27	0
9	0	0	60	0	0	0	0	0	0	0	13	0
10	0	0	0	22	0	0	0	0	0	0	0	19
11	12	0	40	17	0	0	0	0	0	0	16	0
12	0	73	60	13	0	0	0	0	0	0	0	0
13	16	0	50	41	0	0	0	0	0	0	13	19
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9
15	0	0	13	19	0	0	0	0	0	0	0	16
16	12	0	0	11	0	0	0	0	0	0	19	22
17	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	28	0	0	0	0	0	0	22	11
19	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	0
21	19	22	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0	0	13
23	0	0	0	16	0	0	0	0	0	0	16	0
24	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0	8	19
25	0	0	47	0	0	0	0	0	0	0	0	11
26	9	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	0	30	7	0	0	0	0	0	0	19	9
28	0	0	0	22	0	0	0	0	0	0	22	0
29	21		0	0	0	0	0	0	0	0	12	17
30	26		0	16	0	0	0	0	0	0	17	0
31	0		0		0		0	0		0		0

(Sumber : PU Pengairan Jatim)

Tabel 6.8 Curah hujan rata – rata harian tahun 2012

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	16	tad	tad	tad	0	3	0	0	0	0	0	1
2	0	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	0	2
3	7	tad	tad	tad	21	2	0	0	0	0	3	5
4	0	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	2	45
5	0	tad	tad	tad	20	0	0	0	0	0	0	1
6	7	tad	tad	tad	0	5	0	0	0	0	0	1
7	0	tad	tad	tad	10	0	0	0	0	0	7	15
8	0	tad	tad	tad	0	12	0	0	0	0	12	0
9	0	tad	tad	tad	0	11	0	0	0	0	0	10
10	16	tad	tad	tad	0	10	0	0	0	0	0	15
11	9	tad	tad	tad	0	15	0	0	0	15	4	6
12	0	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	2	0	1
13	19	tad	tad	tad	2	0	0	0	0	0	0	5
14	0	tad	tad	tad	11	0	0	0	0	2	0	1
15	22	tad	tad	tad	3	0	0	0	0	0	0	0
16	0	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	1	2
17	0	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	2	67
18	11	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	5	10
19	9	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	25	2
20	19	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	2	10
21	0	tad	tad	tad	0	10	0	0	0	0	35	15
22	12	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	3	12
23	0	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	0	1
24	0	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	3	20
25	16	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	5	10
26	0	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	0	0	30
27	29	tad	tad	tad	3	0	0	0	0	0	1	6
28	0	tad	tad	tad	5	0	0	0	0	0	40	7
29	19	tad	tad	tad	0	0	0	0	0	4	1	6
30	32		tad	tad	10	0	0	0	0	0	5	1
31	30		tad		7		0	0		0		55

(Sumber : PU Pengairan Jatim)

Tabel 6.9 Curah hujan rata – rata harian tahun 2013

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	33	3	6	30	38	1	0	0	0	0	0	0
2	6	3	1	2	0	2	0	0	0	0	0	0
3	0	34	3	4	0	2	35	0	0	0	0	0
4	44	10	17	31	0	2	42	0	0	0	0	0
5	15	23	19	0	0	2	0	0	0	0	0	0
6	5	2	15	22	0	128	0	0	0	0	0	0
7	1	2	0	0	1	17	0	0	0	0	0	0
8	4	0	40	3	0	0	0	0	0	0	0	0
9	2	0	8	2	3	8	0	0	0	0	0	40
10	2	0	2	63	0	25	0	0	0	0	0	110
11	4	0	6	0	58	7	7	0	0	0	0	17
12	1	5	5	1	0	0	2	0	0	0	0	27
13	9	0	12	3	0	5	5	0	0	0	25	87
14	28	5	20	4	18	19	0	0	0	0	3	0
15	11	0	17	8	2	3	15	0	0	0	5	55
16	8	12	16	15	0	60	0	0	0	0	15	20
17	3	28	19	0	80	1	0	0	0	0	5	0
18	4	17	5	1	12	12	0	0	0	0	10	50
19	39	0	2	13	4	0	0	0	0	0	0	40
20	12	2	0	1	52	10	0	0	0	0	40	0
21	57	2	0	1	12	0	0	0	0	0	15	0
22	11	1	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
23	2	1	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0
24	12	3	0	12	60	40	0	0	0	0	0	0
25	19	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	50	7	0	3	2	7	0	0	0	0	60	0
27	51	28	0	2	55	0	0	0	0	57	0	0
28	19	36	0	2	62	4	0	0	0	0	40	0
29	21		0	5	0	35	0	0	0	0	0	0
30	9		0	5	2	0	0	0	0	0	0	0
31	10		0		4		0	0		0		10

(Sumber : PU Pengairan Jatim)

Tabel 6.10 Curah hujan rata – rata harian tahun 2014

TANG GAL	B U L A N (mm)											
	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOP	DES
1	0	25	40	0	0	0	0	0	0	0	0	6
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	tad
3	0	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	25
4	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	tad
5	100	0	60	25	0	0	0	0	0	0	3	tad
6	120	0	0	25	0	0	4	0	0	0	0	23
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	tad
8	0	37	62	0	0	0	0	0	0	0	0	21
9	0	20	65	80	0	0	0	0	0	0	15	tad
10	0	10	10	0	0	7	0	0	0	0	0	tad
11	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	tad
12	0	0	5	0	0	10	0	0	0	0	0	tad
13	0	0	10	130	0	0	0	0	0	0	0	tad
14	0	20	80	0	29	0	0	0	0	0	0	tad
15	0	45	0	20	0	0	0	0	0	0	0	tad
16	0	15	0	5	0	0	0	0	0	0	0	tad
17	0	27	0	25	17	32	0	0	0	0	0	9
18	0	25	0	0	0	9	0	0	0	0	0	40
19	0	20	29	19	0	41	0	0	0	0	0	30
20	0	17	0	0	0	6	0	0	0	0	5	tad
21	0	30	27	50	9	0	0	0	0	0	0	tad
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5
23	0	45	20	7	0	0	0	0	0	0	8	tad
24	0	10	0	5	0	0	0	0	0	0	0	tad
25	0	0	0	0	19	0	0	0	0	0	0	tad
26	0	0	0	0	16	0	0	0	0	0	0	20
27	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	tad
28	0	5	0	5	0	0	0	0	0	0	0	tad
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	tad
30	0		25	0	0	0	0	0	0	0	17	tad
31	0		20		0		0	0		0	0	tad

(Sumber : PU Pengairan Jatim)

## 6.2 Perhitungan Debit Rencana

Tabel 6.11 Tc Saluran Perencanaan

No	Nama Sal	Panjang		To	Tf	Tc	I	Area	C Gab	B	H	S	V	Q		Ket
		Al	Tal											Hidro	Hidro	
		m	m	mnt	mnt	jam	mm/jam	km		m	m		m/s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	
<b>UC TAHAP 4</b>																
<b>TALANG HORIZONTAL ATAP</b>																
1	B1.3 - B1.2	26	5,2	1,663	0,282	0,032	353,65	0,00027	0,75	0,3	0,25	5E-04	0,308	0,02	0,02	oke
2	A13 - A9.2	26	7,2	1,663	0,390	0,034	341,09	0,00027	0,75	0,3	0,25	5E-04	0,308	0,019	0,02	oke
3	A9.3 - A9.1	26	11,8	1,663	0,639	0,038	316,01	0,00027	0,75	0,3	0,25	5E-04	0,308	0,018	0,02	oke
4	B1.1 - B	26	8	1,663	0,433	0,035	336,38	0,00027	0,75	0,3	0,25	5E-04	0,308	0,019	0,02	oke
5	A12 - A	26	8,1	1,663	0,439	0,035	335,80	0,00027	0,75	0,3	0,25	5E-04	0,308	0,019	0,02	oke
6	A11 - A	26	8,1	1,663	0,439	0,035	335,80	0,00027	0,75	0,3	0,25	5E-04	0,308	0,019	0,02	oke
<b>TALANG HORIZONTAL LANTAI 7 ATAP</b>																
1	B1.3 - B1.2		21,4	5,72	1,159	0,11	152,39	0,00047	0,75	0,3	0,25	5E-04	0,308	0,015	0,02	oke
2	A13 - A9.2		21,3	5,70	1,154	0,11	152,66	0,00045	0,75	0,3	0,25	5E-04	0,308	0,014	0,02	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.12 Debit rencana saluran Perencanaan

No	Nama Sal	Tal Vert	To (menit)	Tf (menit)	Tc (jam)	I (mm/jam)	Area (km)	C Gab	D (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/s)	Q		Ket	Type Sal
		(m)												Hidrol (m <sup>3</sup> /s)	Hidrol (m <sup>3</sup> /s)		
<b>TALANG VERTIKAL LANTAI 7 ATAP - ATAP</b>																	
1	B1.3 - B1.2	73	1,945	0,032	0,033	349,80	0,00027	0,75	0,1	0,0079	0,31	0	37,8	0,019	0,297	oke	PVC
2	A13 - A9.2	73	2,053	0,032	0,035	337,58	0,00027	0,75	0,1	0,0079	0,31	0	37,8	0,019	0,297	oke	PVC
<b>TALANG VERTIKAL LANTAI 1 - 7 ATAP</b>																	
1	B1.2 - B	28	6,875	0,020	0,115	152,10	0,00047	0,75	0,1	0,0079	0,31	0	23,4	0,015	0,184	oke	PVC
2	A9.2 - A9.1	28	6,857	0,020	0,115	152,36	0,00045	0,75	0,1	0,0079	0,31	0	23,4	0,014	0,184	oke	PVC
<b>TALANG VERTIKAL LANTAI 1 - 23 ATAP</b>																	
1	A9.3 - A9.1	101	1,945	0,038	0,033	349,14	0,00027	0,75	0,1	0,007854	0,31	0	44,5	0,019	0,35	oke	PVC
2	B1.1 - B	101	2,053	0,038	0,035	336,97	0,00027	0,75	0,1	0,007854	0,31	0	44,5	0,019	0,35	oke	PVC
3	A12 - A	101	2,302	0,038	0,039	312,60	0,00027	0,75	0,1	0,007854	0,31	0	44,5	0,017	0,35	oke	PVC
4	A11 - A	101	2,096	0,038	0,036	332,39	0,00027	0,75	0,1	0,007854	0,31	0	44,5	0,018	0,35	oke	PVC

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.13 Debit Rencana Saluran Perencanaan

No	Nama Sal	Panjang		S Atap	Nd	To	Tf	Tc	I	Area	C Gab	D m	V m/s	Q		Ket	Type Sal
		Tal	Aliran											Hidrologi	Hidrolika		
		m	m											m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s		
<b>TALANG VERTIKAL LANTAI 1 - 23</b>																	
1	A4.1 - A4	99,8	3,6	0,0005	0,02	2,486	0,038	0,042	297,23	0,000003	0,75	0,1	44,2	0,000	0,347	oke	PVC
2	A3.1 - A3	99,8	5	0,0005	0,02	2,898	0,038	0,049	268,72	0,000014	0,75	0,1	44,2	0,001	0,347	oke	PVC
3	A2.1 - A2	99,8	2,6	0,0005	0,02	2,136	0,038	0,036	328,39	0,000020	0,75	0,1	44,2	0,001	0,347	oke	PVC
4	A1.1 - A1	99,8	3,6	0,0005	0,02	2,486	0,038	0,042	297,23	0,000013	0,75	0,1	44,2	0,001	0,347	oke	PVC
5	A5.1 - A5	99,8	7,1	0,0005	0,02	3,414	0,038	0,058	241,23	0,000031	0,75	0,1	44,2	0,002	0,347	oke	PVC
6	A6.1 - A6	99,8	9,3	0,0005	0,02	3,873	0,038	0,065	221,98	0,000078	0,75	0,1	44,2	0,004	0,347	oke	PVC
7	A7.1 - A7	99,8	10,6	0,0005	0,02	4,117	0,038	0,069	213,20	0,000085	0,75	0,1	44,2	0,004	0,347	oke	PVC
8	A8.1 - A8	99,8	11,8	0,0005	0,02	4,328	0,038	0,073	206,26	0,000085	0,75	0,1	44,2	0,004	0,347	oke	PVC

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.14 Debit Rencana Saluran Perencanaan

No	Nama Sal	Tal	To	Tf	Tc		I	Area	C	D	S	V	Q		Ket	Type Saluran
		Horz			Hidrologi	Hidrolika										
		m	mnt	mnt			jam	mm/jam	km	Gab	m	m/s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s		
<b>SALURAN HORIZONTAL MENUJU EKSISTING</b>																
1	A4.1 - A4	4	2,524	0,208	2,731	0,046	281,975	0,000003	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,000	0,040	oke	NRCP
2	A3.1 - A3	1,2	2,936	0,062	2,998	0,050	264,981	0,000014	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,001	0,040	oke	NRCP
3	A2.1 - A2	1,1	2,173	0,057	2,230	0,037	322,762	0,000020	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,001	0,040	oke	NRCP
4	A1.1 - A1	3,1	2,524	0,161	2,685	0,045	285,236	0,000013	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,001	0,040	oke	NRCP
5	A5.1 - A5	2,3	3,452	0,119	3,571	0,060	235,829	0,000031	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,002	0,040	oke	NRCP
6	A6.1 - A6	2,8	3,910	0,145	4,056	0,068	216,648	0,000078	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,004	0,040	oke	NRCP
7	A7.1 - A7	3,7	4,154	0,192	4,346	0,072	206,876	0,000085	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,004	0,040	oke	NRCP
8	A8.1 -A8	4,5	4,366	0,234	4,599	0,077	199,220	0,000085	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,004	0,040	oke	NRCP
9	A9.3 - A9.1	6,9	1,982	0,358	2,340	0,039	312,551	0,000267	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,017	0,040	oke	NRCP
10	A9.2 - A9.1	6,5	6,877	0,337	7,214	0,120	147,573	0,000450	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,014	0,040	oke	NRCP
11	A9.1 - A9	14,4	2,340	2,340	4,681	0,078	196,895	0,000716	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,029	0,040	oke	NRCP
12	B1.2 - B	3,3	6,895	0,171	7,066	0,118	149,629	0,000473	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,015	0,040	oke	NRCP
13	B1.1 - B	4,3	2,091	0,118	2,209	0,037	324,880	0,000267	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,018	0,040	oke	NRCP
14	A12 - A	4,5	2,340	0,234	2,573	0,043	293,388	0,000267	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,016	0,040	oke	NRCP
15	A11 - A	3,1	2,134	0,161	2,295	0,038	316,669	0,000267	0,75	0,4	5E-04	0,321	0,018	0,040	oke	NRCP

(Sumber : Hasil Perhitungan)



Tabel 6.15 Debit Saluran Eksisting

No	Nama Saluran	Panjang		To	Tf	Tc		I	Area	C Gab	D	S	V	Q		z	Ket	Type Saluran
		ah	Sal			Hidrologi	Hidrolika											
		m	m											m3/s	m3/s			
<b>Saluran Eksisting</b>																		
1	A10 - A4	5,4	33	3,72	0,98	4,70	0,08	196,22	0,0004	0,90	0,4	0,002	0,559	0,019	0,070		oke	NRCP
2	A4 - A3	2,2	11,4	4,70	0,32	5,02	0,08	187,91	0,0004	0,90	0,4	0,002	0,602	0,020	0,076		oke	NRCP
3	A3 - A2	3,1	9	5,02	0,31	5,33	0,09	180,48	0,0005	0,89	0,4	0,001	0,479	0,022	0,060		oke	NRCP
4	A2 - A1	4,6	10,2	5,33	0,27	5,60	0,09	174,69	0,0006	0,89	0,4	0,002	0,636	0,025	0,080		oke	NRCP
5	A1 - A	6,1	12	5,60	0,22	5,82	0,10	170,34	0,0007	0,89	0,4	0,004	0,927	0,028	0,117		oke	NRCP
6	B2.3 - B2	18,1	32,7	6,55	0,48	7,03	0,12	150,15	0,0004	0,83	0,5	0,005	1,129	0,014	0,222		oke	NRCP
7	B2.2 - B2	8	15,8	4,47	0,28	4,75	0,08	194,93	0,0001	0,75	0,5	0,003	0,938	0,002	0,184		oke	NRCP
8	B2.1 - B2	14,5	6	5,90	0,07	5,97	0,10	167,46	0,0002	0,90	0,5	0,008	1,521	0,009	0,299		oke	NRCP
9	B2 - B	7	26,7	7,03	0,72	7,74	0,13	140,75	0,0011	0,86	0,4	0,002	0,622	0,036	0,078	0,208	oke	NRCP
10	B - A	6,1	10	7,74	0,16	7,91	0,13	138,80	0,0015	0,85	0,4	0,005	1,016	0,050	0,128		oke	NRCP
11	A - C	6,2	45,3	7,91	1,58	9,49	0,16	122,91	0,0027	0,84	0,4	0,001	0,477	0,079	0,060		oke	NRCP
12	C - D	6,2	22,6	9,49	0,56	10,05	0,17	118,32	0,0027	0,84	0,4	0,002	0,676	0,076	0,085		oke	NRCP
13	D2.1 - D2	21,1	21	7,03	0,50	7,53	0,13	143,39	0,0001	0,90	0,4	0,002	0,701	0,003	0,088		oke	NRCP
14	D3 - D2	16,3	12	6,23	0,41	6,65	0,11	155,83	0,0002	0,90	0,15	0,004	0,482	0,009	0,009		oke	NRCP
15	D1 - D2	24	22	7,47	0,46	7,93	0,13	138,56	0,0006	0,75	0,5	0,002	0,795	0,018	0,156		oke	NRCP
16	D2 - D		7,8	7,93	0,11	8,04	0,13	137,25	0,0010	0,81	0,4	0,006	1,150	0,030	0,145	0,002	oke	NRCP
17	D - E	6,7	34,5	10,05	1,05	11,10	0,19	110,72	0,0012	0,82	0,4	0,001	0,547	0,030	0,069		oke	NRCP
18	E - H	6,7	38,5	11,10	0,55	11,65	0,19	107,18	0,0015	0,84	0,4	0,006	1,157	0,037	0,145		oke	NRCP
19	F3.1 - F3	9,7	2,5	4,89	0,11	5,00	0,08	188,35	0,0001	0,75	0,3	0,001	0,375	0,002	0,027		oke	NRCP
20	F3 - F2	2,4	17,3	5,00	0,77	5,77	0,10	171,23	0,0001	0,75	0,3	0,001	0,375	0,005	0,027		oke	NRCP

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.16 Debit Saluran Eksisting

No	Nama Saluran	Panjang		To	Tf	Tc		I	Area	C Gab	D	S	V	Q		z	Ket	Type Saluran
		aln	Sal			m3/s	Hidrolika											
		m	m											m3/s	m3/s			
<b>Saluran Eksisting</b>																		
21	F2.1 - F2	10,4	12,7	5,05	0,28	5,34	0,09	180,38	0,0003	0,90	0,3	0,004	0,744	0,015	0,053		oke	NRCP
22	F2 - F1	3,3	22,8	5,77	0,34	6,11	0,10	164,78	0,0006	0,86	0,3	0,009	1,110	0,023	0,078		oke	NRCP
23	F1.1 - F1	10,4	13,4	5,05	0,31	5,36	0,09	179,85	0,0003	0,90	0,3	0,004	0,724	0,013	0,051		oke	NRCP
24	F1 - F	3,1	13,4	6,11	0,31	6,42	0,11	159,46	0,0009	0,88	0,3	0,004	0,724	0,036	0,051		oke	NRCP
25	F - H		6,8	6,42	0,11	6,53	0,11	157,64	0,0010	0,88	0,3	0,007	1,017	0,038	0,072		oke	NRCP
26	A10 - A5	5,4	33	3,72	0,98	4,70	0,08	196,22	0,0004	0,90	0,4	0,002	0,559	0,019	0,070		oke	NRCP
27	A5 - A6	4,4	7,8	4,70	0,13	4,83	0,08	192,80	0,0005	0,89	0,5	0,004	1,034	0,025	0,203	0,039	oke	NRCP
28	A6 - A7	6,2	9,5	4,83	0,17	5,00	0,08	188,43	0,0006	0,87	0,5	0,003	0,937	0,030	0,184		oke	NRCP
29	A7 - A8	5,6	7,8	5,00	0,13	5,13	0,09	185,34	0,0008	0,86	0,5	0,004	1,034	0,036	0,203		oke	NRCP
30	A8 - A9	5,1	4,4	5,13	0,05	5,18	0,09	184,06	0,0009	0,85	0,5	0,007	1,376	0,040	0,270		oke	NRCP
31	A9 - G4	5,1	25,5	5,18	0,36	5,54	0,09	176,06	0,0020	0,82	0,5	0,005	1,190	0,080	0,234		oke	NRCP
32	G4.1 - G4	20,3	4,4	6,91	0,09	7,00	0,12	150,59	0,0004	0,75	0,3	0,005	0,799	0,012	0,057		oke	NRCP
33	G4 - G3	4,1	15,8	7,00	0,28	7,28	0,12	146,69	0,0026	0,82	0,5	0,003	0,938	0,085	0,184	0,012	oke	NRCP
34	G3.1 - G3	10,4	6,7	5,05	0,14	5,19	0,09	183,70	0,0002	0,75	0,3	0,004	0,793	0,007	0,056		oke	NRCP
35	G3 - G2	4,1	31,7	7,28	0,80	8,08	0,13	136,86	0,0031	0,83	0,5	0,002	0,662	0,098	0,130	0,010	oke	NRCP
36	G2.1 - G2	10,4	7,8	5,05	0,14	5,19	0,09	183,79	0,0005	0,75	0,3	0,006	0,949	0,018	0,067		oke	NRCP
37	G2 - G1	7	26,2	8,08	0,51	8,58	0,14	131,42	0,0039	0,82	0,5	0,003	0,861	0,119	0,169	0,008	oke	NRCP
38	G1.1 - G1	11	9,6	5,19	0,19	5,37	0,09	179,56	0,0004	0,75	0,3	0,005	0,856	0,015	0,060		oke	NRCP
39	G1 - G	6,5	13,5	8,58	0,29	8,87	0,15	128,58	0,0045	0,82	0,5	0,002	0,786	0,131	0,154	0,006	oke	NRCP
40	G - H	6,7	17,3	8,87	0,32	9,19	0,15	125,56	0,0046	0,82	0,5	0,003	0,896	0,133	0,176		oke	NRCP
41	H - I		3	11,65	0,02	11,68	0,19	107,04	0,0071	0,83	0,5	0,017	2,152	0,176	0,422		oke	NRCP

(Sumber : Hasil Perhitungan)

### 6.3 Perhitungan Kolum Tampung

Tabel 6.17 Perhitungan Kolum Tampung  $T_c = T_d$

tc = td									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out Pintu	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8 = 4 + 7	9	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	oke
1	0,015	0,452	0,452	0	0	0	0,452	0,003	oke
2	0,030	1,357	1,809	0	0	0	1,809	0,012	oke
3	0,045	2,262	4,071	0	0	0	4,071	0,027	oke
4	0,060	3,166	7,237	0	0	0	7,237	0,048	oke
5	0,075	4,071	11,309	0	0	0	11,309	0,075	oke
6	0,090	4,976	16,284	0	0	0	16,284	0,109	oke
7	0,106	5,880	22,165	0	0	0	22,165	0,148	oke
8	0,121	6,785	28,950	0	0	0	28,950	0,193	oke
9	0,136	7,690	36,640	0	0	0	36,640	0,244	oke
10	0,151	8,594	45,234	0	0	0	45,234	0,302	oke
11	0,166	9,499	54,733	0	0	0	54,733	0,365	oke
12	0,181	10,404	65,137	0	0	0	65,137	0,434	oke
13	0,166	10,404	75,541	0	0	0	75,541	0,504	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.18 Perhitungan Kolam Tampung  $T_c=T_d$ 

tc = td									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out Pintu	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8 = 4 + 7	9	
14	0,151	9,499	85,040	0	0	0	85,040	0,567	oke
15	0,136	8,594	93,635	0	0	0	93,635	0,624	oke
16	0,121	7,690	101,325	0	0	0	101,325	0,675	oke
17	0,106	6,785	108,110	0	0	0	108,110	0,721	oke
18	0,090	5,880	113,990	0	0	0	113,990	0,760	oke
19	0,075	4,976	118,966	0	0	0	118,966	0,793	oke
20	0,060	4,071	123,037	0	0	0	123,037	0,820	oke
21	0,045	3,166	126,203	0	0	0	126,203	0,841	oke
22	0,030	2,262	128,465	0	0	0	128,465	0,856	oke
23	0,015	1,357	129,822	0	0	0	129,822	0,865	oke
24	0	0,452	130,274	0	0	0	130,274	0,868	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.19 Perhitungan Kolam Tampung  $T_d = 32$  menit

td = 32 menit									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
(min)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	oke
1	0,015	0,452	0,452	0	0	0	0,452	0,003	oke
2	0,030	1,357	1,809	0	0	0	1,809	0,012	oke
3	0,045	2,262	4,071	0	0	0	4,071	0,027	oke
4	0,060	3,166	7,237	0	0	0	7,237	0,048	oke
5	0,075	4,071	11,309	0	0	0	11,309	0,075	oke
6	0,090	4,976	16,284	0	0	0	16,284	0,109	oke
7	0,106	5,880	22,165	0	0	0	22,165	0,148	oke
8	0,121	6,785	28,950	0	0	0	28,950	0,193	oke
9	0,136	7,690	36,640	0	0	0	36,640	0,244	oke
10	0,151	8,594	45,234	0	0	0	45,234	0,302	oke
11	0,166	9,499	54,733	0	0	0	54,733	0,365	oke
12	<b>0,181</b>	10,404	65,137	0	0	0	65,137	0,434	oke
13	<b>0,181</b>	10,404	75,541	0	0	0	75,541	0,504	oke
14	<b>0,181</b>	10,404	85,945	0	0	0	85,945	0,573	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan )

Tabel 6.20 Perhitungan Kolam Tampung  $T_d = 32$  menit

td = 32 menit									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
(min)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
15	<b>0,181</b>	10,404	96,349	0	0	0	96,349	0,642	oke
16	<b>0,181</b>	10,404	106,753	0	0	0	106,753	0,712	oke
17	<b>0,181</b>	10,404	117,157	0	0	0	117,157	0,781	oke
18	<b>0,181</b>	10,404	127,560	0	0	0	127,560	0,850	oke
19	<b>0,181</b>	10,404	137,964	0	0	0	137,964	0,920	oke
20	<b>0,181</b>	10,404	148,368	0	0	0	148,368	0,989	oke
21	<b>0,181</b>	10,404	158,772	0	0	0	158,772	1,058	oke
22	<b>0,181</b>	10,404	169,176	0	0	0	169,176	1,128	oke
23	<b>0,181</b>	10,404	179,580	0	0	0	179,580	1,197	oke
24	<b>0,181</b>	10,404	189,984	0	0	0	189,984	1,267	oke
25	<b>0,181</b>	10,404	200,387	0	0	0	200,387	1,336	oke
26	<b>0,181</b>	10,404	210,791	0	0	0	210,791	1,405	oke
27	<b>0,181</b>	10,404	221,195	0	0	0	221,195	1,475	oke
28	<b>0,181</b>	10,404	231,599	0	0	0	231,599	1,544	oke
29	<b>0,181</b>	10,404	242,003	0	0	0	242,003	1,613	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan )

Tabel 6.21 Perhitungan Kolam Tampung  $T_d = 32$  menit

td = 32 menit									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
(min)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
30	<b>0,181</b>	10,404	252,407	0	0	0	252,407	1,683	oke
31	<b>0,181</b>	10,404	262,811	0	0	0	262,811	1,752	oke
32	<b>0,181</b>	10,404	273,214	0	0	0	273,214	1,821	oke
33	0,166	9,499	282,714	0	0	0	282,714	1,885	oke
34	0,151	8,594	291,308	0	0	0	291,308	1,942	oke
35	0,136	7,690	298,998	0	0	0	298,998	1,993	oke
36	0,121	6,785	305,783	0	0	0	305,783	2,039	oke
37	0,106	5,880	311,664	0	0	0	311,664	2,078	oke
38	0,090	4,976	316,639	0	0	0	316,639	2,111	oke
39	0,075	4,071	320,710	0	0	0	320,710	2,138	oke
40	0,060	3,166	323,877	0	0	0	323,877	2,159	oke
41	0,045	2,262	326,138	0	0	0	326,138	2,174	oke
42	0,030	1,357	327,495	0	0	0	327,495	2,183	oke
43	0,015	0,452	327,948	0	0	0	327,948	2,186	oke
44	0,000	0,000	327,948	0	0	0	327,948	2,186	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan )

Tabel 6.22 Perhitungan Kolam Tampung  $T_d = 60$  menit

td = 60 menit									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	oke
1	0,015	0,452	0,452	0	0	0	0,452	0,003	oke
2	0,030	1,357	1,809	0	0	0	1,809	0,012	oke
3	0,045	2,262	4,071	0	0	0	4,071	0,027	oke
4	0,060	3,166	7,237	0	0	0	7,237	0,048	oke
5	0,075	4,071	11,309	0	0	0	11,309	0,075	oke
6	0,090	4,976	16,284	0	0	0	16,284	0,109	oke
7	0,106	5,880	22,165	0	0	0	22,165	0,148	oke
8	0,121	6,785	28,950	0	0	0	28,950	0,193	oke
9	0,136	7,690	36,640	0	0	0	36,640	0,244	oke
10	0,151	8,594	45,234	0	0	0	45,234	0,302	oke
11	0,166	9,499	54,733	0	0	0	54,733	0,365	oke
12	<b>0,181</b>	10,404	65,137	0	0	0	65,137	0,434	oke
13	<b>0,181</b>	10,404	75,541	0	0	0	75,541	0,504	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)



Tabel 6.23 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit

td = 60 menit									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
14	<b>0,181</b>	10,404	85,945	0	0	0	85,945	0,573	oke
15	<b>0,181</b>	10,404	96,349	0	0	0	96,349	0,642	oke
16	<b>0,181</b>	10,404	106,753	0	0	0	106,753	0,712	oke
17	<b>0,181</b>	10,404	117,157	0	0	0	117,157	0,781	oke
18	<b>0,181</b>	10,404	127,560	0	0	0	127,560	0,850	oke
19	<b>0,181</b>	10,404	137,964	0	0	0	137,964	0,920	oke
20	<b>0,181</b>	10,404	148,368	0	0	0	148,368	0,989	oke
21	<b>0,181</b>	10,404	158,772	0	0	0	158,772	1,058	oke
22	<b>0,181</b>	10,404	169,176	0	0	0	169,176	1,128	oke
23	<b>0,181</b>	10,404	179,580	0	0	0	179,580	1,197	oke
24	<b>0,181</b>	10,404	189,984	0	0	0	189,984	1,267	oke
25	<b>0,181</b>	10,404	200,387	0	0	0	200,387	1,336	oke
26	<b>0,181</b>	10,404	210,791	0	0	0	210,791	1,405	oke
27	<b>0,181</b>	10,404	221,195	0	0	0	221,195	1,475	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.24 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit

td = 60 menit									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
28	<b>0,181</b>	10,404	231,599	0	0	0	231,599	1,544	oke
29	<b>0,181</b>	10,404	242,003	0	0	0	242,003	1,613	oke
30	<b>0,181</b>	10,404	252,407	0	0	0	252,407	1,683	oke
31	<b>0,181</b>	10,404	262,811	0	0	0	262,811	1,752	oke
32	<b>0,181</b>	10,404	273,214	0	0	0	273,214	1,821	oke
33	<b>0,181</b>	10,404	283,618	0	0	0	283,618	1,891	oke
34	<b>0,181</b>	10,404	294,022	0	0	0	294,022	1,960	oke
35	<b>0,181</b>	10,404	304,426	0	0	0	304,426	2,030	oke
36	<b>0,181</b>	10,404	314,830	0	0	0	314,830	2,099	oke
37	<b>0,181</b>	10,404	325,234	0	0	0	325,234	2,168	oke
38	<b>0,181</b>	10,404	335,638	0	0	0	335,638	2,238	bahaya
39	<b>0,181</b>	10,404	346,041	0	0	0	346,041	2,307	bahaya
40	<b>0,181</b>	10,404	356,445	0	0	0	356,445	2,376	bahaya
41	<b>0,181</b>	10,404	366,849	0	0	0	366,849	2,446	bahaya

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.25 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit

td = 60 menit									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
42	<b>0,181</b>	10,404	377,253	0	0	0	377,253	2,515	luber
43	<b>0,181</b>	10,404	387,657	0	0	0	387,657	2,584	luber
44	<b>0,181</b>	10,404	398,061	0	0	0	398,061	2,654	luber
45	<b>0,181</b>	10,404	408,465	0	0	0	408,465	2,723	luber
46	<b>0,181</b>	10,404	418,869	0	0	0	418,869	2,792	luber
47	<b>0,181</b>	10,404	429,272	0	0	0	429,272	2,862	luber
48	<b>0,181</b>	10,404	439,676	0	0	0	439,676	2,931	luber
49	<b>0,181</b>	10,404	450,080	0	0	0	450,080	3,001	luber
50	<b>0,181</b>	10,404	460,484	0	0	0	460,484	3,070	luber
51	<b>0,181</b>	10,404	470,888	0	0	0	470,888	3,139	luber
52	<b>0,181</b>	10,404	481,292	0	0	0	481,292	3,209	luber
53	<b>0,181</b>	10,404	491,696	0	0	0	491,696	3,278	luber
54	<b>0,181</b>	10,404	502,099	0	0	0	502,099	3,347	luber
55	<b>0,181</b>	10,404	512,503	0	0	0	512,503	3,417	luber

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.26 Perhitungan Kolam Tampung Td = 60 menit

td = 60 menit									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
56	<b>0,181</b>	10,404	522,907	0	0	0	522,907	3,486	luber
57	<b>0,181</b>	10,404	533,311	0	0	0	533,311	3,555	luber
58	<b>0,181</b>	10,404	543,715	0	0	0	543,715	3,625	luber
59	<b>0,181</b>	10,404	554,119	0	0	0	554,119	3,694	luber
60	<b>0,181</b>	10,404	564,523	0	0	0	564,523	3,763	luber
61	0,166	9,499	563,618	0	0	0	563,618	3,757	luber
62	0,151	8,594	572,212	0	0	0	572,212	3,815	luber
63	0,136	7,690	579,902	0	0	0	579,902	3,866	luber
64	0,121	6,785	586,687	0	0	0	586,687	3,911	luber
65	0,106	5,880	592,568	0	0	0	592,568	3,950	luber
66	0,090	4,976	597,544	0	0	0	597,544	3,984	luber
67	0,075	4,071	601,615	0	0	0	601,615	4,011	luber
68	0,060	3,166	604,781	0	0	0	604,781	4,032	luber
69	0,045	2,262	607,043	0	0	0	607,043	4,047	luber

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.27 Perhitungan Kolam Tampung  $T_d = 60$  menit

td = 60 menit									
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out Sal.	Vol out	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
70	0,030	1,357	608,400	0	0	0	608,400	4,056	luber
71	0,015	0,452	608,852	0	0	0	608,852	4,059	luber
72	0,000	0,000	608,852	0	0	0	608,852	4,059	luber

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.28 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa  $t_d = 60$  menit

td = 60 menit											
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out pintu air	Q out pompa	Vol out Pintu air	Vol out pompa	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	oke
1	0,015	0,452	0,452	0	0	0		0	0,452	0,003	oke
2	0,030	1,357	1,809	0	0	0		0	1,809	0,012	oke
3	0,045	2,262	4,071	0	0	0		0	4,071	0,027	oke
4	0,060	3,166	7,237	0	0	0		0	7,237	0,048	oke
5	0,075	4,071	11,309	0	0	0		0	11,309	0,075	oke
6	0,090	4,976	16,284	0	0	0		0	16,284	0,109	oke
7	0,106	5,880	22,165	0	0	0		0	22,165	0,148	oke
8	0,121	6,785	28,950	0	0	0		0	28,950	0,193	oke
9	0,136	7,690	36,640	0	0	0		0	36,640	0,244	oke
10	0,151	8,594	45,234	0	0	0		0	45,234	0,302	oke
11	0,166	9,499	54,733	0	0	0		0	54,733	0,365	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.29 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa  $t_d = 60$  menit

td = 60 menit											
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out pintu air	Q out pompa	Vol out Pintu air	Vol out pompa	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
12	<b>0,181</b>	10,404	65,137	0	0	0		0	65,137	0,434	oke
13	<b>0,181</b>	10,404	75,541	0	0	0		0	75,541	0,504	oke
14	<b>0,181</b>	10,404	85,945	0,10	0	3	0	3	82,945	0,553	oke
15	<b>0,181</b>	10,404	96,349	0,10	0	6	0	9	87,349	0,582	oke
16	<b>0,181</b>	10,404	106,753	0,10	0	6	0	15	91,753	0,612	oke
17	<b>0,181</b>	10,404	117,157	0,10	0	6	0	21	96,157	0,641	oke
18	<b>0,181</b>	10,404	127,560	0,10	0	6	0	27	100,560	0,670	oke
19	<b>0,181</b>	10,404	137,964	0,10	0	6	0	33	104,964	0,700	oke
20	<b>0,181</b>	10,404	148,368	0,10	0	6	0	39	109,368	0,729	oke
21	<b>0,181</b>	10,404	158,772	0,10	0	6	0	45	113,772	0,758	oke
22	<b>0,181</b>	10,404	169,176	0,10	0	6	0	51	118,176	0,788	oke
23	<b>0,181</b>	10,404	179,580	0,10	0	6	0	57	122,580	0,817	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.30 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa td = 60 menit

td = 60 menit											
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out pintu air	Q out pompa	Vol out Pintu air	Vol out pompa	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
24	<b>0,181</b>	10,404	189,984	0,10	0	6	0	63	126,984	0,847	oke
25	<b>0,181</b>	10,404	200,387	0,10	0	6	0	69	131,387	0,876	oke
26	<b>0,181</b>	10,404	210,791	0,10	0	6	0	75	135,791	0,905	oke
27	<b>0,181</b>	10,404	221,195	0,10	0	6	0	81	140,195	0,935	oke
28	<b>0,181</b>	10,404	231,599	0,10	0	6	0	87	144,599	0,964	oke
29	<b>0,181</b>	10,404	242,003	0,10	0	6	0	93	149,003	0,993	oke
30	<b>0,181</b>	10,404	252,407	0,10	0	6	0	99	153,407	1,023	oke
31	<b>0,181</b>	10,404	262,811	0,10	0	6	0	105	157,811	1,052	oke
32	<b>0,181</b>	10,404	273,214	0,10	0	6	0	111	162,214	1,081	oke
33	<b>0,181</b>	10,404	283,618	0,10	0	6	0	117	166,618	1,111	oke
34	<b>0,181</b>	10,404	294,022	0,10	0	6	0	123	171,022	1,140	oke
35	<b>0,181</b>	10,404	304,426	0,10	0	6	0	129	175,426	1,170	oke



(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.31 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa td = 60 menit

td = 60 menit											
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out pintu air	Q out pompa	Vol out Pintu air	Vol out pompa	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
36	<b>0,181</b>	10,404	314,830	0,10	0	6	0	135	179,830	1,199	oke
37	<b>0,181</b>	10,404	325,234	0,10	0	6	0	141	184,234	1,228	oke
38	<b>0,181</b>	10,404	335,638	0,10	0	6	0	147	188,638	1,258	oke
39	<b>0,181</b>	10,404	346,041	0,10	0	6	0	153	193,041	1,287	oke
40	<b>0,181</b>	10,404	356,445	0,10	0	6	0	159	197,445	1,316	oke
41	<b>0,181</b>	10,404	366,849	0,10	0	6	0	165	201,849	1,346	oke
42	<b>0,181</b>	10,404	377,253	0,10	0	6	0	171	206,253	1,375	oke
43	<b>0,181</b>	10,404	387,657	0,10	0	6	0	177	210,657	1,404	oke
44	<b>0,181</b>	10,404	398,061	0,10	0	6	0	183	215,061	1,434	oke
45	<b>0,181</b>	10,404	408,465	0,10	0	6	0	189	219,465	1,463	oke
46	<b>0,181</b>	10,404	418,869	0,10	0,10	6	3	198	220,869	1,472	oke
47	<b>0,181</b>	10,404	429,272	0,10	0,10	6	6	210	219,272	1,462	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.32 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa td = 60 menit

td = 60 menit											
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out pintu air	Q out pompa	Vol out Pintu air	Vol out pompa	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
48	<b>0,181</b>	10,404	439,676	0,10	0,10	6	6	222	217,676	1,451	oke
49	<b>0,181</b>	10,404	450,080	0,10	0,10	6	6	234	216,080	1,441	oke
50	<b>0,181</b>	10,404	460,484	0,10	0,10	6	6	246	214,484	1,430	oke
51	<b>0,181</b>	10,404	470,888	0,10	0,10	6	6	258	212,888	1,419	oke
52	<b>0,181</b>	10,404	481,292	0,10	0,10	6	6	270	211,292	1,409	oke
53	<b>0,181</b>	10,404	491,696	0,10	0,10	6	6	282	209,696	1,398	oke
54	<b>0,181</b>	10,404	502,099	0,10	0,10	6	6	294	208,099	1,387	oke
55	<b>0,181</b>	10,404	512,503	0,10	0,10	6	6	306	206,503	1,377	oke
56	<b>0,181</b>	10,404	522,907	0,10	0,10	6	6	318	204,907	1,366	oke
57	<b>0,181</b>	10,404	533,311	0,10	0,10	6	6	330	203,311	1,355	oke
58	<b>0,181</b>	10,404	543,715	0,10	0,10	6	6	342	201,715	1,345	oke
59	<b>0,181</b>	10,404	554,119	0,10	0,10	6	6	354	200,119	1,334	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.33 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa td = 60 menit

td = 60 menit											
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out pintu air	Q out pompa	Vol out Pintu air	Vol out pompa	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m3/s	m3	m3	m3/s	m3/s	m3	m3	m3	m3	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
60	<b>0,181</b>	10,404	564,523	0,10	0,10	6	6	366	198,523	1,323	oke
61	0,166	10,404	574,926	0,10	0,10	6	6	378	196,926	1,313	oke
62	0,151	9,499	584,426	0,10	0,10	6	6	390	194,426	1,296	oke
63	0,136	8,594	593,020	0,10	0,10	6	6	402	191,020	1,273	oke
64	0,121	7,690	600,710	0,10	0,10	6	6	414	186,710	1,245	oke
65	0,106	6,785	607,495	0,10	0,10	6	6	426	181,495	1,210	oke
66	0,090	5,880	613,375	0,10	0,10	6	6	438	175,375	1,169	oke
67	0,075	4,976	618,351	0,10	0,10	6	6	450	168,351	1,122	oke
68	0,060	4,071	622,422	0,10	0,10	6	6	462	160,422	1,069	oke
69	0,045	3,166	625,589	0,10	0,10	6	6	474	151,589	1,011	oke
70	0,030	2,262	627,850	0,10	0,10	6	6	486	141,850	0,946	oke
71	0,015	1,357	629,207	0,10	0,10	6	6	498	131,207	0,875	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.34 Perhitungan Kolam Menggunakan Pintu Air dan Pompa td = 60 menit

td = 60 menit											
t	Q in Sal	Vol in Sal	Vol in Kum	Q out pintu air	Q out pompa	Vol out Pintu air	Vol out pompa	Vol out Kum	Tamp akhir	H dari dasar	Ket
mnt	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
72	0	0,452	629,660	0,10	0,10	6	6	510	119,660	0,798	oke
73	0	0	629,660	0,10	0,10	6	6	522	107,660	0,718	oke
74	0	0	629,660	0,10	0,10	6	6	534	95,660	0,638	oke
75	0	0	629,660	0,10	0,10	6	6	546	83,660	0,558	oke
76	0	0	629,660	0,10	0,10	6	6	558	71,660	0,478	oke
77	0	0	629,660	0,10	0,10	6	6	570	59,660	0,398	oke
78	0	0	629,660	0,10	0,10	6	6	582	47,660	0,318	oke
79	0	0	629,660	0,10	0,10	6	6	594	35,660	0,238	oke
80	0	0	629,660	0,10	0,10	6	6	606	23,660	0,158	oke
81	0	0	629,660	0,10	0,10	6	6	618	11,660	0,078	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)

## 6.4 Perhitungan Debit Luar Kawasan

Tabel 6.35 Perhitungan tc Luar Kawasan

No	Nama Saluran	Panjang		S Atap	Nd	To	Tf	Tc		I	Area	C Gab
		Aliran	Saluran					mnt	jam			
		m	m									
1	LA2.1 - LA2	9	135,5	0,0002	0,02	4,72	0,83	5,55	0,09	175,73	0,002	0,83
2	LA2 - LA1	10,27	201,5	0,0002	0,02	5,02	1,13	6,15	0,10	164,10	0,005	0,83
3	LA1.1 - LA1	4	218,6	0,0002	0,02	3,23	1,91	5,14	0,09	184,93	0,007	0,83
4	LA1 - LA		52,4	0,0002	0,02	5,14	0,55	5,69	0,09	172,89	0,015	0,83
5	LB1.4.2 - LB1.4	12,7	101,69	0,0002	0,02	5,55	4,06	9,61	0,16	121,90	0,003	0,83
6	LB1.4.1 - LB1.4	12,7	190,14	0,0002	0,02	5,55	1,08	6,63	0,11	156,11	0,007	0,83
7	LB1.3 - LB1.2	26,7	27	0,0002	0,02	7,85	0,11	7,96	0,13	138,23	0,005	0,83
8	LB1.4 - LB1.2		26	0,0002	0,02	9,61	0,23	9,83	0,16	120,03	0,010	0,83
9	LB1.2 - LB1.1		349,99	0,0002	0,02	9,83	5,61	15,45	0,26	88,83	0,028	0,83
10	LB9.1.2 - LB9.1	21,7	172,45	0,0002	0,02	7,12	1,38	8,50	0,14	132,25	0,007	0,83
11	LB9.1.1 - LB9.1	21,7	31	0,0002	0,02	7,12	0,39	7,51	0,13	143,66	0,001	0,83
12	LB9.1 - LB9		28,9	0,0002	0,02	8,50	0,37	8,87	0,15	128,55	0,008	0,83
13	LB9.2 - LB9	23,4	212	0,0002	0,02	7,38	7,35	14,73	0,25	91,69	0,009	0,83
14	LB9 - LB8		149	0,0002	0,02	14,73	1,53	16,26	0,27	85,85	0,021	0,83

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.36 Perhitungan tc Luar Kawasan

No	Nama Saluran	Panjang		S Atap	Nd	To	Tf	Tc		I	Area	C Gab
		Aliran	Saluran					mnt	jam			
		m	m									
15	LB8.1 - LB8	24,54	41,33	0,0002	0,02	7,55	0,99	8,54	0,14	131,92	0,002	0,83
16	LB8 - LB7	27,1	133,2	0,0002	0,02	16,26	1,59	17,85	0,30	80,67	0,026	0,83
17	LB7.1 - LB7	27,4	60,5	0,0002	0,02	7,94	1,09	9,04	0,15	126,99	0,001	0,83
18	LB7 - LB6.2		17	0,0002	0,02	17,85	0,20	18,05	0,30	80,08	0,027	0,83
19	LB6.4 - LB6.1		324,74	0,0002	0,02	9,04	11,73	20,77	0,35	72,93	0,015	0,83
20	LB6.3 - LB6.2	24,2	210,85	0,0002	0,02	7,50	3,18	10,67	0,18	113,65	0,005	0,83
21	LB6.2 - LB6	24,8	36,55	0,0002	0,02	18,05	0,44	18,49	0,31	78,80	0,034	0,83
22	LB6.1 - LB6	12,6	49	0,0002	0,02	5,53	0,65	6,18	0,10	163,59	0,015	0,83
23	LB6 - LB5		16,4	0,0002	0,02	18,49	0,10	18,59	0,31	78,53	0,049	0,83
24	LB5.1 - LB5	13,6	51,55	0,0002	0,02	5,73	0,86	6,59	0,11	156,79	0,001	0,83
25	LB5 - LB4		25,07	0,0002	0,02	18,59	0,15	18,73	0,31	78,12	0,050	0,83
26	LB4.1 - LB4	18,8	117,35	0,0002	0,02	6,66	2,30	8,97	0,15	127,65	0,003	0,83
27	LB4 - LB3	19,1	94,9	0,0002	0,02	18,73	0,51	19,24	0,32	76,73	0,056	0,83
28	LB3.1 - LB3	30,6	105	0,0002	0,02	8,37	3,40	11,77	0,20	106,49	0,004	0,83
29	LB3 - LB1.1	28,2	98,97	0,0002	0,02	19,24	0,58	19,82	0,33	75,23	0,062	0,83
30	LB2.1.2 - LB2.1.1	27,6	259	0,0002	0,02	7,97	4,51	12,48	0,21	102,40	0,008	0,83

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.37 Perhitungan tc Luar Kawasan

No	Nama Saluran	Panjang		S Atap	Nd	To	Tf	Tc		I	Area	C Gab
		Aliran	Saluran					mnt	jam			
		m	m									
31	LB2.1.3 - LB2.1.1	25,6	22,75	0,0002	0,02	7,70	0,15	7,85	0,13	139,48	0,001	0,83
32	LB2.1.1 - LB2.1		10,3	0,0002	0,02	12,48	0,17	12,65	0,21	101,50	0,009	0,83
33	LB2.1 - LB2	23	37,8	0,0002	0,02	7,32	0,62	7,94	0,13	138,41	0,010	0,83
34	LB2.3 - LB2.2	20,6	64,15	0,0002	0,02	6,95	1,19	8,15	0,14	136,09	0,006	0,83
35	LB2.2 - LB2		9	0,0002	0,02	8,15	0,12	8,27	0,14	134,76	0,008	0,83
36	LB2 - LB1.1		22,57	0,0002	0,02	7,94	0,25	8,19	0,14	135,63	0,018	0,83
37	LB1.1 - LB1		38	0,0002	0,02	19,82	0,16	19,99	0,33	74,81	0,080	0,83
38	LB1 - LB		69,54	0,0002	0,02	19,99	0,31	20,29	0,34	74,05	0,080	0,83

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.38 Perhitungan debit Luar Kawasan

No	Nama Saluran	B	H	D	A	P	R	n	S	V	Q		Ket
											Hidrologi	Hidrolika	
											m/s	m <sup>3</sup> /s	
1	LA2.1 - LA2			1	0,79	3,14	0,25	0,015	0,011	2,73	0,10	2,14	oke
2	LA2 - LA1			1,2	1,13	3,77	0,30	0,015	0,010	2,98	0,18	3,37	oke
3	LA1.1 - LA1			0,6	0,28	1,88	0,15	0,015	0,010	1,91	0,30	0,54	oke
4	LA1 - LA			1,2	1,13	3,77	0,30	0,015	0,003	1,60	0,59	1,81	oke
5	LB1.4.2 - LB1.4			0,6	0,28	1,88	0,15	0,015	0,000	0,42	0,09	0,12	oke
6	LB1.4.1 - LB1.4			0,6	0,28	1,88	0,15	0,015	0,024	2,93	0,25	0,83	oke
7	LB1.3 - LB1.2			0,4	0,13	1,26	0,10	0,015	0,083	4,15	0,16	0,52	oke
8	LB1.4 - LB1.2			0,6	0,28	1,88	0,15	0,015	0,010	1,92	0,28	0,54	oke
9	LB1.2 - LB1.1			1	0,79	3,14	0,25	0,015	0,002	1,04	0,58	0,82	oke
10	LB9.1.2 - LB9.1			0,5	0,20	1,57	0,13	0,015	0,016	2,09	0,20	0,41	oke
11	LB9.1.1 - LB9.1			0,5	0,20	1,57	0,13	0,015	0,006	1,34	0,03	0,26	oke
12	LB9.1 - LB9			1	0,79	3,14	0,25	0,015	0,002	1,30	0,22	1,02	oke
13	LB9.2 - LB9			1	0,79	3,14	0,25	0,015	0,000	0,48	0,18	0,38	oke
14	LB9 - LB8			1	0,79	3,14	0,25	0,015	0,004	1,63	0,41	1,28	oke
15	LB8.1 - LB8			0,4	0,13	1,26	0,10	0,015	0,002	0,70	0,05	0,09	oke
16	LB8 - LB7			1	0,79	3,14	0,25	0,015	0,003	1,39	0,48	1,10	oke

(Sumber : Hasil Perhitungan)



Tabel 6.39 Perhitungan debit Luar Kawasan

No	Nama Saluran	B	H	D	A	P	R	n	S	V	Q		Ket
											Hidrologi	Hidrolika	
											m/s	m <sup>3</sup> /s	
17	LB7.1 - LB7			0,4	0,13	1,26	0,10	0,015	0,004	0,92	0,04	0,12	oke
18	LB7 - LB6.2			1	0,79	3,14	0,25	0,015	0,003	1,43	0,50	1,13	oke
19	LB6.4 - LB6.1	1,25	1,25		1,56	3,75	0,42	0,015	0,000	0,46	0,25	0,72	oke
20	LB6.3 - LB6.2			0,4	0,13	1,26	0,10	0,015	0,006	1,11	0,14	0,14	oke
21	LB6.2 - LB6			1	0,79	3,14	0,25	0,015	0,003	1,38	0,62	1,09	oke
22	LB6.1 - LB6	1,25	1,6		2,00	4,45	0,45	0,015	0,001	1,25	0,57	2,50	oke
23	LB6 - LB5	2	2		4,00	6,00	0,67	0,015	0,003	2,81	0,89	11,24	oke
24	LB5.1 - LB5			0,4	0,13	1,26	0,10	0,015	0,005	1,00	0,03	0,13	oke
25	LB5 - LB4	2	2		4,00	6,00	0,67	0,015	0,003	2,87	0,90	11,50	oke
26	LB4.1 - LB4			0,4	0,13	1,26	0,10	0,015	0,003	0,85	0,10	0,11	oke
27	LB4 - LB3	2	2		4,00	6,00	0,67	0,015	0,004	3,09	0,99	12,36	oke
28	LB3.1 - LB3			0,5	0,20	1,57	0,13	0,015	0,001	0,51	0,09	0,10	oke
29	LB3 - LB1.1	2	2		4,00	6,00	0,67	0,015	0,003	2,85	1,08	11,39	oke
30	LB2.1.2 - LB2.1.1			0,6	0,28	1,88	0,15	0,015	0,003	0,96	0,19	0,27	oke
31	LB2.1.3 - LB2.1.1			0,4	0,13	1,26	0,10	0,015	0,029	2,46	0,02	0,31	oke
32	LB2.1.1 - LB2.1			0,5	0,20	1,57	0,13	0,015	0,004	1,04	0,20	0,20	oke

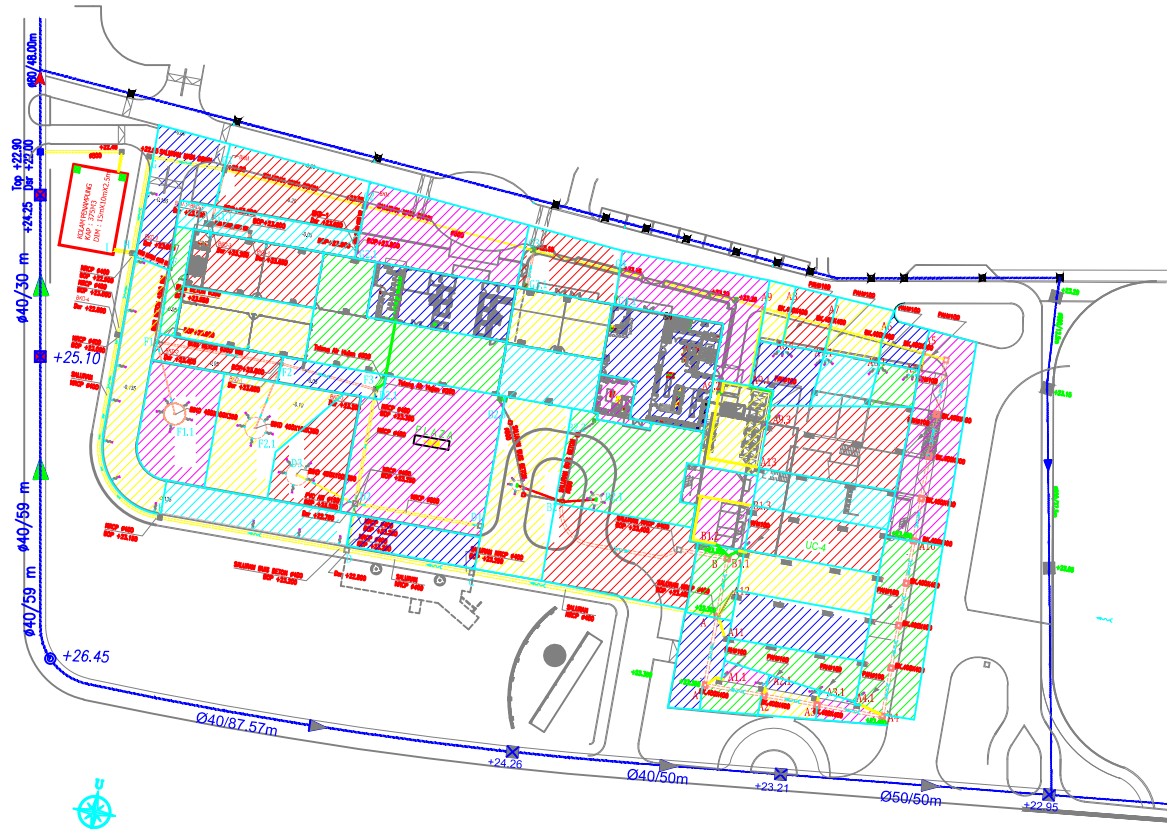
(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 6.40 Perhitungan debit Luar Kawasan

No	Nama Saluran	B	H	D	A	P	R	n	S	V	Q		Ket
											Hidrologi	Hidrolika	
											m/s	m <sup>3</sup> /s	
33	LB2.1 - LB2			0,5	0,20	1,57	0,13	0,015	0,004	1,01	0,31	0,20	luber
34	LB2.3 - LB2.2			0,4	0,13	1,26	0,10	0,015	0,004	0,90	0,20	0,11	luber
35	LB2.2 - LB2			0,5	0,20	1,57	0,13	0,015	0,006	1,24	0,25	0,24	luber
36	LB2 - LB1.1			0,6	0,28	1,88	0,15	0,015	0,007	1,53	0,56	0,43	luber
37	LB1.1 - LB1	2	2		4,00	6,00	0,67	0,015	0,006	3,87	1,38	15,48	oke
38	LB1 - LB	2	2		4,00	6,00	0,67	0,015	0,005	3,76	1,37	15,04	oke

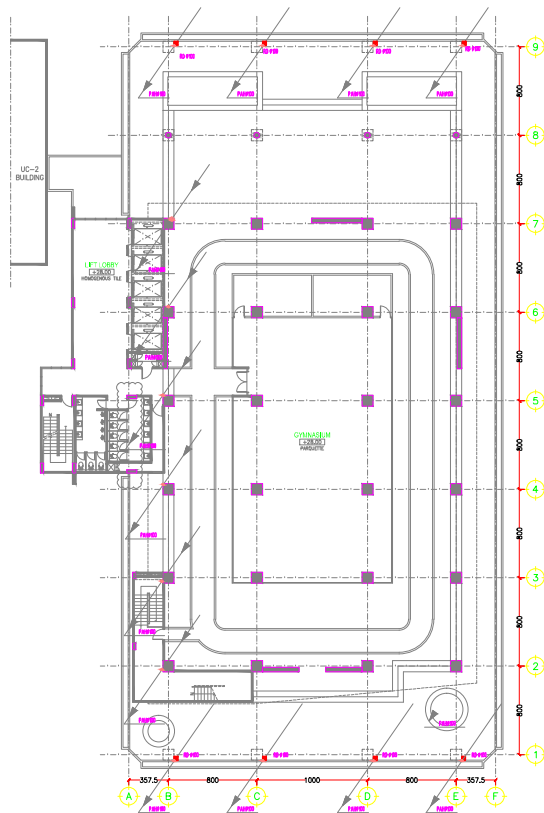
(Sumber : Hasil Perhitungan)



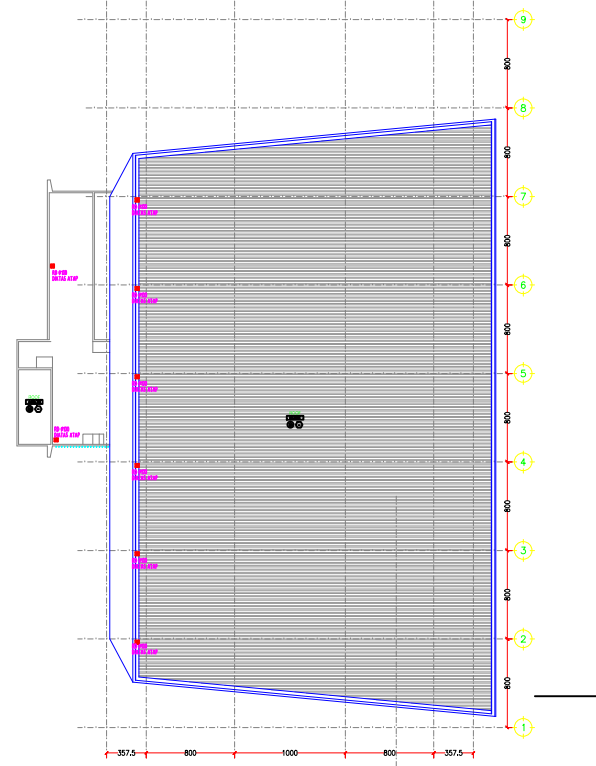


Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	13	01	Catchment Area Universitas Ciputra	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)

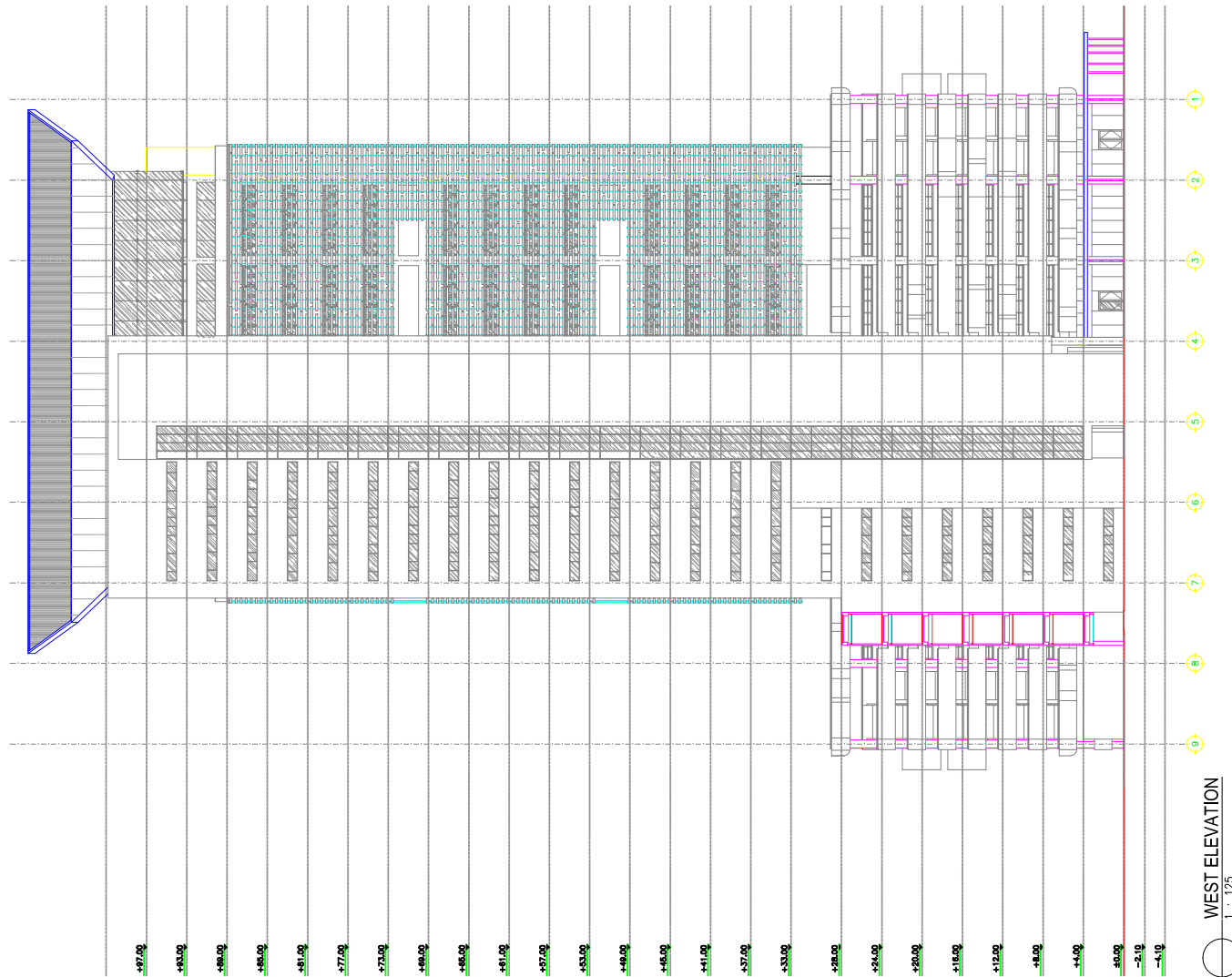


Skala 1 : 100



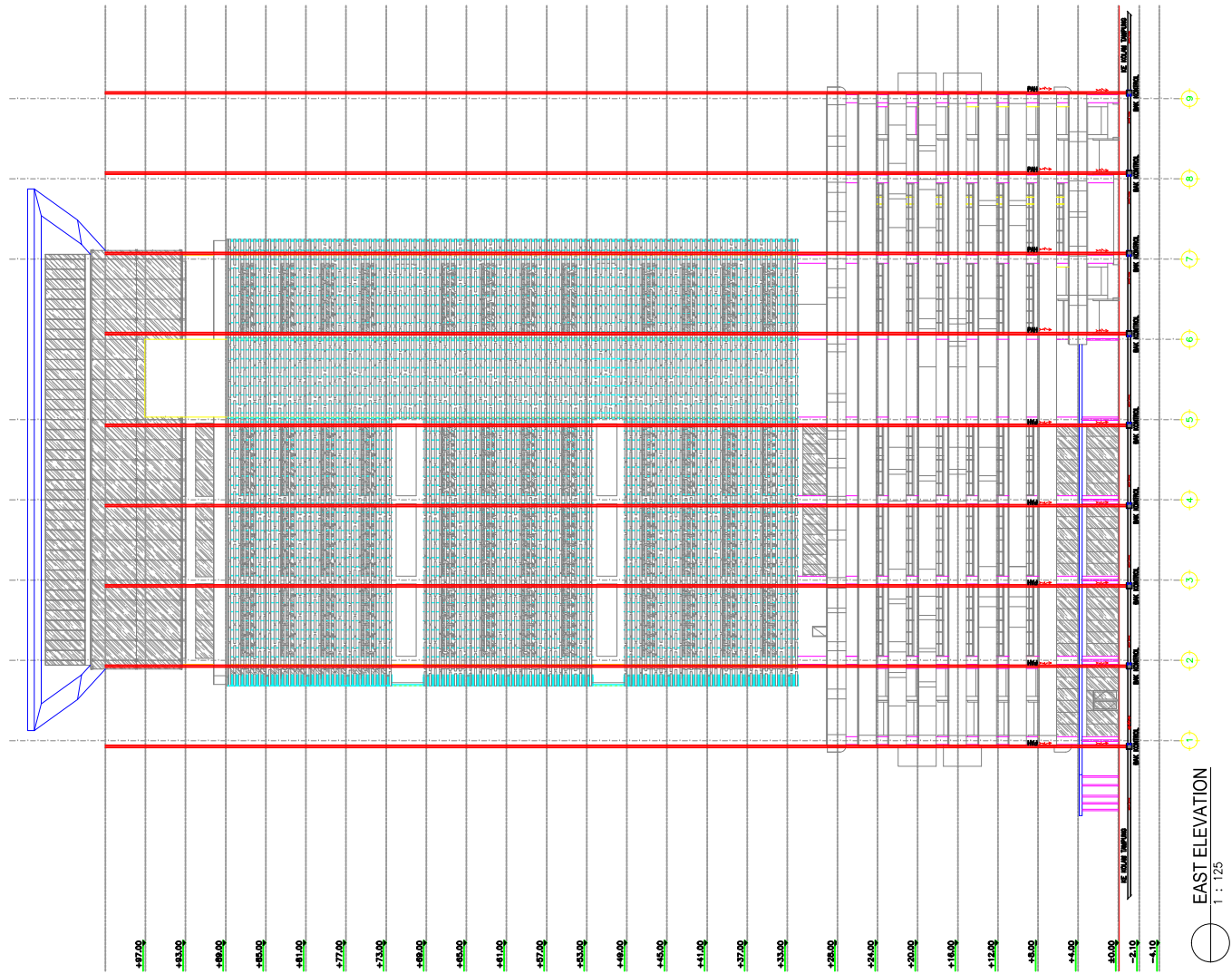
Skala 1 : 100

TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	13	2	Instalasi Pipa Air Hujan Lt 7 Instalasi Pipa Air Hujan Lt 23 atap	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)



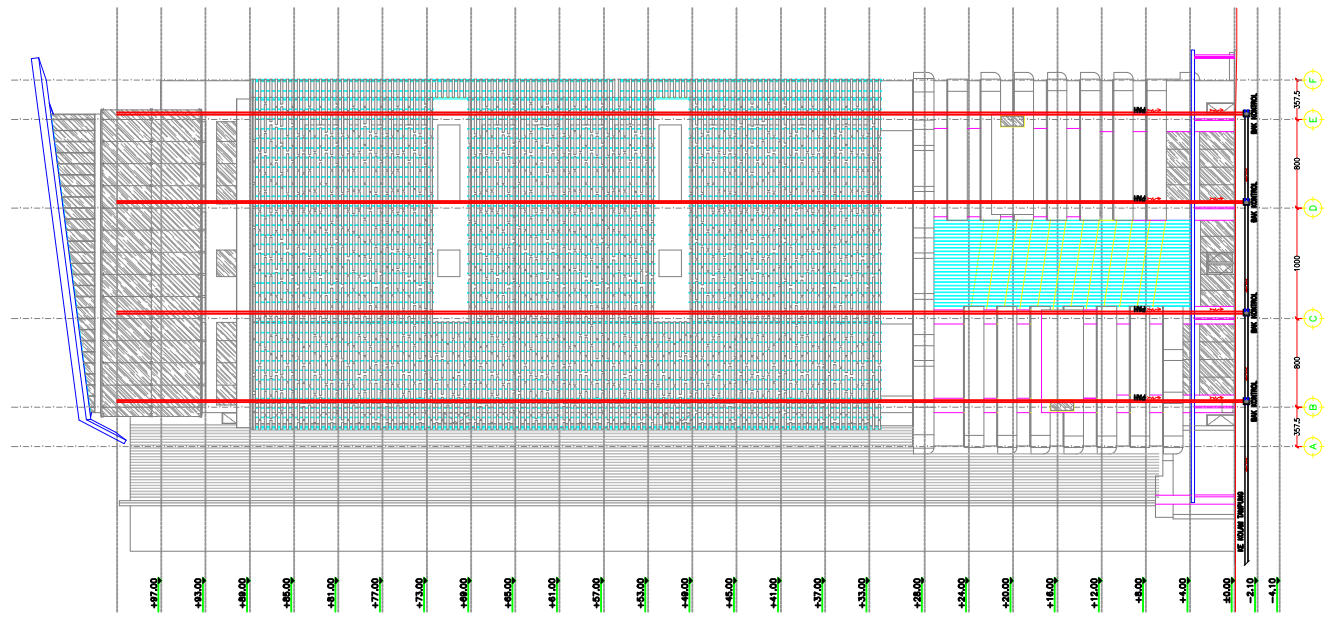
WEST ELEVATION  
1 : 125

TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	13	3	Instalasi Pipa Air Hujan Vertical Drain Tampak Sisi Barat	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)



EAST ELEVATION  
1 : 125

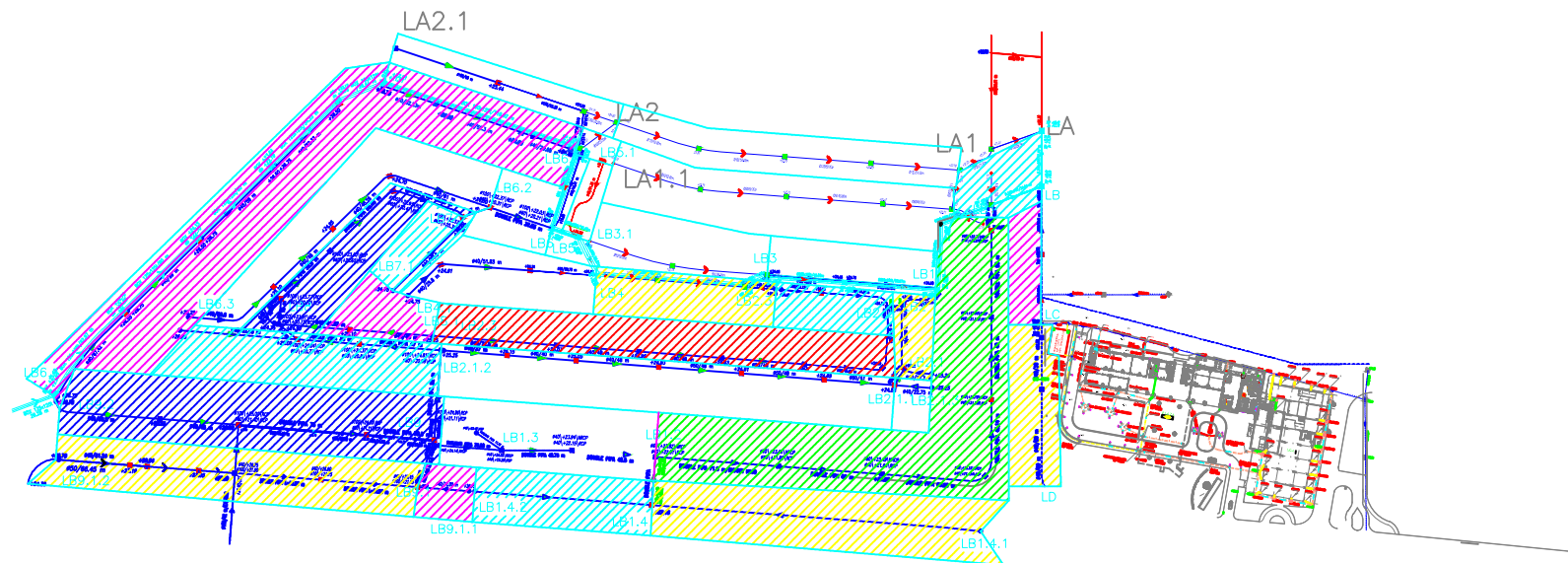
TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	13	4	Instalasi Pipa Air Hujan Vertical Drain Tampak Sisi Timur	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)



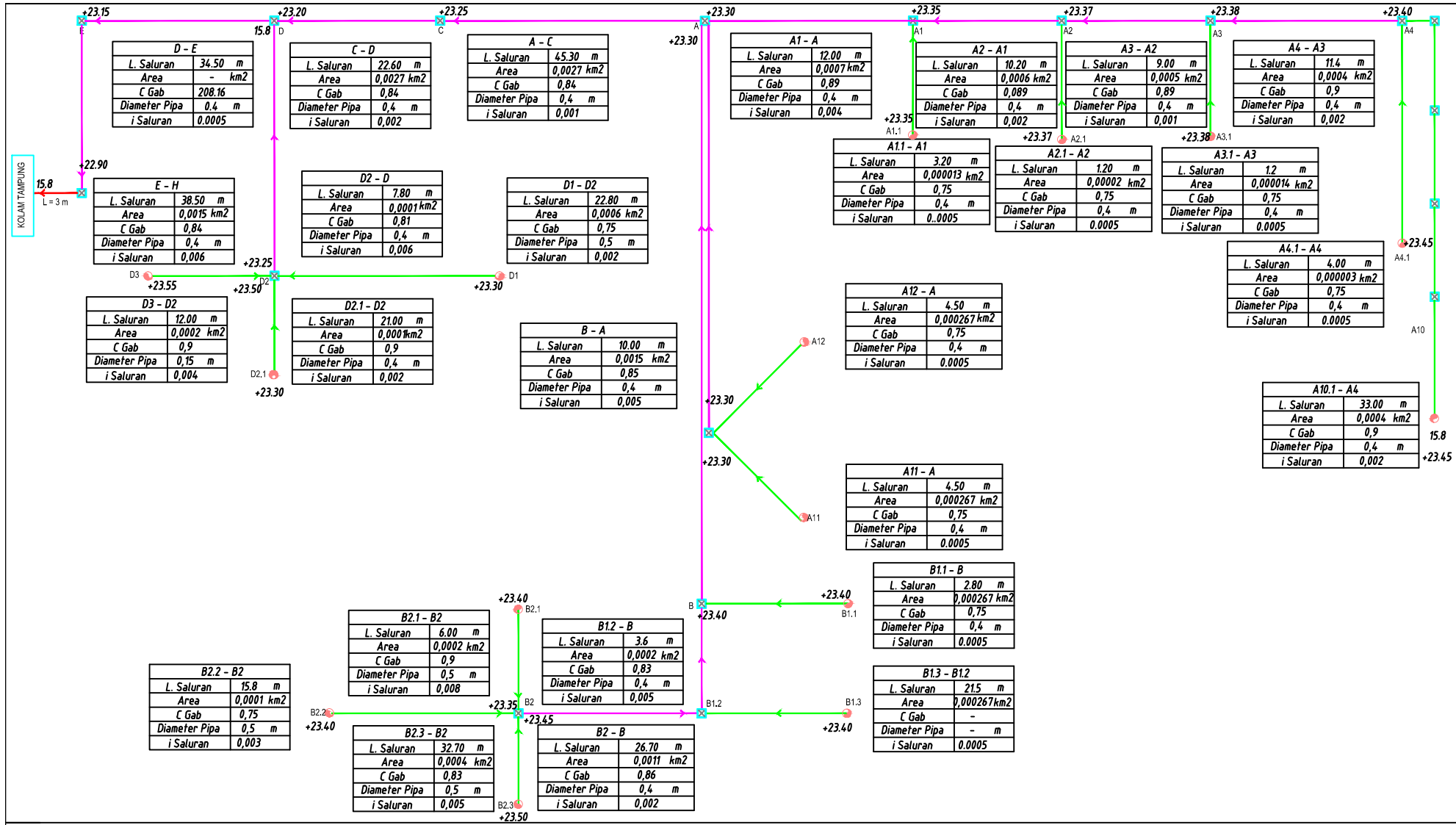
○ SOUTH ELEVATION  
1 : 125

TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	13	5	Instalasi Pipa Air Hujan Vertical Drain Tampak Sisi Selatan	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)



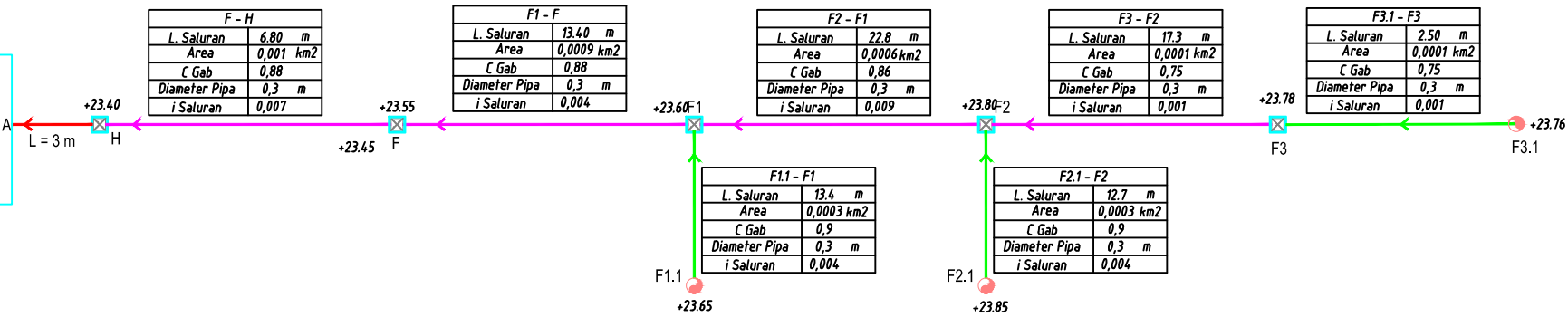


TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	12	06	Catchment Area Luar Kawasan	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)



TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	12	07	Skema Dranase UC	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)

KOLAM TAMPUNG



**TUGAS AKHIR**

Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya

TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUMLAH HALAMAN

12

NOMOR HALAMAN

08

Nama Gambar

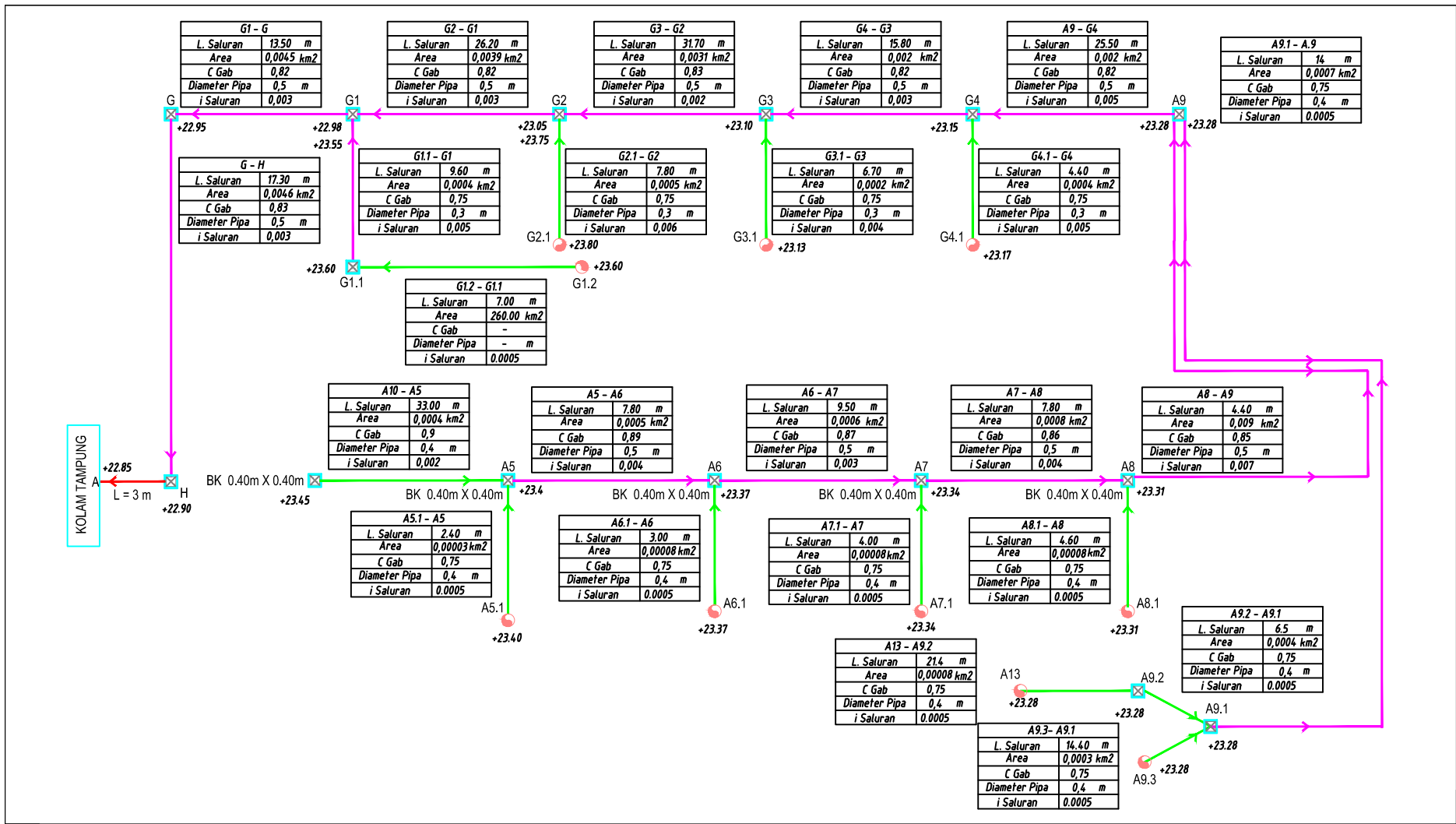
Skema Drainase UC

DOSEN ASISTENSI

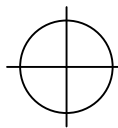
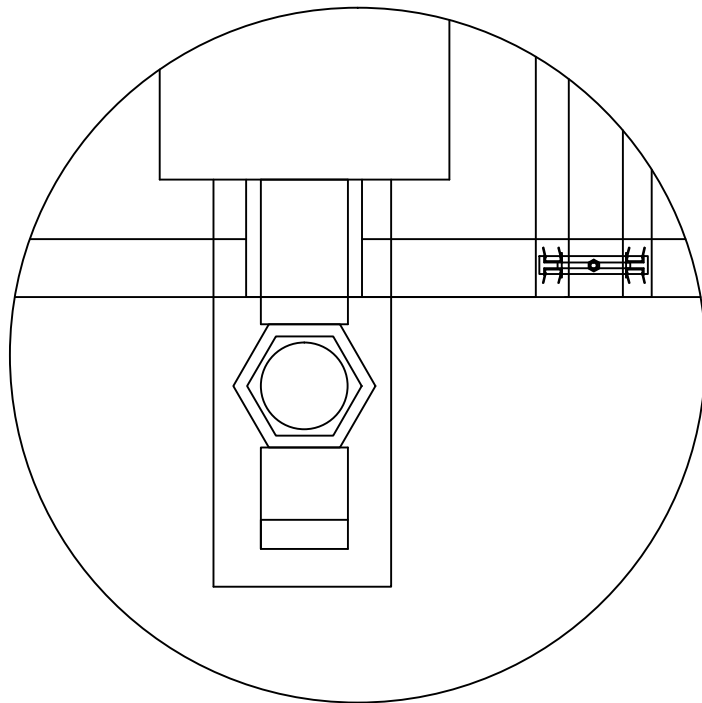
Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  
Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.

NAMA MAHASISWA

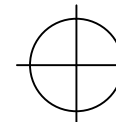
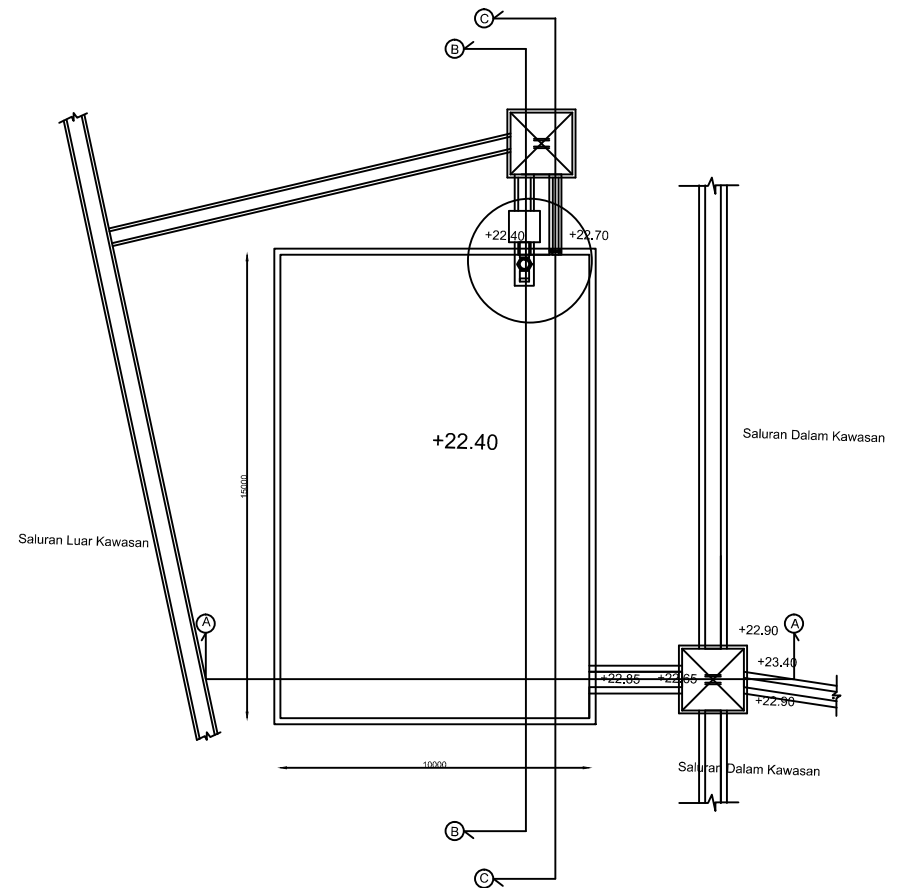
PUSPITA DEWI A. (3112100004)



TUGAS AKHIR		JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya		12	09	Skema Drainase UC	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc. Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)
TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER						

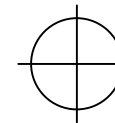
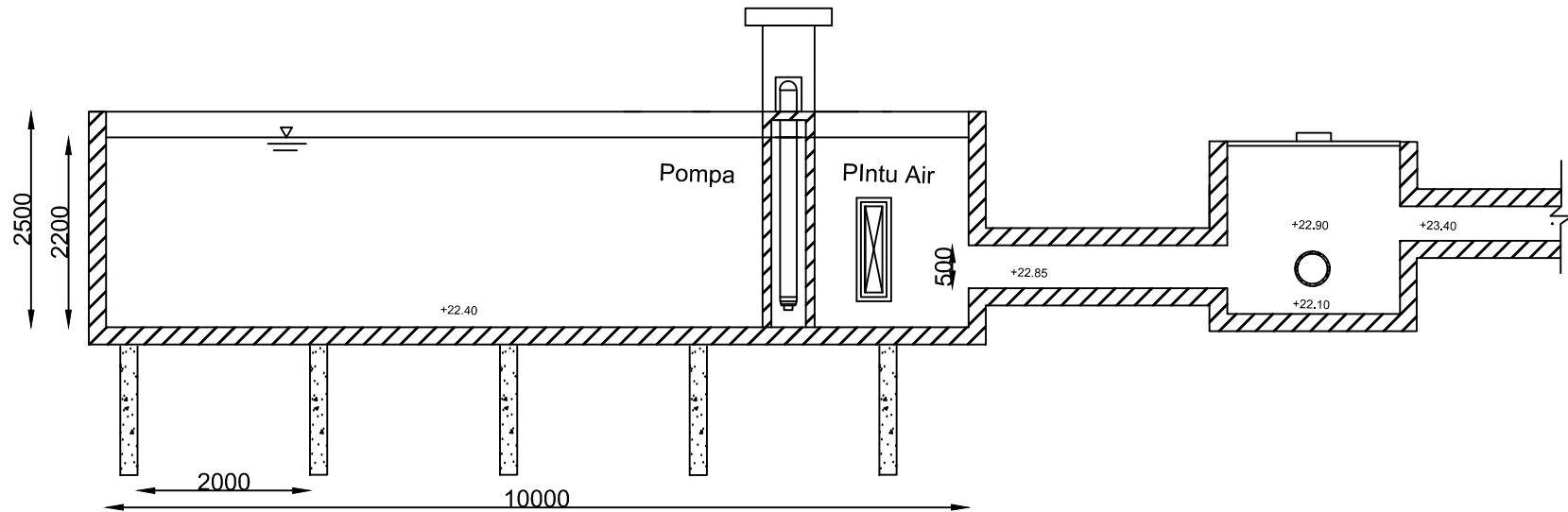


Detail A  
Skala 1:10



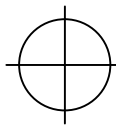
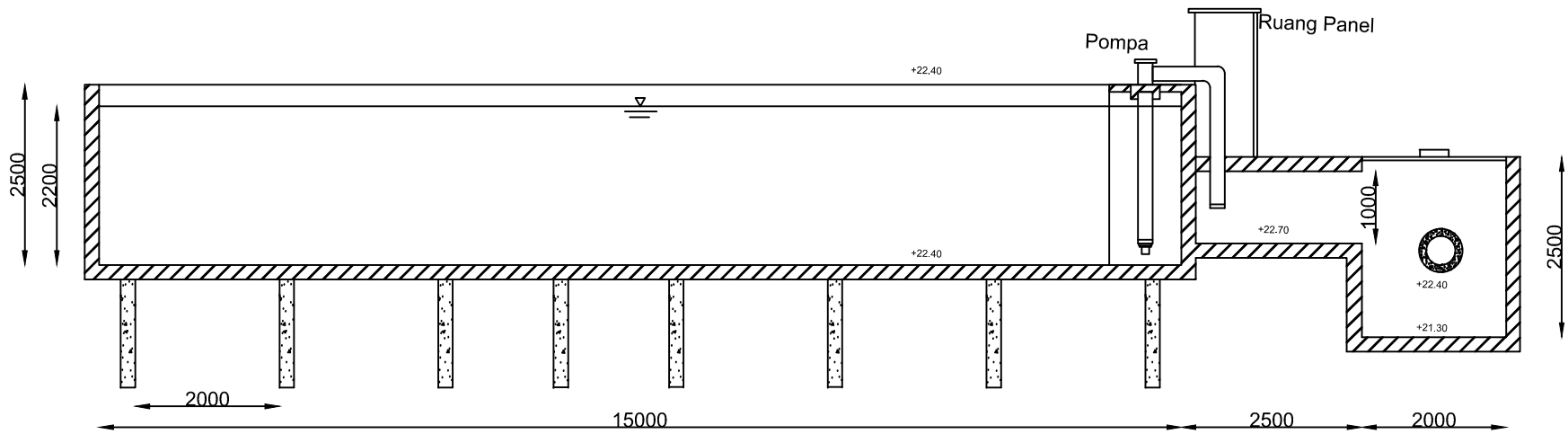
Denah Kolan Tampung  
Skala 1:100

TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	13	10	Denah Kolan Tampung	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)



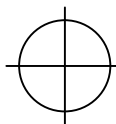
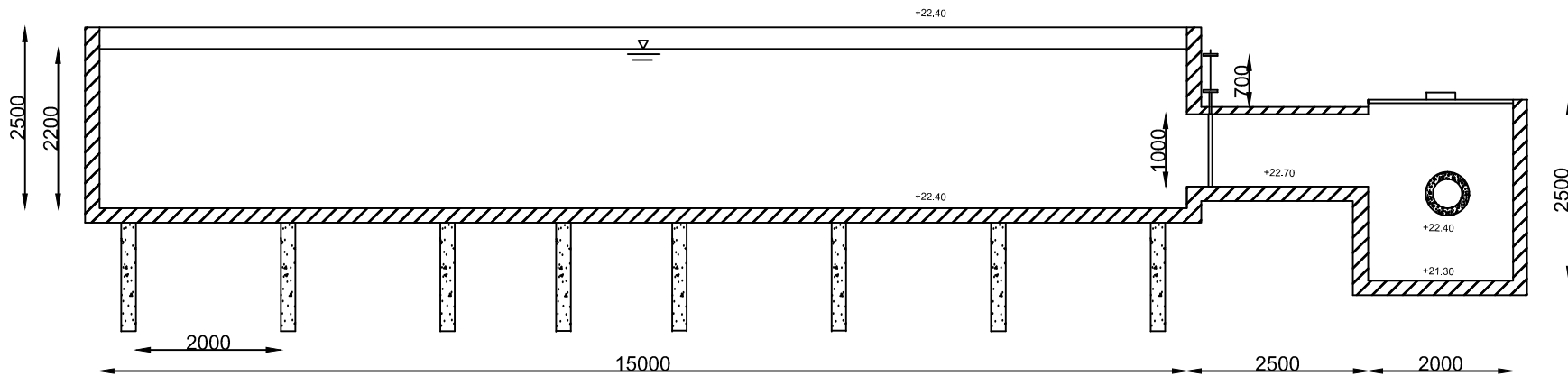
Potongan A-A  
Skala 1:100

TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	13	11	Detail Potongan A-A	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)



Potongan B - B  
Skala 1:100

TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	13	12	Detail Potongan B - B	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)



Potongan C - C  
Skala 1:100

TUGAS AKHIR	JUMLAH HALAMAN	NOMOR HALAMAN	Nama Gambar	DOSEN ASISTENSI	NAMA MAHASISWA
Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Surabaya  TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	13	13	Detail Potongan C - C	Dr. Techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc. Yang Ratri Savitri, S.T., M.T.	PUSPITA DEWI A. (3112100004)



## **BAB 5**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Kesimpulan yang dapat diambil dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil analisa hidrologi, didapatkan debit banjir rencana dengan penambahan pengembangan tahap 4 adalah 0,176 m<sup>3</sup>/s
2. Berdasarkan perhitungan analisa hidrolika, saluran drainase eksisting mampu menampung limpasan dengan adanya penambahan pengembangan tahap 4
3. Berdasarkan hasil analisa, kolam tampung yang direncanakan berdiamensi 15mx10mx2,5m dengan tinggi jagaan 0,3m tidak mampu menampung seluruh debit limpasan 614 m<sup>3</sup>.
4. Fasilitas drainase yang disediakan adalah pintu air dan pompa. Pintu air didesain dengan lebar pintu 0,2m dengan tinggi bukaan pintu 0,27 meter, sehingga direncanakan tinggi pintu 0,3 meter. Debit yang dikeluarkan sebesar 0,1 m<sup>3</sup>/s. Elevasi pintu +22.70 sedangkan elevasi dasar kolam tampung +22.40. pompa air dengan debit outflow 0,1 m<sup>3</sup>/s hanya digunakan saat pintu air tidak berfungsi.
5. Berdasarkan analisa luar kawasan, saluran luar kawasan hanya mampu menampung sampai saluran LB – LA dengan debit maksimum 0,31 m<sup>3</sup>/s. Sedangkan pada saluran LA – L tidak mampu menampung seluruh debit limpasan 0,66 m<sup>3</sup>/s sehingga perlu perencanaan ulang saluran baru berupa box dengan dimensi 2x2 meter

## 5.2 Saran

1. Pada saluran luar kawasan dilakukan desain ulang agar mampu menampung debit limpasan yang mengalir di saluran tersebut. Rencana saluran menggunakan box dengan dimensi 2x2 meter.

## DAFTAR PUSTAKA

- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrolika : **Perencanaan Saluran Terbuka untuk Aliran Seragam**, Surabaya
- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrolika : **Prinsip Dasar Hidrolika**, Surabaya
- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrolika : **Aliran Berubah Lambat Laun dan Cepat**, Surabaya
- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrologi : **Hujan**, Surabaya
- Lasminto, Umboro. 2005. Modul Hidrologi : **Meteorologi**, Surabaya
- Soemarto CD. 1999. **Hidrologi Teknik**, Jakarta: PT. Gelora Aksara Pratama
- Soewarno. 1995. Hidrologi : **Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 1**. Bandung: NOVA
- Sofia, Fifi. 2002-2003. **Modul Drainase**, Surabaya
- Sofia, Fifi. 2006. **Modul Drainase**, Surabaya
- Suripin. 2004. **Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**. Yogyakarta: Andi Offset
- PU Perairan Jatim**

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



Puspita Dewi Anggraini,

Penulis dilahirkan di Madiun pada tanggal 23 Oktober 1993, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Aisyah Bustanul Atfal 1 (Madiun), SDN Nambangan Lor I (Madiun), SMP Negeri 2 Madiun, dan SMA Negeri 1 Madiun. Setelah lulus dari SMA Negeri 1 Madiun pada tahun 2012, penulis mengikuti SNM-PTN Undangan (salah satu jalur masuk

program S1 ITS) dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS, terdaftar dengan NRP 31 12 100 004. Di Jurusan Teknik Sipil penulis mengambil bidang studi Hidroteknik. Penulis aktif dalam berbagai kepanitiaan beberapa kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa. Selain itu penulis juga aktif dalam organisasi himpunan mahasiswa jurusan. Penulis pernah menjabat sebagai Wakil Sekretaris Umum Lembaga Eksekutif Himpunan Mahasiswa Sipil (LE – HMS) periode 2013-2014. Kemudian menjabat sebagai Sekretaris Umum Lembaga Eksekutif Himpunan Mahasiswa Sipil (LE-HMS) periode 2014-2015.

e-mail : [puspitangrainidewi@gmail.com](mailto:puspitangrainidewi@gmail.com)