



TUGAS AKHIR RC14-1501

**PERENCANAAN SISTEM DRAINASE DI DAERAH
ALIRAN SUNGAI (DAS) KALI DAPUR / OTIK
SEHUBUNGAN DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN**

ICHSAN RIZKYANDI
NRP. 3111 100 048

Dosen Pembimbing I
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

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

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



FINAL PROJECT RC14-1501

**DRAINAGE SYSTEM PLANNING IN THE
CATCHMENT AREA (DAS) OF DAPUR / OTIK RIVER
RELATED WITH THE DEVELOPMENT OF
LAMONGAN CITY**

ICHSAN RIZKYANDI
NRP. 3111 100 048

Supervisor I
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

Supervisor II
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

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

**PERENCANAAN SISTEM DRAINASE DI DAERAH
ALIRAN SUNGAI (DAS) KALI DAPUR / OTIK
SEHUBUNGAN DENGAN PERKEMBANGAN KTA
LAMONGAN**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada 18 Juni 2015

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

Oleh :
ICHSAN RIZKYANDI
NRP. 3111 100 048

Disetujui Oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Ir. Bambang Sarwono, ST, MT, M.Eng.(Pembimbing I)
NIP. 195303021987011001
2. Yang Ratri Sawitri, ST, MT, M.Eng.(Pembimbing II)
NIP.



**SURABAYA
JUNI, 2015**

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS) KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN DENGAN PERKEMBANGAN KOTA LAMONGAN

Nama : Ichsan Rizkyandi
NRP : 3111 100 048
Jurusan : Teknik Sipil FTSP – ITS
Dosen Pembimbing : 1. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc
: 2. Yang Ratri Savitri, ST., MT.

Abstrak

Lamongan yang terus berkembang dari sebuah kabupaten menjadi sebuah kota menyebabkan Lamongan melakukan pembenahan di bidang infrastruktur. Bidang infrastruktur yang dibenahi salah satunya ialah sistem drainase. Pembenahan sistem drainase dilakukan karena banjir masih sering terjadi ketika hujan terjadi. Perencanaan sistem drainase ini dilakukan sehubungan dengan adanya Rencana Tata Ruang Wilayah (RTRW) Lamongan tahun 2011 - 2031. Perbedaan perencanaan pada tahun 2011 dan pada tahun 2031 dapat dilihat dari nilai koefisien pengalirannya. Perbedaan nilai koefisien pengaliran terjadi akibat dari adanya perubahan fungsi tata guna lahan di Lamongan pada tahun 2011 dan pada tahun 2031.

Kali Dapur / Otik sebagai salah satu dari empat Kali yang berperan penting dalam sistem drainase Lamongan akan dievaluasi / direncanakan kembali. Evaluasi terhadap Kali Dapur / Otik bertujuan untuk mengetahui kapasitas penampang Kali Dapur / Otik dalam menampung debit rencana. Evaluasi dilakukan pada penampang Kali Dapur sepanjang $\pm 5,5$ km. Dari hasil evaluasi yang dilakukan, penampang eksisting Kali Dapur / Otik belum mampu menampung debit banjir sehingga perlu dilakukan normalisasi. Normalisasi dilakukan dengan cara merapikan bentuk penampang dan kemiringan sungai tanpa

mengubah elevasi dasar penampang eksisting di hilir Kali Dapur / Otik. Hal ini dikarenakan perencanaan normalisasi Kali Dapur / Otik tidak dilakukan secara keseluruhan melainkan hanya sepanjang $\pm 5,5$ km. Oleh karena itu, normalisasi sepanjang $\pm 5,5$ km dilakukan tanpa mengubah elevasi dasar penampang di hilir dengan tujuan agar tidak memengaruhi bentuk dasar penampang Kali Dapur / Otik secara keseluruhan. Selain itu, normalisasi Kali Dapur / Otik tidak dilakukan dengan memperlebar penampang dikarenakan adanya pemukiman dan jalan raya di sisi kanan maupun sisi kiri Kali Dapur / Otik sepanjang $\pm 5,5$ km.

Setelah normalisasi dilakukan, penampang Kali Dapur / Otik sudah mampu menampung debit banjir yang terjadi. Namun, penampang normalisasi belum memenuhi syarat tinggi jagaan sebesar 0,5 m. Oleh karena itu, diperlukan suatu tindakan penyelesaian untuk membantu Kali Dapur dalam memenuhi syarat tinggi jagaan. Tindakan yang dilakukan ialah dengan merencanakan suatu boezem di saluran Primer Sidoharjo dengan kebutuhan kapasitas tampung sebesar $359408,74 \text{ m}^3$. Perencanaan sistem drainase ini bertujuan untuk membentuk sistem saluran drainase yang baik sehingga dapat menjamin kelancaran drainase di kawasan daerah aliran sungai (DAS) Kali Dapur / Kali Otik.

Kata kunci : Kali Dapur, Kali Otik, Drainase

DRAINAGE SYSTEM PLANNING IN THE CATCHMENT AREA (DAS) OF DAPUR / OTIK RIVER RELATED WITH THE DEVELOPMENT OF LAMONGAN CITY

Name : Ichsan Rizkyandi
NRP : 3111 100 048
Department : Civil Engineering FTSP – ITS
Supervisors : 1. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc
: 2. Yang Ratri Savitri, ST., MT.

Abstract

Lamongan that is evolving from a regency into a city cause Lamongan to make improvements in infrastructures. One of the infrastructures that is getting improved is the drainage system. Improving the drainage system because flood is happened oftenly when rain occurs. Drainage system planning is related with the spatial plan (RTRW) of Lamongan in 2011 - 2031. The difference of planning in 2011 and in 2031 can be seen from the runoff coefficient. The difference of runoff coefficient value is due to the function changes in land use in Lamongan in 2011 and in 2031.

Dapur / Otik River as one of the four river who has crucial part in Lamongan drainage system will be evaluated / re - planned. Evaluation of the Dapur / Otik River aims to determine the capacity of a Dapur / Otik River's channel in accommodating the discharge plan. The evaluation of Dapur / Otik River's channel is along ± 5.5 km. From the results of the evaluation, Dapur / Otik River's existing channel has not been able to accommodate the flood discharge, so that need to be normalized. Normalization is done by smoothing the cross-sectional shape and the slope of the river without changing the bottom elevation of the existing cross-section downstream of Dapur / Otik River.

This is because the normalization plan of Dapur / Otik River is not done for a whole river but only along the ± 5.5 km. Therefore, normalization along the ± 5.5 km is done without changing the bottom elevation of cross-section in the downstream in order not to affect the overall basic form of a Dapur / Otik River's channel. In addition, normalization of Dapur / Otik River is not done by widening the cross section due to the housing and the highway on the right side or the left side of Dapur / Otik River along the ± 5.5 km.

After normalization is done, the channel of Dapur / Otik River is able to accommodate the flood discharge occurred. However, the cross-section of normalization has not qualified surveillance by 0.5 m high. Therefore, it needs an action to help Dapur / Otik River on qualifying the high surveillance. The action that is used is to plan a Boezem in Sidoharjo Primary channel with a capacity needs of $359,408.74 \text{ m}^3$. Drainage system planning aims to establish a good drainage system to ensure smooth drainage in the catchment area (DAS) of Dapur / Otik River.

Keywords: Dapur River, Otik River, Drainage

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT karena atas rahmat-Nya, penulis dapat menyelesaikan penulisan Tugas Akhir ini. Tugas akhir ini merupakan rangkuman dari pelajaran yang diperoleh penulis selama menjalani perkuliahan di jurusan Teknik Sipil ITS.

Penulisan tugas akhir dapat selesai bukan semata karena penulis saja, tetapi juga karena adanya bantuan dan dukungan dari beberapa pihak. Oleh karena itu, penulis ingin mengucapkan terima kasih sebesar – besarnya kepada :

1. Allah SWT, atas rahmat dan karunia-Nya yang dilimpahkan kepada penulis.
2. Kedua orang tua serta kakak kandung penulis yang tidak hentinya memberikan dukungan dan doa kepada penulis.
3. Bapak Ir. Bambang Sarwono, M.Sc, selaku dosen pembimbing I tugas akhir yang telah memberikan bimbingan terbaik sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
4. Ibu Yang Ratri Savitri, ST., MT., selaku dosen pembimbing II Tugas Akhir yang juga memberikan bimbingan terbaik dan banyak membantu penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
5. Bapak Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST., M.Sc, selaku dosen yang memberikan saran dan bantuan dalam menjalankan simulasi program bantu Hec- Ras.
6. Bapak Mahendra Andiek Maulana, ST., MT., selaku dosen yang membantu dalam pencarian judul Tugas Akhir
7. Ibu Ir. Fifi Sofia, selaku dosen konsultasi II Proposal Tugas Akhir
8. Bapak Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc, selaku dosen yang membantu tahap awal pengerjaan Proposal Tugas Akhir

9. Bapak Dr. Ir. Edijatno selaku dosen mata kuliah Teknik Penulisan Ilmiah
10. Ridwan Sauqi yang telah banyak membantu memperbaiki sistem *software* pada *laptop* penulis.
11. Hamzah Haru yang membantu memberikan masukan dalam penyelesaian masalah.
12. Daniel Jeremias Lopes Watu, Gleny Floresa, dan Galih Wicaksono yang menemani dan membantu saat melakukan pengukuran di waduk Jotosanur Lamongan saat bulan puasa.
13. Diana Rahmawati, Dedi Manudianto, dan Dyah Widya yang membantu dan menemani saat melakukan survei ke Lamongan.
14. Rekan – rekan mahasiswa Teknik Sipil ITS yang senantiasa membantu penulis di saat kesulitan
15. Semua pihak yang tidak bisa penulis sebutkan satu per satu.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa dalam penyusunan tugas akhir ini mungkin masih banyak terdapat kekurangan dan kesalahan, oleh sebab itu kritik dan saran dari berbagai pihak akan sangat membantu dalam penyempurnaan tugas akhir ini. Akhir kata, semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi siapapun yang membutuhkan.

Surabaya, 3 Juni 2015

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
<i>Title Page</i>	iii
Lembar Pengesahan	v
Abstrak	vii
<i>Abstract</i>	ix
Kata Pengantar	xi
Daftar Isi	xiii
Daftar Tabel	xvii
Daftar Gambar	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat	3
1.6 Lokasi Studi	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Analisa Hidrologi	5
2.1.1 Analisa Hujan Rata - Rata	5
2.1.2 Perhitungan Parameter Dasar Statistik	6
2.1.2.1 Nilai rata – rata (<i>mean</i>)	6
2.1.2.2 Deviasi standar	7
2.1.2.3 Koefisien variasi (<i>coefficient of variation</i>)	7
2.1.2.4 Koefisien kemencengan (<i>coefficient of skewness</i>)	7
2.1.2.5 Koefisien ketajaman (<i>coefficient of kurtosis</i>)	8
2.1.3 Analisa Distribusi Peluang	8
2.1.3.1 Distribusi Normal	8
2.1.3.2 Distribusi Gumbel	10
2.1.3.3 Distribusi Pearson Tipe III	12
2.1.3.4 Distribusi Log Pearson Tipe III	12

2.1.4 Uji Kecocokan Distribusi Peluang	14
2.1.4.1 Uji Chi Kuadrat	14
2.1.4.2 Uji Smirnov Kolmogorov	17
2.1.5 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang	18
2.1.6 Perhitungan Debit Rencana	19
2.1.6.1 Koefisien Pengaliran	19
2.1.6.2 Perhitungan Distribusi Hujan Tiap Jam	20
2.1.6.3 Hidrograf Satuan Sintetik Snyder - Alexejev.....	21
2.2 Analisa Hidrolika.....	23
2.2.1 Analisa Kapasitas Saluran	23
2.2.2 Analisa Debit Pintu Air	24
2.2.3 Tinggi Jagaan.....	26
2.2.4 Analisa Kapasitas Boezem	27
BAB III METODOLOGI.....	29
3.1 Konsep Penyelesaian	29
3.2 Tahapan Pengerjaan.....	30
3.2.1 Tahap Persiapan.....	30
3.2.1.1 Pendahuluan.....	30
3.2.1.2 Pengumpulan Data	30
3.2.2 Tahap Analisa	31
3.2.2.1 Analisa Hidrologi.....	31
3.2.2.2 Analisa Hidrolika	31
3.3 Diagram Alir Metodologi	32
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN	33
4.1 Perhitungan Luas DAS Kali Dapur / Otik	33
4.2 Analisa Hidrologi	35
4.2.1 Analisa Hujan	35
4.2.1.1 Perhitungan Distribusi Hujan.....	36
4.2.1.2 Perhitungan Parameter Statistik	48
4.2.1.3 Pemilihan Jenis Distribusi.....	51
4.2.1.4 Uji Kecocokan Distribusi.....	51
4.2.1.4.1 Uji Chi Kuadrat	52

4.2.1.4.2 Uji Smirnov Kolmogorov	55
4.2.1.5 Perhitungan Hujan Rencana.....	57
4.2.2 Analisa Debit.....	59
4.2.2.1 Perhitungan Rata – Rata Hujan dan Tinggi Hujan Tiap Jam.....	61
4.2.2.2 Perhitungan Nilai C Gabungan Tahun 2011 dan Tahun 2031	63
4.2.2.3 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Tikung Tahun 2011 - 2031	66
4.2.2.4 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Mantup Tahun 2011 - 2031	70
4.2.2.5 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Sekunder Kramat Tahun 2011 - 2031	74
4.2.2.6 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Kramat Tahun 2011 - 2031	78
4.2.2.7 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Wajik Tahun 2011 - 2031	82
4.2.2.8 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Sidoharjo Tahun 2011 - 2031	86
4.2.2.9 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Kalianyar Tahun 2011 - 2031	90
4.2.2.10 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Sumargo Tahun 2011 - 2031	94
4.2.2.11 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Sekunder Pahlawan Tahun 2011 - 2031	98
4.2.2.12 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2011	102
4.2.2.13 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2031	106
4.3 Analisa Hidrolika	109
4.3.1 Analisa <i>Routing</i> Debit Banjir di Waduk Jotosanur	109
4.3.2 Analisa Kapasitas Waduk Rancang.....	116
4.3.3 Analisa Penampang Eksisting Kali Dapur	122
4.3.4 Analisa Penampang Normalisasi Kali Dapur	129

4.3.5 Analisa Penampang Normalisasi Setelah Adanya Boezem.....	132
BAB V KESIMPULAN.....	137
5.1 Kesimpulan.....	137
5.2 Saran	139
Daftar Pustaka	141
Biodata Penulis	143
Lampiran.....	145

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal	9
Tabel 2.2	Nilai Variabel Reduksi Gauss	10
Tabel 2.3	Nilai Y_n (<i>Reduced Mean</i>)	11
Tabel 2.4	Nilai S_n (<i>Reduced Standart Deviation</i>)	11
Tabel 2.5	Nilai Y (<i>Reduced Variate</i>)	11
Tabel 2.6	Nilai k Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III	13
Tabel 2.7	Pedoman Pemilihan Distribusi.....	14
Tabel 2.8	Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi – Kuadrat (Uji Satu Sisi)	16
Tabel 2.9	Nilai kritis D_0 uji Smirnov – Kolmogorov	17
Tabel 2.10	Periode Ulang Hujan (PUH) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunan – Bangunannya	18
Tabel 2.11	Nilai Koefisien Pengaliran (C).....	20
Tabel 2.12	Nilai C_t HSS Snyder	22
Tabel 2.13	Koefisien kekasaran manning (n)	24
Tabel 2.14	Tinggi jagaan minimum untuk saluran dari tanah dan pasangan	26
Tabel 4.1	Luas DAS dari tiap saluran yang menuju Kali Dapur	33
Tabel 4.2	Luas Daerah Pengaruh dan Koefisien Thiessen Stasiun Hujan.....	37
Tabel 4.3	Curah Hujan Maksimum di SH Blawi	38
Tabel 4.4	Curah Hujan Maksimum di SH Kembang Bahu	39
Tabel 4.5	Curah Hujan Maksimum di SH Lamongan	40
Tabel 4.6	Curah Hujan Maksimum di SH Takeran	41
Tabel 4.7	Rekapitulasi Curah Hujan Maksimum Tiap Stasiun	42

Tabel 4.8	Perhitungan Curah Hujan Rata - Rata Berdasarkan Hujan Maksimum di SH Blawi.....	43
Tabel 4.9	Perhitungan Curah Hujan Rata – Rata Berdasarkan Hujan Maksimum di SH Kembang Bahu	44
Tabel 4.10	Perhitungan Curah Hujan Rata - Rata Berdasarkan Hujan Maksimum di SH Lamongan	45
Tabel 4.11	Perhitungan Curah Hujan Rata - Rata Berdasarkan Hujan Maksimum di SH Takeran	46
Tabel 4.12	Curah Hujan Rata – Rata Maksimum	47
Tabel 4.13	Perhitungan Parameter Statistik Untuk Distribusi Normal dan Gumbel Tipe I	49
Tabel 4.14	Perhitungan Parameter Statistik Untuk Distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal	50
Tabel 4.15	Pemilihan Jenis Distribusi yang Sesuai.....	51
Tabel 4.16	Uji Chi Kuadrat Distribusi Gumbel Tipe I.....	53
Tabel 4.17	Uji Kecocokan Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III	54
Tabel 4.18	Uji Kecocokan Smirnov Kolmogorov Distribusi Gumbel Tipe I	55
Tabel 4.19	Uji Kecocokan Smirnov Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III	56
Tabel 4.20	Rekapitulasi Uji Kecocokan.....	57
Tabel 4.21	Data dan Perhitungan C_{Gabungan} di Saluran Primer dan Sekunder Tahun 2011.....	64
Tabel 4.22	Data dan Perhitungan C_{Gabungan} di Saluran Primer dan Sekunder Tahun 2031.....	64
Tabel 4.23	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Tikung Tahun 2011 - 2031	68

Tabel 4.24	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Mantup Tahun 2011 - 2031	70
Tabel 4.25	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Mantup Tahun 2011 - 2031	72
Tabel 4.26	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Sekunder Kramat Tahun 2011 - 2031	74
Tabel 4.27	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Sekunder Kramat Tahun 2011 - 2031	76
Tabel 4.28	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Kramat Tahun 2011 - 2031	78
Tabel 4.29	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Kramat Tahun 2011 - 2031	80
Tabel 4.30	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Wajik Tahun 2011 - 2031	82
Tabel 4.31	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Wajik Tahun 2011 - 2031	84
Tabel 4.32	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Sidoharjo Tahun 2011 - 2031	86
Tabel 4.33	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Sidoharjo Tahun 2011 - 2031	88
Tabel 4.34	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Kalianyar Tahun 2011 - 2031	90
Tabel 4.35	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Kalianyar Tahun 2011 - 2031	92
Tabel 4.36	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Sumargo Tahun 2011 - 2031	94
Tabel 4.37	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Sumargo Tahun 2011 - 2031	96
Tabel 4.38	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Sekunder Pahlawan Tahun 2011 - 2031	98

Tabel 4.39	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Sekunder Pahlawan Tahun 2011 - 2031	100
Tabel 4.40	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2011	102
Tabel 4.41	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2011	104
Tabel 4.42	Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2031	106
Tabel 4.43	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2031	107
Tabel 4.44	Perhitungan Volume Tampung Waduk Jotosanur	111
Tabel 4.45	Perhitungan Debit Pintu	112
Tabel 4.46	Perhitungan <i>Routing</i> Waduk Jotosanur	113
Tabel 4.47	Perhitungan Volume Limpasan Sekunder Mojomanis Tahun 2011 - 2031	119
Tabel 4.48	Perhitungan Volume Tampung Waduk Rancang.....	121
Tabel 4.49	Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Kramat Tahun 2011 – 2031 Setelah Adanya Pengaruh Waduk Rancang.....	121
Tabel 4.50	Kemampuan Penampang Eksisting dalam Menampung Debit Banjir.....	128
Tabel 4.51	Kemampuan Penampang Normalisasi dalam Menampung Debit Banjir	131
Tabel 4.52	Perhitungan Hidrograf <i>Trial and Error</i>	133
Tabel 4.53	Tinggi Jagaan Penampang Normalisasi Setelah Adanya Pengaruh Boezem	136

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Lokasi yang Ditinjau	4
Gambar 2.1	Poligon Thiessen.....	6
Gambar 2.2	Aliran Tenggelam dan Aliran Tak Tenggelam	25
Gambar 2.3	Koefisien K untuk aliran tenggelam (dari Schmidt)	26
Gambar 4.1	Luas Total DAS Kali Dapur / Otik	34
Gambar 4.2	Poligon Thiessen pada Wilayah DAS Kali Dapur	36
Gambar 4.3	Saluran – Saluran di kawasan DAS Kali yang Dihitung Debit Banjirnya.....	60
Gambar 4.4	Panjang Kali Dapur yang Direncanakan untuk Normalisasi (Peta RTRW Lamongan Tahun 2011 - 2031).....	65
Gambar 4.5	HSS Snyder – Alexejev di Saluran Primer Tikung Tahun 2011 - 2031	69
Gambar 4.6	HSS Snyder – Alexejev Saluran Primer Mantup Tahun 2011 - 2031	73
Gambar 4.7	HSS Snyder – Alexejev Saluran Sekunder Kramat Tahun 2011 - 2031	77
Gambar 4.8	HSS Snyder – Alexejev Saluran Primer Kramat Tahun 2011 - 2031	81
Gambar 4.9	HSS Snyder – Alexejev Saluran Primer Wajik Tahun 2011 - 2031	85
Gambar 4.10	HSS Snyder – Alexejev Saluran Primer Sidoharjo Tahun 2011 - 2031	89
Gambar 4.11	HSS Snyder – Alexejev Saluran Primer Kalianyar Tahun 2011 - 2031	93
Gambar 4.12	HSS Snyder – Alexejev Saluran Primer Sumargo Tahun 2011 - 2031	97

Gambar 4.13 HSS Snyder – Alexejev Saluran Sekunder Pahlawan Tahun 2011 - 2031.....	101
Gambar 4.14 HSS Snyder – Alexejev Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2011	105
Gambar 4.15 HSS Snyder – Alexejev Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2031	108
Gambar 4.16 Kontur Waduk Jotosanur	110
Gambar 4.17 Grafik Lengkung Elevasi Muka Air dengan Volume Waduk Tampung	111
Gambar 4.18 <i>Rating Curve</i> Aliran Tak Tenggelam.....	113
Gambar 4.19 <i>Catchment Area</i> Waduk Rancang dan Saluran Primer Kramat Setelah Adanya Pengaruh Waduk Rancang	117
Gambar 4.20 Kontur Waduk Rancang	120
Gambar 4.21 Menggambar Panjang Sungai	123
Gambar 4.22 Masukan Data <i>Cross Section</i> pada RS 13.....	124
Gambar 4.23 Masukan Data <i>Boundary Conditions</i>	125
Gambar 4.24 Masukan Data <i>Initial Conditions</i> pada RS 17 ..	126
Gambar 4.25 Profil Muka Air Maksimum pada Penampang Eksisting Kali Dapur / Otik	127
Gambar 4.26 Profil Muka Air Maksimum pada Penampang Normalisasi Kali Dapur / Otik.....	130
Gambar 4.27 Luasan Area yang Dihitung untuk Mendapatkan Besarnya Volume Boezem yang Dibutuhkan.....	132
Gambar 4.28 Perencanaan Boezem di Saluran Primer Sidoharjo	134
Gambar 4.29 Profil Muka Air Maksimum pada Penampang Normalisasi Kali Dapur / Otik Setelah Adanya Pengaruh Boezem	135

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Lamongan adalah sebuah kabupaten di Provinsi Jawa Timur, Indonesia. Kabupaten Lamongan berbatasan dengan Laut Jawa di utara, Kabupaten Gresik di timur, Kabupaten Mojokerto dan Kabupaten Jombang di selatan serta Kabupaten Bojonegoro dan Kabupaten Tuban di barat. Luas wilayah Kabupaten Lamongan kurang lebih sekitar 1812,8 km² dan terdapat Sungai Bengawan Solo yang membelah daratan Kabupaten Lamongan.

Kabupaten Lamongan yang terus berkembang menghasilkan suatu rencana pembangunan. Rencana pembangunan tersebut ialah mengubah Lamongan yang semula merupakan sebuah kabupaten berkembang menjadi sebuah kota. Rencana pembangunan Lamongan menjadi sebuah kota menyebabkan Lamongan segera melakukan beberapa pembenahan di bidang infrastruktur. Salah satu pembenahan yang dilakukan ialah sistem drainase. Pembenahan sistem drainase Lamongan dilakukan karena banjir masih sering terjadi ketika musim hujan tiba.

Secara garis besar, terdapat empat kali besar yang berperan penting dalam sistem drainase Lamongan. Kali – kali tersebut ialah Kali Pelalangan, Kali Mengkuli, Kali Dapur / Otik, dan Kali Deket. Keempat kali tersebut berfungsi sebagai tempat tujuan air limpasan dari saluran – saluran drainase di sekitarnya. Saluran – saluran drainase terdiri dari saluran primer, sekunder, dan tersier.

Pada tugas akhir ini, yang menjadi obyek perencanaan drainase adalah Kali Dapur / Otik sepanjang $\pm 5,5$ km. Obyek perencanaan yaitu Kali Dapur dapat dilihat pada gambar 1.1. Untuk mengantisipasi perkembangan Kota Lamongan dalam

beberapa tahun ke depan, maka perencanaan drainase harus memperhatikan Rencana Tata Ruang Wilayah (RTRW). RTRW Kota Lamongan yang digunakan ialah RTRW tahun 2011 hingga tahun 2031. Dengan adanya RTRW, maka dapat diketahui perubahan fungsi tata guna lahan yang sangat penting dalam perhitungan debit banjir.

Perubahan fungsi tata guna lahan berdampak pada perubahan nilai koefisien pengaliran. Dan nilai koefisien pengaliran akan berdampak pada besarnya debit banjir yang terjadi. Debit banjir yang dihitung ialah debit banjir yang terjadi pada tahun 2011 dan pada tahun 2031 akibat perubahan fungsi tata guna lahan. Setelah besarnya debit banjir diketahui, dilakukan evaluasi terhadap penampang eksisting Kali Dapur.

Evaluasi dilakukan untuk mengetahui kemampuan penampang eksisting Kali Dapur dalam menampung debit banjir. Perencanaan drainase ini bertujuan untuk membentuk sistem saluran drainase yang baik sehingga dapat menjamin kelancaran drainase di kawasan daerah aliran sungai (DAS) Kali Dapur.

1.2 Rumusan Masalah

Permasalahan yang akan dibahas dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Berapa luas daerah aliran sungai (DAS) Kali Dapur / Otik ?
2. Berapa nilai koefisien pengaliran (C) pada tahun 2011 dan tahun 2031 akibat adanya perubahan fungsi tata guna lahan ?
3. Berapa debit banjir pada tahun 2011 dan tahun 2031 akibat adanya perubahan fungsi tata guna lahan ?
4. Bagaimana kapasitas penampang eksisting di Kali Dapur pada tahun 2011 dan tahun 2031 ?
5. Tindakan apa yang perlu dilakukan untuk mengatasi permasalahan banjir di Kali Dapur ?

1.3 Tujuan

Dengan adanya permasalahan di atas, maka tujuan yang ingin dicapai dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Menghitung luas daerah aliran sungai (DAS) Kali Dapur / Otik.
2. Menghitung nilai koefisien pengaliran (C) pada tahun 2011 dan tahun 2031 akibat adanya perubahan fungsi tata guna lahan.
3. Menghitung besarnya debit banjir yang terjadi pada tahun 2011 dan tahun 2031 akibat adanya perubahan fungsi tata guna lahan.
4. Mengevaluasi kapasitas penampang eksisting Kali Dapur pada tahun 2011 dan tahun 2031.
5. Mengetahui tindakan yang perlu dilakukan untuk mengatasi permasalahan banjir di Kali Dapur.

1.4 Batasan Masalah

Batasan – batasan masalah dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Perencanaan normalisasi Kali Dapur dilakukan sepanjang $\pm 5,5$ km.
2. Tidak merencanakan saluran primer dan sekunder di sekitar Kali Dapur.
3. Tidak menghitung besarnya limbah rumah tangga.
4. Tidak menghitung sedimentasi.
5. Tidak menghitung biaya pembuatan saluran drainase.

1.5 Manfaat

Manfaat yang dapat diambil dari penulisan tugas akhir ini adalah mengetahui besarnya dampak perubahan fungsi tata guna lahan terhadap debit banjir yang terjadi serta mengevaluasi dan merencanakan sistem drainase di daerah aliran sungai (DAS) Kali Dapur sehingga tidak memberikan dampak buruk terhadap sistem drainase di kawasan DAS Kali Dapur.

1.6 Lokasi Studi



Gambar 1.1 Lokasi yang Ditinjau
(Sumber : Google Maps)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Pada tugas akhir ini ada beberapa dasar teori yang akan digunakan sebagai dasar dari analisa perhitungan. Terdapat 2 macam analisa perhitungan yang digunakan dalam tugas akhir ini yaitu analisa hidrologi dan analisa hidrolika.

2.1 Analisa Hidrologi

2.1.1 Analisa Hujan Rata – Rata

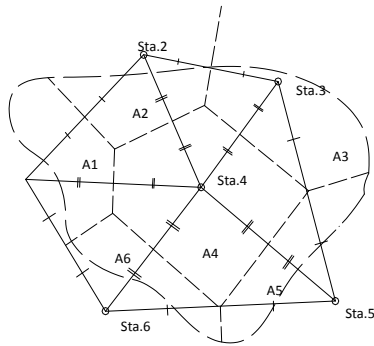
Analisa ini digunakan untuk mengetahui tinggi hujan rata – rata suatu daerah. Suatu daerah yang akan ditinjau memiliki beberapa stasiun hujan yang berpengaruh. Tinggi hujan rata – rata tidak dapat ditentukan langsung karena setiap stasiun hujan memiliki hasil pengukuran yang berbeda.

Terdapat 3 cara untuk memperhitungkan hujan rata – rata, yaitu :

- Aritmatik
- Thiessen
- Isohyet

Dalam tugas akhir ini, digunakan cara Thiessen untuk memperhitungkan hujan rata – rata. Cara Thiessen ialah cara yang memperhitungkan luas daerah yang diwakili oleh stasiun yang bersangkutan (luas daerah pengaruh) untuk digunakan sebagai faktor dalam menghitung hujan rata – rata. Menurut Thiessen, luas daerah pengaruh dari setiap stasiun ditentukan dengan cara :

1. Hubungkan masing – masing stasiun dengan garis lurus sehingga terbentuk poligon segitiga.
2. Tarik sumbu – sumbu dari poligon segitiga.
3. Perpotongan dari sumbu – sumbu akan membentuk luasan daerah pengaruh dari tiap – tiap stasiun.



Gambar 2.1 Poligon Thiessen

Luas daerah pengaruh masing – masing stasiun dibagi dengan luas daerah aliran disebut sebagai koefisien Thiessen masing – masing stasiun. Persamaan cara Thiessen adalah sebagai berikut :

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

(Suripin, 2004)

dimana :

- \bar{R} = curah hujan rata-rata (mm)
- R_1, R_2, R_n = curah hujan yang tercatat di stasiun hujan 1, 2,..., n (mm)
- A_1, A_2, A_n = luas daerah pengaruh stasiun hujan 1, 2,..., n (ha)
- n = banyaknya stasiun hujan yang berpengaruh

2.1.2 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

2.1.2.1 Nilai rata – rata (*mean*)

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n} \dots\dots\dots (2.2)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

\bar{X} = nilai rata - rata
 X_1, X_2, X_n = nilai varian ke 1, 2, ..., n
 n = jumlah data

2.1.2.2 Deviasi standar

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

S = deviasi standar \bar{X} = nilai rata - rata
 X_i = nilai varian ke - i n = jumlah data

2.1.2.3 Koefisien variasi (*coefficient of variation*)

$$CV = \frac{S}{\bar{X}} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

Bila dinyatakan dalam persentase :

$$CV = \frac{100 S}{\bar{X}} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

CV = koefisien variasi \bar{X} = nilai rata – rata
 S = deviasi standar

2.1.2.4 Koefisien kemencengan (*coefficient of skewness*)

$$CS = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n - 1)(n - 2)S^3} \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

CS = koefisien kemencengan
 X_i = nilai varian ke - i S = deviasi standar
 \bar{X} = nilai rata – rata n = jumlah data

2.1.2.5 Koefisien ketajaman (*coefficient of kurtosis*)

$$CK = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3) S^4} \dots\dots\dots (2.7)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

CK = koefisien kurtosis S = deviasi standar

X_i = nilai varian ke i n = jumlah data

\bar{X} = nilai rata – rata

2.1.3 Analisa Distribusi Peluang

Model matematik distribusi peluang yang umum digunakan adalah metode :

- Distribusi Normal
- Distribusi Gumbel
- Distribusi Pearson Tipe III
- Distribusi Log Pearson Tipe III

2.1.3.1 Distribusi Normal

Distribusi normal disebut juga distribusi Gauss.

Persamaan yang digunakan dalam distribusi normal adalah :

$$X = \bar{X} + k \cdot S \dots\dots\dots (2.8)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

X = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan besar peluang tertentu atau periode ulang tertentu

\bar{X} = nilai rata – rata

S = deviasi standar

k = faktor frekuensi

Tabel 2.1 Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0021	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9896	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

(Soewarno, 1995)

Tabel 2.2 Nilai Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k	Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k	Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05	1,430	0,700	-0,52	10,000	0,100	1,28
1,005	0,995	-2,58	1,670	0,600	-0,25	20,000	0,050	1,64
1,010	0,990	-2,33	2,000	0,500	0	50,000	0,200	2,05
1,050	0,950	-1,64	2,500	0,400	0,25	100,000	0,010	2,33
1,110	0,900	-1,28	3,330	0,300	0,52	200,000	0,005	2,58
1,250	0,800	-0,84	4,000	0,250	0,67	500,000	0,002	2,88
1,330	0,750	-0,67	5,000	0,200	0,84	1,000,000	0,001	3,09

(Soewarno, 1995)

2.1.3.2 Distribusi Gumbel

Persamaan yang digunakan dalam distribusi Gumbel adalah :

$$X = \bar{X} + \frac{Y - Y_n}{n} \dots\dots\dots (2.9)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

X = nilai variat yang diharapkan terjadi

\bar{X} = nilai rata – rata hitung

Y = nilai reduksi variat dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{1}{T} \right] \dots\dots\dots (2.10)$$

Untuk $T \geq 20$, maka $Y = \ln T$

Y_n = nilai rata – rata dari reduksi variat, nilainya tergantung dari jumlah data

S_n = deviasi standar dari reduksi variat, nilainya tergantung dari jumlah data

Tabel 2.3 Nilai Yn (*Reduced Mean*)

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

(Soewarno, 1995)

Tabel 2.4 Nilai Sn (*Reduced Standart Deviation*)

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

(Soewarno, 1995)

Tabel 2.5 Nilai Y (*Reduced Variate*)

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

(CD. Soemarto, 1999)

2.1.3.3 Distribusi Pearson Tipe III

Persamaan yang digunakan ialah :

$$X = \bar{X} + k \cdot S \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

X = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi
dengan besar peluang tertentu atau periode
ulang tertentu

\bar{X} = nilai rata – rata

S = deviasi standar

k = faktor sifat dari distribusi Pearson Tipe III

2.1.3.4 Distribusi Log Pearson Tipe III

Persamaan yang digunakan ialah :

$$\text{Log } X = \overline{\log x} + k \cdot (\overline{S \log X}) \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

X = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi
dengan besar peluang tertentu atau periode
ulang tertentu

\bar{X} = nilai rata – rata

S = deviasi standar

k = karakteristik dari distribusi Log Pearson
Tipe III

Tabel 2.6 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	2,950
-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	1,000	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

(Soewarno, 1995)

Urutan yang biasanya dipakai dalam analisa distribusi peluang adalah sebagai berikut :

1. Hitung besaran statistik dari data hidrologi yang bersangkutan (*mean, standart deviation, coefficient of variation, coefficient of skewness, coefficient of kurtosis*)

2. Berdasarkan besaran statistik tersebut dapat diperkirakan jenis frekuensi apa yang sesuai dengan data yang telah ditetapkan.

Tabel 2.7 Pedoman Pemilihan Distribusi

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	$C_s \approx 0$ $C_k = 3$
Gumbel Tipe I	$C_s \leq 1,1396$ $C_k \leq 5,4002$
Log Pearson Tipe III	$C_s \neq 0$
Log normal	$C_s \approx 3C_v + C_v^2 = 3$ $C_k = 5,383$

(CD. Soemarto, 1999)

3. Data diurutkan dari kecil ke besar atau sebaliknya.
4. Dilakukan distribusi peluang menurut karakteristik data yang ada.
5. Setelah itu dilakukan uji kecocokan distribusi peluang.

2.1.4 Uji Kecocokan Distribusi Peluang

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang disajikan adalah :

1. Chi kuadrat (*Chi square*)
2. Smirnov – Kolgomorov

2.1.4.1 Uji Chi Kuadrat

Uji chi kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari

distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 oleh karena itu disebut dengan uji chi kuadrat. Parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.13)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

χ_h^2	= Parameter chi kuadrat terhitung
G	= Jumlah sub kelompok
O_i	= Jumlah nilai pengamatan
E_i	= Jumlah nilai teoritis

Prosedur uji chi kuadrat adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
2. Kelompokkan data menjadi G sub-group, tiap-tiap sub group minimal 4 data pengamatan.
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_1 tiap-tiap sub group.
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_1 .
5. Tiap-tiap sub group hitung nilai : $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$.
6. Jumlah seluruh G sub group nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi kuadrat hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial dan nilai $R = 1$, untuk distribusi poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

1. Apabila peluang $> 5\%$, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang $< 1\%$, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.

3. Apabila peluang berada di antara 1 – 5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu tambah data.

Untuk mengetahui nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada tabel 2.8.

Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila $Xh^2 < X^2$.

Dimana :

X_h^2 = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

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

Tabel 2.8 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi – Kuadrat
(Uji Satu Sisi)

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

(Soewarno, 1995)

2.1.4.2 Uji Smirnov Kolgomorov

Uji kecocokan Smirnov Kolgomorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujinya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang 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 dan pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov Kolgomorov test*) tentukan harga D_0 .

Tabel 2.9 Nilai kritis D_0 uji Smirnov – Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	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	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$N > 50$	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

(Soewarno, 1995)

Apabila $D < D_0$, maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila $D >$ dari D_0 , maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

2.1.5 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 2.10.

Tabel 2.10 Periode Ulang Hujan (PUH) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunan – 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	
4	Resiko besar	10	
	Saluran Primer (Induk)		
	Tanda resiko	5	
	Resiko kecil	10	
	Resiko besar	25	
	Atau :		
5	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	
	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	
	Jalan ways	25-50	

(SDMP – Surabaya Drainage Master Plan, 2012)

2.1.6 Perhitungan Debit Rencana

Perhitungan debit rencana sangat diperlukan untuk memperkirakan besarnya debit hujan maksimum yang sangat mungkin pada periode tertentu. Metode yang digunakan dalam perhitungan debit rencana pada tugas akhir ialah metode hidrograf satuan.

Hidrograf dapat digambarkan sebagai penyajian grafis antara salah satu unsur aliran dengan waktu. Hidrograf satuan suatu DAS adalah suatu limpasan langsung yang diakibatkan oleh satu satuan volume hujan yang efektif yang terbagi rata dalam waktu dan ruang.

Metode Hidrograf sering digunakan untuk menghitung besarnya debit rencana pada saluran yang memiliki luas daerah aliran sungai cukup besar.

Perhitungan hidrograf memerlukan nilai koefisien pengaliran, perhitungan distribusi hujan tiap jam dan parameter – parameter hidrograf yang akan digunakan.

2.1.6.1 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah perbandingan antara volume air yang mengalir di permukaan tanah dengan volume air hujan yang jatuh, maka koefisien pengaliran (*runoff*) bergantung pada jenis permukaan tanah dan tata guna lahan daerah aliran. Variasi nilai C untuk berbagai permukaan dapat dilihat pada tabel 2.2. Perhitungan koefisien pengaliran gabungan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$C_{gab} = \frac{C_1A_1 + C_2A_2 + \dots + C_nA_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.14)$$

(CD. Soemarto, 1999)

dimana :

- C_{gab} = Koefisien pengaliran gabungan
- C_{1,2,..} = Koefisien pengaliran daerah 1,2, .. dst
- A_{1,2,..} = Luas daerah 1,2, ...dst (km²)

Tabel 2.11 Nilai Koefisien Pengaliran (C)

Komponen lahan		Koefisien C (%)
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
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 - 35

(Disalin dan diterjemahkan dari *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, American Society of Civil Engineers and the Water Pollution Control Federation, 1969*)

2.1.6.2 Perhitungan Distribusi Hujan Tiap Jam

Untuk perhitungan debit dengan menggunakan rumus hidrograf satuan sintesis, diperlukan data hujan tiap jam. Untuk menghitung rata – rata hujan tiap jam dihitung dengan rumus:

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{t} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2.15)$$

dimana : R_t = rata – rata hujan sampai jam ke – t (mm)

R_{24} = tinggi hujan maksimum (mm)

t = waktu hujan (jam)

Untuk menghitung tinggi hujan pada jam ke – t digunakan rumus :

$$t' = t \cdot R_t - (t-1) \cdot R_{(t-1)} \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

dimana : t' = tinggi hujan pada jam ke – t (mm)

R_t = rata – rata hujan sampai jam ke – t (mm)

t = waktu hujan (jam)

Dalam perhitungan distribusi hujan efektif tiap jam, rumus yang digunakan adalah :

$$R_e = C \cdot t' \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

dimana : R_e = tinggi hujan efektif (mm)

C = koefisien pengaliran

R_t' = tinggi hujan pada jam ke – t (mm)

2.1.6.3 Hidrograf Satuan Sintetik Snyder – Alexejev

Snyder mengembangkan model dengan koefisien-koefisien empirik yang menghubungkan unsur-unsur hidrograf satuan dengan karakteristik DAS. Berikut adalah koefisien – koefisien serta unsur – unsur hidrograf yang digunakan pada hidrograf satuan sintetik (HSS) Snyder :

$$t_p = C_t \left(\frac{L \cdot L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

(Schulz, 1978)

dimana : t_p = waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak / *time lag* (jam)

C_t = koefisien waktu, dapat dilihat pada tabel 2.13

L = panjang sungai utama (km)

L_c = panjang sungai diukur dari *outlet* sampai suatu titik di sungai yang mempunyai jarak terdekat dengan titik berat daerah aliran (km)

S = kemiringan rata – rata sungai

Tabel 2.12 Nilai Ct HSS Snyder

Tipe DAS (kondisi)	Ct
Daerah Pegunungan	1,20
Daerah Perbukitan (kaki bukit)	0,72
Daerah Lembah	0,35
Daerah Perkotaan	0,08

(Schulz, 1978)

Untuk menghitung durasi curah hujan efektif digunakan rumus :

$$te = \frac{tp}{5,5} \dots\dots\dots (2.19)$$

(CD. Soemarto, 1995)

dimana : te = durasi curah hujan efektif (jam)
 tp = waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak / *time lag* (jam)

Hubungan antara te, tp, tr (durasi standar) dan Tp adalah sebagai berikut (CD. Soemarto, 1995) :

- Bila $te > tr$, maka $tp' = tp (te - tr) \dots\dots\dots (2.20)$
 sehingga $Tp = tp' + 0,5 \dots\dots\dots (2.21)$
- Bila $te < tr$, maka $Tp = tp + 0,5 \dots\dots\dots (2.22)$

Perhitungan puncak hidrograf satuan menggunakan rumus :

$$qp = 0,278 \frac{Cp}{Tp} \dots\dots\dots (2.23)$$

(CD. Soemarto, 1995)

dimana : qp = puncak hidrograf satuan ($m^3/det/km^2$)
 Cp = koefisien berkisar antara 0,56 – 0,69
 Tp = waktu yang diperlukan antara permulaan hujan hingga mencapai puncak hidrograf (jam)

Kemudian, untuk menghitung debit puncak untuk hujan 1 mm/jam digunakan rumus :

$$Q_p = q_p \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

(CD. Soemarto, 1995)

dimana : Q_p = debit puncak (m^3/det)

q_p = puncak hidrograf satuan ($m^3/det/km^2$)

A = luas daerah pengaliran (km^2)

Snyder hanya membuat rumus empirik untuk menghitung debit puncak Q_p dan waktu yang diperlukan untuk mencapai suatu hidrograf saja, sehingga untuk mendapatkan lengkung hidrografnya memerlukan waktu untuk mengkalibrasi parameter – parameteranya. Untuk mempercepat pekerjaan tersebut, digunakan rumus Alexejev. Berikut adalah persamaan Alexejev (CD. Soemarto, 1995) :

$$1) Q = f(t) \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

$$2) Y = \frac{Q}{Q_p} \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

$$3) X = \frac{t}{T_p} \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

$$4) Y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}} \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

$$5) a = 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

$$6) \lambda = \frac{Q_p \cdot T_p}{h \cdot A} \text{ dimana } h = \text{tinggi hujan} = 1 \text{ mm} \quad \dots (2.30)$$

2.2 Analisa Hidrolika

2.2.1 Analisa Kapasitas Saluran

Kapasitas saluran didefinisikan sebagai debit maksimum yang mampu ditampung oleh sebuah penampang saluran tersebut. Rumus yang digunakan untuk perhitungan kapasitas adalah sebagai berikut :

$$Q = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \times A \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

(CD. Soemarto, 1999)

- dimana : Q = debit saluran (m³/dt)
 n = koefisien kekasaran manning, dapat dilihat pada tabel 2.14
 R = jari-jari hidrolis saluran (m) = $\frac{A}{P}$
 I = kemiringan saluran
 A = luas penampang saluran (m²)
 P = keliling basah (m)

Tabel 2.13 Koefisien kekasaran manning (n)

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

(Chow, 1988)

Berikut rumus – rumus unsur geometris penampang saluran :

- a. Saluran penampang persegi
 - A = b. h (2.32)
 - P = b + 2. h (2.33)
 - R = $\frac{A}{P}$ (2.34)
- b. Saluran penampang trapesium
 - A = (b + z. h)h (2.35)
 - P = b + 2. h × $\sqrt{1 + z^2}$ (2.36)
 - R = $\frac{A}{P}$ (2.37)

2.2.2 Analisa Debit Pintu Air

Pintu air berfungsi untuk mengatur besaran aliran yang ditahan dan dikeluarkan pada suatu saluran ataupun suatu tampungan. Perhitungan debit pintu dibagi menjadi dua, yaitu pintu dengan aliran tak tenggelam dan pintu dengan aliran

tenggelam. Perbedaan aliran tak tenggelam dan tenggelam dapat dilihat pada gambar 2.2.



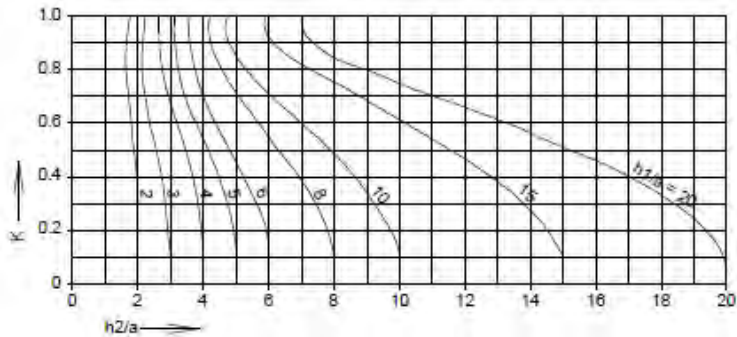
Gambar 2.2. Aliran Tenggelam dan Aliran Tak Tenggelam

Dapat dilihat pada gambar 2.2, aliran tenggelam memiliki nilai h_2 yang lebih besar dari nilai a . Sedangkan aliran tak tenggelam memiliki nilai h_2 yang lebih kecil dari nilai a . Rumus yang digunakan untuk menghitung debit pintu ialah :

$$Q = K a b \sqrt{2g h_1} \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

(KP 02 Irigasi, 1986)

- dimana :
- Q = debit (m^3/dt)
 - K = faktor untuk aliran tenggelam
(lihat gambar 2.3)
 - = koefisien debit ($\mu = 0,8$)
 - a = bukaan pintu (m)
 - b = lebar pintu (m)
 - g = percepatan gravitasi ($g = 9,8 m/dt^2$)
 - h_1 = kedalaman air di depan pintu (m)



Gambar 2.3 Koefisien K untuk aliran tenggelam (dari Schmidt)

2.2.3 Tinggi Jagaan

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

Tabel 2.14 Tinggi jagaan minimum untuk saluran dari tanah dan pasangan

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

(SDMP – Surabaya Drainage Master Plan)

2.2.4 Analisa Kapasitas Boezem

Boezem adalah suatu bangunan yang mempunyai fungsi sebagai tempat penampungan sementara limpasan air hujan sehingga dapat mengurangi genangan yang ada. Kriteria perencanaan boezem menggunakan hidrograf banjir.

Kapasitas boezem dapat dihitung dengan rumus :

$$V = A \times d \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

dimana : V = volume boezem

A = luas boezem (m²)

d = kedalaman boezem (m)

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB III METODOLOGI

3.1 Konsep Penyelesaian

Konsep penyelesaian tugas akhir ini adalah menghitung debit banjir yang melimpas di kawasan Daerah Aliran Sungai (DAS) Kali Dapur pada tahun 2011 dan pada tahun 2031. Perbedaan debit banjir yang melimpas pada tahun 2011 dan pada tahun 2031 dapat diketahui dari data Rencana Tata Ruang Wilayah (RTRW) Kota Lamongan. Rencana Tata Ruang Wilayah (RTRW) yang berdampak pada pergantian fungsi tata guna lahan menyebabkan terjadinya perubahan nilai koefisien pengaliran. Perubahan nilai koefisien pengaliran ini yang menjadi acuan dalam perhitungan debit tahun 2011 hingga tahun 2031.

Setelah besarnya debit banjir limpasan diketahui, dilakukan evaluasi terhadap kapasitas penampang eksisting Kali Dapur / Otik pada tahun 2011 dan tahun 2031. Jika kapasitas penampang eksisting Kali Dapur / Otik belum mampu menerima debit banjir limpasan maka akan dilakukan perencanaan ulang penampang Kali Dapur atau yang lebih dikenal dengan istilah normalisasi.

Normalisasi Kali Dapur / Otik dilakukan dengan beberapa batasan tertentu. Salah satu batasan yang dimaksud ialah pelaksanaan normalisasi penampang tidak dilakukan dengan memperlebar penampang ke samping kanan maupun kiri. Hal ini dikarenakan terdapat pemukiman dan jalan raya di sisi kanan dan sisi kiri Kali Dapur yang akan dinormalisasi. Selain itu, normalisasi hanya dilakukan sepanjang $\pm 5,5$ km, sehingga elevasi dasar penampang di hilir Kali Dapur yang dinormalisasi sepanjang $\pm 5,5$ km sengaja tidak diubah. Hal ini dimaksudkan agar perencanaan normalisasi tidak mengganggu penampang Kali Dapur secara keseluruhan / penampang Kali Dapur yang tidak dinormalisasi.

Apabila setelah normalisasi penampang Kali Dapur masih belum mampu menampung debit banjir yang terjadi atau belum memenuhi syarat tinggi jagaan, maka diperlukan tindakan untuk menyelesaikan masalah yang terjadi. Salah satu tindakan yang dilakukan ialah dengan merencanakan boezem yang bertujuan untuk membantu penampang Kali Dapur dalam menampung debit banjir yang terjadi. Setelah evaluasi penampang Kali Dapur dilakukan, maka dapat diketahui seberapa besar pengaruh perubahan fungsi tata guna lahan terhadap sistem drainase di kawasan DAS Kali Dapur.

3.2 Tahapan Pengerjaan

Tahapan pengerjaan tugas akhir ini secara garis besar dibagi menjadi dua tahapan yaitu tahapan persiapan dan tahapan analisa.

3.2.1 Tahap Persiapan

3.2.1.1 Pendahuluan

Tahap pendahuluan yang dimaksud pada tahap persiapan dalam proses pengerjaan tugas akhir ini adalah :

1. Studi Literatur

Studi Literatur ialah mempelajari berbagai literatur yang berkaitan dengan permasalahan – permasalahan di lapangan. Studi literatur dilakukan untuk mendapatkan dasar teori yang tepat dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

2. Survey Lapangan

Survey lapangan dilakukan untuk melihat dan mengamati secara langsung kondisi lokasi dan kondisi saluran eksisting.

3.2.1.2 Pengumpulan Data

Data – data yang diperlukan untuk pengerjaan tugas akhir ini meliputi :

1. Denah kawasan DAS Kali Dapur
2. Data Rencana Tata Ruang Wilayah (RTRW) Lamongan
3. Data Hujan dari stasiun hujan di Lamongan

4. Skema drainase kawasan DAS Kali Dapur
5. Data pengukuran penampang Kali Dapur
6. Data pengukuran pintu air Waduk Jotosanur

3.2.2 Tahap Analisa

Setelah data yang menunjang penyelesaian tugas akhir ini terkumpul, tahapan pengerjaan selanjutnya adalah tahap analisa. Tahapan analisa dari pengerjaan tugas akhir ini adalah :

3.2.2.1 Analisa Hidrologi

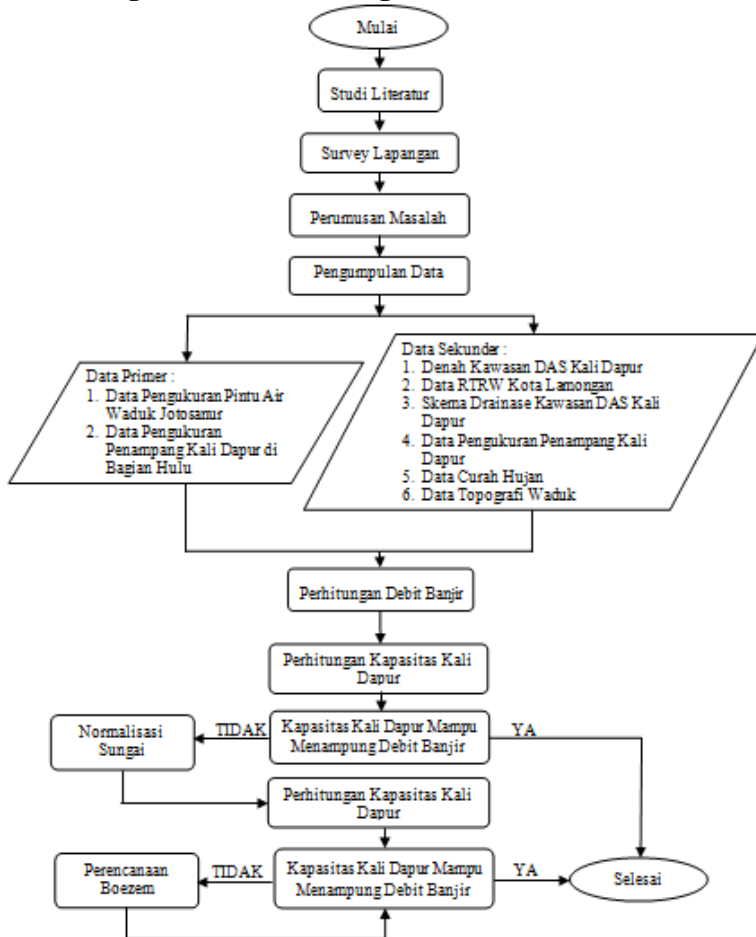
1. Menentukan stasiun hujan yang berpengaruh
2. Menentukan hujan daerah dengan poligon Thiessen
3. Menentukan frekuensi dan probabilitas yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan rencana periode ulang berdasarkan distribusi statistik yang sesuai
4. Uji kesesuaian distribusi frekuensi dengan uji Chi – Kuadrat (*chi-square*) dan uji Smirnov Kolmogorov
5. Perhitungan hujan rencana periode ulang berdasarkan distribusi yang lolos uji kecocokan
6. Perhitungan waktu konsentrasi
7. Perhitungan intensitas hujan rencana dengan menggunakan rumus Mononobe
8. Perhitungan koefisien pengaliran pada tahun 2011 dan tahun 2031
9. Perhitungan debit banjir pada tahun 2011 dan tahun 2031. Perhitungan ini akan dijadikan acuan untuk mengevaluasi dimensi saluran.

3.2.2.2 Analisa Hidrolika

1. Menghitung *routing* debit banjir dari waduk Jotosanur.
2. Menghitung kapasitas waduk Rancang.
3. Analisa kapasitas penampang Kali Dapur pada tahun 2011 dan tahun 2031 berdasarkan debit banjir limpasan dengan menggunakan program bantu Hec – Ras.

4. Melakukan normalisasi apabila kapasitas penampang eksisting Kali Dapur tidak memadai.
5. Merencanakan sebuah boezem apabila setelah normalisasi, penampang Kali Dapur belum mampu menampung debit banjir atau belum memenuhi syarat tinggi jagaan.

3.3 Diagram Alir Metodologi



BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Perhitungan Luas DAS Kali Dapur / Otik

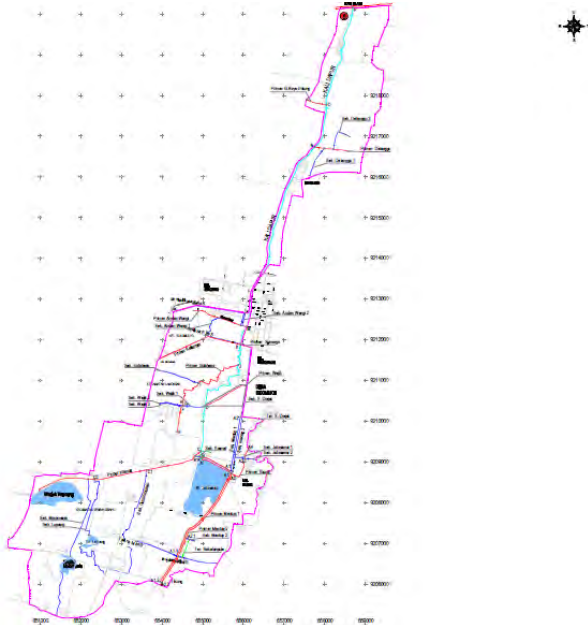
Luas DAS (*catchment area*) ialah besarnya luasan daerah yang berperan dalam mengalirkan air limpasan menuju suatu sistem sungai. Luas DAS sangat berpengaruh dalam perhitungan debit hidrologi. Dalam perhitungan luasan total DAS Kali Dapur / Otik, dilakukan pembagian DAS dari masing – masing saluran yang menuju Kali Dapur / Otik. Pembagian ini dilakukan untuk memudahkan perhitungan luasan total DAS Kali Dapur/ Otik. Perhitungan Luas DAS dari masing – masing saluran yang menuju Kali Dapur / Otik dapat dilihat pada tabel 4.1.

Tabel 4.1. Luas DAS dari tiap saluran yang menuju Kali Dapur

No	Nama Saluran	Luas DAS (m ²)
1	Primer G. Boyo Untung	935.810,79
2	Primer Delanggu	5.429.999,05
3	Primer Andan Wangi	1.216.043,06
4	Sekunder Pahlawan	177.300,34
5	Primer Sumargo	504.788,99
6	Primer Kalianyar	1.254.317,89
7	Primer Sidoharjo	4.183.475,87
8	Primer Wajik	465.505,00
9	Primer Kramat	11.475.936,17
10	Sekunder Kramat	13.645,92
11	Primer Mantup ($A_1' - A'$)	1.160.376,07
12	Primer Tikung ($A_3 - A_2 - A_1 - A$)	6.510.540,19

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan luasan DAS pada tabel 4.1 maka dapat diketahui bahwa Kali Dapur / Otik memiliki luas total DAS sebesar $\pm 32.797.378,61 \text{ m}^2$. Luas total DAS Kali Dapur / Otik dapat dilihat pada gambar 4.1.



Gambar 4.1 Luas Total DAS Kali Dapur / Otik

Dari gambar 4.1 diatas, dapat diketahui bahwa terdapat 3 Kecamatan, 5 Kelurahan dan 16 Desa yang masuk ke dalam wilayah DAS Kali Dapur / Otik. Tiga kecamatan yang masuk ke dalam wilayah DAS Kali Dapur / Otik ialah Kecamatan Lamongan, Kembang Bahu, dan Tikung. Sedangkan lima kelurahan yang terdapat di wilayah DAS Kali Dapur ialah Kelurahan Sidokumpul, Tumenggungan, Sukorejo, Sukomulyo, dan Sidoharjo. Lalu, 16 Desa yang masuk ke dalam wilayah DAS Kali Dapur / Otik ialah Desa Somowinangun, Ketapangtelu, Laladan, Gedong Boyo Untung, Dlanggu, Sidorejo, Sidomukti,

Wajik, Kramat, Gumingrejo, Rancangkencono, Jotosanur, Jatirejo, Bakalanpule, Lopang, dan Mangkujajar.

Kali Dapur / Otik memiliki panjang sekitar $\pm 12,75$ km dengan hulu sungai yang berada di antara Desa Kramat dan Desa Sidomukti. Sedangkan Hilir Kali Dapur / Otik berada di Desa Somowinangun.

4.2 Analisa Hidrologi

Analisa Hidrologi dilakukan untuk mengetahui karakteristik hidrologi di wilayah DAS Kali Dapur / Otik. Hasil yang diperoleh dari analisa hidrologi ini ialah besarnya debit banjir rencana untuk perencanaan saluran. Data yang digunakan untuk menentukan besarnya debit rencana diperoleh dari data hujan di berbagai stasiun hujan yang terdapat di Lamongan.

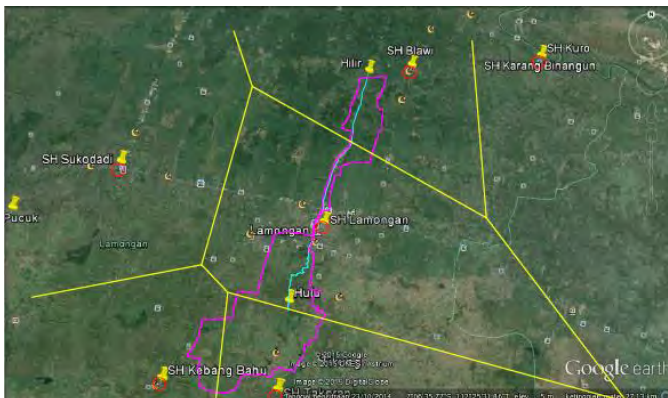
4.2.1 Analisa Hujan

Tahapan yang harus dilakukan dalam analisa hujan ialah perhitungan distribusi hujan, uji kecocokan distribusi, dan perhitungan hujan rencana. Dalam pelaksanaan analisa hujan, langkah pertama yang dilakukan ialah mengolah data hujan dari stasiun – stasiun hujan di Lamongan yang berpengaruh terhadap DAS Kali Dapur / Otik. Terdapat 25 stasiun pengamatan hujan yang tersebar di wilayah Kota Lamongan, yaitu stasiun hujan Babat, Baru Girik, Blawi, Bluluk, Bluri, Brondong, Cancing, Gondang, Jabung, Karangbinangun, Karanggeneng, Kedungkumpul, Kedungpring, Kembangbahu, Kuro, Lamongan, Mantup, Ngimbang – Sumberbanjar, Pangkatrejo, Prijetan, Pulekidul, Sukodadi, Sukorejo, Takeran, dan Wudi. Dari 25 stasiun pengamatan hujan yang terdapat di Kota Lamongan perlu dilakukan analisa untuk menentukan stasiun pengamatan hujan mana saja yang berpengaruh terhadap perhitungan hujan daerah di wilayah DAS Kali Dapur / Otik.

Pada Tugas Akhir ini digunakan metode poligon Thiessen untuk menentukan stasiun hujan mana saja yang berpengaruh sekaligus untuk memperoleh besaran luasan pengaruh dari tiap stasiun hujan. Metode Thiessen memperhitungkan faktor pembobot (*weighting factor*) atau disebut koefisien Thiessen yang merupakan perbandingan antara luas daerah pengaruh satu stasiun hujan dengan luas DAS keseluruhan.

4.2.1.1 Perhitungan Distribusi Hujan

Terdapat enam stasiun hujan yang dijadikan acuan untuk melaksanakan metode poligon Thiessen. Enam stasiun hujan ini dipilih karena letaknya yang berdekatan dengan wilayah DAS Kali Dapur / Otik. Keenam stasiun hujan ini ialah SH Blawi, SH Kuro / Karang Binangun, SH Sukodadi, SH Lamongan, SH Kembang Bahu, dan SH Takeran. Pelaksanaan metode poligon Thiessen dapat dilihat pada gambar 4.2.



Gambar 4.2 Poligon Thiessen pada Wilayah DAS Kali Dapur

Berdasarkan poligon Thiessen pada gambar 4.2, terdapat empat stasiun hujan yang berpengaruh terhadap wilayah DAS Kali Dapur / Otik. Keempat stasiun tersebut ialah SH Blawi, SH

Kembang Bahu, SH Lamongan, dan SH Takeran. Besarnya luas yang dipengaruhi beserta koefisien Thiessen (W) dari masing – masing stasiun hujan dapat dilihat pada tabel 4.2.

Tabel 4.2 Luas Daerah Pengaruh dan Koefisien Thiessen Stasiun Hujan

No	Nama Stasiun Hujan	Luas daerah yang diwakili stasiun (m ²)	Koefisien Thiessen (W)
1	SH Blawi	4560700.215	0.1391
2	SH Kembang Bahu	3730066.932	0.1137
3	SH Lamongan	10564669.929	0.3221
4	SH Takeran	13941941.538	0.4251
LUAS TOTAL		32797378.61	

Sumber : Hasil Perhitungan

Setelah luas daerah pengaruh diketahui, langkah selanjutnya ialah mencari curah hujan harian maksimum dari masing – masing stasiun. Curah hujan maksimum pada SH Blawi, SH Kembang Bahu, SH Lamongan, dan SH Takeran dapat dilihat pada tabel 4.3, 4.4, 4.5, 4.6.

Tabel 4.3 Curah Hujan Maksimum di SH Blawi

No	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Tiap Bulan												R max
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des	
1	1994	72	31	67	103	20	4	8	0	0	0	32	76	103
2	1995	98	106	101	49	63	84	19	0	0	40	90	63	106
3	1996	41	107	41	35	20	14	13	140	2	52	17	76	140
4	1997	71	56	55	58	72	25	0	0	0	0	30	46	72
5	1998	70	113	74	48	130	38	17	0	49	60	91	100	130
6	1999	130	67	100	80	20	20	20	0	23	24	92	70	130
7	2000	63	55	100	55	15	52	0	15	0	60	45	38	100
8	2001	81	60	93	36	30	50	23	0	0	113	45	85	113
9	2002	136	82	39	35	65	11	0	0	0	0	27	17	136
10	2003	70	94	39	38	38	16	0	0	5	6	50	67	94
11	2004	50	35	45	18	30	26	4	0	0	0	53	32	53
12	2005	50	43	54	61	70	60	0	0	0	35	50	40	70
13	2006	38	65	48	49	22	10	0	0	0	0	49	57	65
14	2007	100	33	54	58	55	60	0	0	13	4	56	200	200
15	2008	30	47	55	4	36	60	0	0	13	22	47	22	60
16	2009	81	76	73	35	19	36	20	0	50	16	21	32	81
17	2010	96	74	26	49	63	21	50	20	65	64	37	39	96
18	2011	39	42	31	113	72	17	0	0	0	33	37	54	113
19	2012	75	30	50	56	35	38	0	0	0	0	26	35	75
20	2013	68	45	30	119	67	30	9	0	0	33	51	59	119

Sumber : DPU Pengairan

Tabel 4.4 Curah Hujan Maksimum di SH Kembang Bahu

No	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Tiap Bulan											R max	
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov		Des
1	1994	71	42	29	72	8	0	0	0	0	0	16	24	72
2	1995	36	38	39	31	0	22	14	0	2	24	69	27	69
3	1996	22	131	65	34	40	0	0	19	0	0	32	83	131
4	1997	53	22	31	17	0	0	0	0	0	2	22	60	60
5	1998	74	55	85	59	21	19	36	0	83	59	49	48	85
6	1999	15	25	12	64	14	0	3	0	0	67	22	68	68
7	2000	58	39	69	13	64	33	0	0	0	51	51	55	69
8	2001	74	79	60	28	12	19	23	0	0	0	45	98	98
9	2002	91	45	59	52	8	0	0	0	0	0	0	35	91
10	2003	48	43	43	0	38	0	0	0	20	19	112	89	112
11	2004	79	34	75	44	46	24	21	0	0	5	75	45	79
12	2005	31	47	61	41	29	52	0	0	0	52	31	54	61
13	2006	54	48	22	33	41	7	0	4	0	0	20	60	60
14	2007	39	57	61	86	14	20	5	0	0	19	24	52	86
15	2008	71	54	54	60	9	25	5	0	0	22	75	90	90
16	2009	42	50	38	55	30	37	35	0	0	15	94	58	94
17	2010	49	69	49	105	59	88	24	4	54	50	633	29	633
18	2011	39	47	70	25	42	12	0	0	0	1	84	67	84
19	2012	81	71	36	41	53	25	0	0	33	3	96	55	96
20	2013	89	91	75	65	24	34	27	0	0	84	32	79	91

Sumber : UPT PSAWS Bengawan Solo

Tabel 4.5 Curah Hujan Maksimum di SH Lamongan

No	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Tiap Bulan												R max
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov	Des	
1	1994	53	28	51	91	8	1	1	0	0	0	36	39	91
2	1995	48	58	56	36	18	30	28	0	2	7	65	53	65
3	1996	44	101	35	32	62	0	10	45	10	8	15	105	105
4	1997	50	48	98	72	72	12	0	0	0	4	61	66	98
5	1998	57	31	79	32	95	40	30	0	26	41	51	60	95
6	1999	70	51	55	65	32	31	2	12	8	47	75	55	75
7	2000	42	50	96	77	40	39	1	10	0	58	41	21	96
8	2001	75	65	110	46	22	115	62	0	0	79	40	58	115
9	2002	129	64	45	20	15	0	0	0	0	0	49	63	129
10	2003	48	39	58	14	49	51	0	0	18	17	0	0	58
11	2004	82	45	123	39	32	31	4	0	0	18	49	52	123
12	2005	72	43	37	48	20	33	0	0	20	37	38	55	72
13	2006	41	66	53	52	14	39	0	3	0	0	28	58	66
14	2007	36	30	72	48	46	26	5	3	0	9	19	77	77
15	2008	50	16	38	21	22	13	5	3	0	13	44	35	50
16	2009	37	46	83	17	28	44	20	0	7	4	71	24	83
17	2010	53	35	59	59	37	55	49	8	33	42	38	44	59
18	2011	44	45	62	41	68	29	0	2	16	9	47	92	92
19	2012	50	56	37	17	40	17	0	0	0	0	13	25	56
20	2013	71	53	35	71	61	48	37	2	5	92	58	75	92

Sumber : UPT PSAWS Bengawan Solo

Tabel 4.6 Curah Hujan Maksimum di SH Takeran

No	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Tiap Bulan											R max	
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agust	Sept	Okt	Nov		Des
1	1994	62	70	75	135	50	0	0	0	0	0	38	80	135
2	1995	60	80	95	100	0	40	25	0	0	54	65	17	100
3	1996	30	125	21	65	12	0	0	33	16	31	87	62	125
4	1997	66	30	54	35	25	0	0	0	0	0	45	112	112
5	1998	25	52	87	63	35	36	20	0	72	88	88	50	88
6	1999	42	37	38	67	10	19	20	30	0	38	73	60	73
7	2000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	2001	82	102	133	68	29	74	9	7	0	144	45	75	144
9	2002	103	58	60	0	39	0	0	0	0	0	5	34	103
10	2003	62	88	88	23	25	0	0	0	0	0	0	0	88
11	2004	118	85	49	35	39	29	22	0	0	10	75	45	118
12	2005	35	79	66	61	16	66	0	0	0	67	40	95	95
13	2006	54	88	26	57	68	0	0	0	0	0	31	152	152
14	2007	40	45	75	76	15	18	13	19	0	0	59	85	85
15	2008	57	44	102	39	31	7	0	0	0	27	70	60	102
16	2009	51	71	100	45	78	43	69	0	11	0	20	90	100
17	2010	80	61	65	46	33	41	18	25	15	62	39	67	80
18	2011	71	71	83	57	87	5	18	0	0	0	45	79	87
19	2012	70	23	35	20	33	53	0	0	0	2	10	63	70
20	2013	99	72	48	37	58	74	33	13	0	0	9	45	99

Sumber : DPU Pengairan

Dari tabel 4.3, 4.4, 4.5, dan 4.6 di atas, maka diperoleh hasil rekapitulasi curah hujan maksimum dari tiap stasiun. Hasil rekapitulasi tersebut dapat dilihat pada tabel 4.7.

Tabel 4.7 Rekapitulasi Curah Hujan Maksimum Tiap Stasiun

No	Tahun	SH Blawi	SH Kembang Bahu	SH Lamongan	SH Takeran
1	1994	103	72	91	135
2	1995	106	69	65	100
3	1996	140	131	105	125
4	1997	72	60	98	112
5	1998	130	85	95	88
6	1999	130	68	75	73
7	2000	100	69	96	0
8	2001	113	98	115	144
9	2002	136	91	129	103
10	2003	94	112	58	88
11	2004	53	79	123	118
12	2005	70	61	72	95
13	2006	65	60	66	152
14	2007	200	86	77	85
15	2008	60	90	50	102
16	2009	81	94	83	100
17	2010	96	633	59	80
18	2011	113	84	92	87
19	2012	75	96	56	70
20	2013	119	91	92	99

Sumber : DPU Pengairan & UPT PSAWS Bengawan Solo

Selanjutnya, dilakukan perhitungan curah hujan rata – rata dari satu daerah aliran. Karena terdapat empat stasiun hujan yang berpengaruh terhadap wilayah DAS Kali Dapur / Otik, maka dilakukan perhitungan sebanyak empat kali. Pertama, perhitungan dilakukan berdasarkan curah hujan maksimum di SH Blawi seperti pada tabel 4.8. Kedua, perhitungan dilakukan berdasarkan curah hujan maksimum di SH Kembang Bahu seperti pada tabel 4.9. Ketiga, perhitungan dilakukan berdasarkan curah hujan maksimum di SH Lamongan seperti pada tabel 4.10. Keempat, perhitungan dilakukan berdasarkan curah hujan maksimum di SH Takeran seperti pada tabel 4.11.

Tabel 4.8 Perhitungan Curah Hujan Rata - Rata Berdasarkan Hujan Maksimum di SH Blawi

No	Tgl	Tahun	SH Blawi		SH Kembang Bahu		SH Lamongan		SH Takeran		R _{tot} (mm)
			(W ₁ = 0.1391)		(W ₂ = 0.1137)		(W ₃ = 0.3221)		(W ₄ = 0.4251)		
			R ₁	W ₁ x R ₁	R ₂	W ₂ x R ₂	R ₃	W ₃ x R ₃	R ₄	W ₄ x R ₄	
1	4 Apr	1994	103	14.327	72	8.186	91	29.311	135	57.389	109.213
2	5 Feb	1995	106	14.745	24	2.729	43	13.850	10	4.251	35.575
3	7 Agust	1996	140	19.474	0	0	0	0	33	14.028	33.502
4	23 Mei	1997	72	10.015	0	0	72	23.191	0	0	33.206
5	17 Mei	1998	130	18.083	9	1.023	95	30.600	35	14.879	64.584
6	2 Jan	1999	130	18.083	0	0	70	22.547	2	0.850	41.480
7	23 Mar	2000	100	13.910	52	5.912	96	30.922	0	0	50.744
8	12 Okt	2001	113	15.718	0	0	79	25.446	0	0	41.164
9	30 Jan	2002	136	18.918	91	10.347	129	41.551	103	43.785	114.601
10	16 Feb	2003	94	13.075	0	0	0	0	20	8.502	21.577
11	26 Nov	2004	53	7.372	57	6.481	49	15.783	75	31.883	61.519
12	7 Mei	2005	70	9.737	29	3.297	20	6.442	9	3.826	23.302
13	22 Feb	2006	65	9.042	15	1.706	64	20.614	15	6.377	37.738
14	26 Des	2007	200	27.820	40	4.548	77	24.802	36	15.304	72.473
15	29 Jun	2008	60	8.346	0	0	0	0	0	0	8.346
16	31 Jan	2009	81	11.267	36	4.093	37	11.918	51	21.680	48.958
17	24 Jan	2010	96	13.354	49	5.571	53	17.071	62	26.356	62.352
18	23 Apr	2011	113	15.718	16	1.819	41	13.206	57	24.231	54.974
19	22 Jan	2012	75	10.433	33	3.752	21	6.764	36	15.304	36.252
20	13 Apr	2013	119	16.553	38	4.321	71	22.869	2	0.850	44.593

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.9 Perhitungan Curah Hujan Rata - Rata Berdasarkan Hujan Maksimum di SH Kembang Bahu

No	Tgl	Tahun	SH Blawi		SH Kembang Bahu		SH Lamongan		SH Takeran		R _{tot} (mm)
			(W ₁ = 0.1391)		(W ₂ = 0.1137)		(W ₃ = 0.3221)		(W ₄ = 0.4251)		
			R ₁	W ₁ x R ₁	R ₂	W ₂ x R ₂	R ₃	W ₃ x R ₃	R ₄	W ₄ x R ₄	
1	4 Apr	1994	103	14.327	72	8.186	91	29.311	135	57.389	109.213
2	28 Nov	1995	8	1.113	69	7.845	13	4.187	14	5.951	19.097
3	9 Feb	1996	107	14.884	131	15	70	22.547	125	53.138	105.463
4	20 Des	1997	0	0	60	7	5	1.611	13	5.526	13.959
5	20 Mar	1998	74	10.293	85	9.665	79	25.446	87	36.984	82.388
6	24 Des	1999	0	0	68	8	55	17.716	60	25.506	50.953
7	3 Mar	2000	3	0.417	69	7.845	0	0	0	0	8.263
8	2 Des	2001	44	6.120	98	11	25	8.053	75	31.883	57.198
9	30 Jan	2002	136	18.918	91	10.347	129	41.551	103	43.785	114.601
10	18 Nov	2003	0	0	112	13	0	0	0	0	12.734
11	23 Jan	2004	50	6.955	79	8.982	26	8.375	118	50.162	74.474
12	9 Mar	2005	54	7.511	61	6.936	33	10.629	15	6.377	31.453
13	30 Des	2006	57	7.929	60	6.822	57	18.360	152	64.615	97.726
14	12 Apr	2007	58	8.068	86	9.778	23	7.408	76	32.308	57.562
15	16 Des	2008	15	2.087	90	10	33	10.629	60	25.506	48.455
16	29 Nov	2009	0	0	94	10.688	31	9.985	7	2.976	23.649
17	6 Nov	2010	7	0.974	633	71.972	38	12.240	39	16.579	101.765
18	28 Nov	2011	15	2.087	84	9.551	44	14.172	45	19.130	44.939
19	30 Nov	2012	0	0	96	10.915	1	0.322	2	0.850	12.088
20	16 Feb	2013	10	1.391	91	10.347	53	17.071	72	30.607	59.416

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.10 Perhitungan Curah Hujan Rata - Rata Berdasarkan Hujan Maksimum di SH Lamongan

No	Tgl	Tahun	SH Blawi		SH Kembang Bahu		SH Lamongan		SH Takeran		R _{tot} (mm)
			(W ₁ = 0.1391)		(W ₂ = 0.1137)		(W ₃ = 0.3221)		(W ₄ = 0.4251)		
			R ₁	W ₁ x R ₁	R ₂	W ₂ x R ₂	R ₃	W ₃ x R ₃	R ₄	W ₄ x R ₄	
1	4 Apr	1994	103	14.327	72	8.186	91	29.311	135	57.389	109.213
2	8 Nov	1995	6	0.835	0	0	65	20.937	38	16.154	37.925
3	9 Des	1996	2	0.278	0	0	105	33.821	36	15.304	49.402
4	10 Mar	1997	40	6	28	3	98	31.566	54	22.955	63.269
5	17 Mei	1998	130	18.083	9	1.023	95	30.600	35	14.879	64.584
6	11 Nov	1999	85	12	0	0	75	24.158	73	31.032	67.013
7	23 Mar	2000	100	13.910	52	5.912	96	31	0	0	50.744
8	13 Jun	2001	7	0.974	0	0	115	37.042	0	0	38.015
9	30 Jan	2002	0	0	91	10.347	129	41.551	103	43.785	95.683
10	19 Mar	2003	12	2	43	5	58	18.682	88	37.409	62.649
11	5 Mar	2004	45	6.260	29	3.297	123	39.618	45	19.130	68.305
12	28 Jan	2005	50	6.955	25	2.843	72	23.191	35	14.879	47.867
13	17 Feb	2006	21	2.921	4	0.455	66	21.259	0	0	24.635
14	26 Des	2007	200	27.820	40	4.548	77	24.802	36	15.304	72.473
15	16 Jan	2008	30	4.173	52	6	50	16.105	21	8.927	35.118
16	6 Mar	2009	25	3	30	3.411	83	26.734	100	42.510	76.133
17	4 Mar	2010	4	0.556	25	2.843	59	19.004	58	24.656	47.059
18	4 Des	2011	44	6.120	4	0.455	92	29.633	10	4.251	40.459
19	4 Feb	2012	15	2	21	2.388	56	18.038	23	9.777	32.289
20	27 Okt	2013	33	4.590	41	4.662	92	29.633	0	0	38.885

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.11 Perhitungan Curah Hujan Rata - Rata Berdasarkan Hujan Maksimum di SH Takeran

No	Tgl	Tahun	SH Blawi		SH Kembang Bahu		SH Lamongan		SH Takeran		R _{tot} (mm)
			(W ₁ = 0.1391)		(W ₂ = 0.1137)		(W ₃ = 0.3221)		(W ₄ = 0.4251)		
			R ₁	W ₁ x R ₁	R ₂	W ₂ x R ₂	R ₃	W ₃ x R ₃	R ₄	W ₄ x R ₄	
1	4 Apr	1994	103	14.327	72	8.186	91	29.311	135	57.389	109.213
2	5 Apr	1995	6	0.835	19	2	17	5.476	100	42.510	50.981
3	9 Feb	1996	107	14.884	131	15	70	22.547	125	53.138	105.463
4	9 Des	1997	20	3	29	3	33	10.629	112	47.611	64.320
5	17 Nov	1998	54	7.511	37	4.207	42	13.528	88	37.409	62.655
6	11 Nov	1999	85	12	0	0	75	24.158	73	31.032	67.013
7		2000		0.000		0.000		0	0	0	0.000
8	24 Okt	2001	0	0.000	0	0	57	18.360	144	61.2144	79.574
9	30 Jan	2002	136	19	91	10.347	129	41.551	103	43.785	114.601
10	19 Mar	2003	12	2	43	5	58	18.682	88	37.409	62.649
11	23 Jan	2004	50	6.955	79	8.982	26	8.375	118	50.162	74.474
12	14 Des	2005	11	1.530	39	4.434	0	0.000	95	40.385	46.349
13	30 Des	2006	57	7.929	60	6.822	57	18.360	152	65	97.726
14	19 Des	2007	59	8.207	12	1.364	47	15.139	85	36.134	60.844
15	21 Mar	2008	55	7.651	53	6	24	7.7304	102	43.360	64.767
16	6 Mar	2009	25	3	30	3.411	83	26.734	100	42.510	76.133
17	20 Jan	2010	5	0.696	17	1.933	11	3.543	80	34.008	40.180
18	2 Mei	2011	5	0.696	42	4.775	68	21.903	87	36.984	64.357
19	6 Jan	2012	18	3	81	9.210	49	15.783	70	29.757	57.253
20	2 Jan	2013	68	9.459	89	10.119	58	18.682	99	42	80.345

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang ditunjukkan pada tabel 4.8, 4.9, 4.10 dan 4.11, diperoleh nilai nilai curah hujan rata - rata dari masing – masing stasiun hujan setiap tahunnya. Nilai curah hujan rata – rata dari masing – masing stasiun hujan kemudian dibandingkan satu sama lain untuk kemudian diambil nilai curah hujan rata – rata yang terbesar / maksimum tiap tahunnya. Nilai curah hujan rata - rata maksimum (R_{maks}) inilah yang akan dijadikan acuan untuk perhitungan selanjutnya. Curah hujan rata – rata maksimum tiap tahun dapat dilihat pada tabel 4.12.

Tabel 4.12 Curah Hujan Rata – Rata Maksimum

Tahun	Hasil R_{tot} tiap stasiun (mm)				Nilai R_{maks} yang diambil (mm)
	SH Blawi	SH Kembang Bahu	SH Lamongan	SH Takeran	
1994	109.213	109.213	109.213	109.213	109.213
1995	35.575	19.097	37.925	50.981	50.981
1996	33.502	105.463	49.402	105.463	105.463
1997	33.206	13.959	63.269	64.320	64.320
1998	64.584	82.388	64.584	62.655	82.388
1999	41.480	50.953	67.013	67.013	67.013
2000	50.744	8.263	50.744	0.000	50.744
2001	41.164	57.198	38.015	79.574	79.574
2002	114.601	114.601	95.683	114.601	114.601
2003	21.577	12.734	62.649	62.649	62.649
2004	61.519	74.474	68.305	74.474	74.474
2005	23.302	31.453	47.867	46.349	47.867
2006	37.738	97.726	24.635	97.726	97.726
2007	72.473	57.562	72.473	60.844	72.473
2008	8.346	48.455	35.118	64.767	64.767
2009	48.958	23.649	76.133	76.133	76.133
2010	62.352	101.765	47.059	40.180	101.765
2011	54.974	44.939	40.459	64.357	64.357
2012	36.252	12.088	32.289	57.253	57.253
2013	44.593	59.416	38.885	80.345	80.345

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.1.2 Perhitungan Parameter Statistik

Setelah diperoleh nilai R_{maks} pada tabel 4.12, selanjutnya dilakukan perhitungan parameter statistik. Hasil dari parameter statistik ini sangat penting untuk mengetahui sifat dari distribusi. Parameter statistik yang dihitung meliputi :

1. Nilai rata – rata (\bar{X})
Rumus perhitungan nilai rata - rata dapat dilihat pada persamaan 2.2
2. Deviasi standar (S)
Rumus perhitungan deviasi standar dapat dilihat pada persamaan 2.3
3. Koefisien variasi (CV)
Rumus perhitungan koefisien variasi dapat dilihat pada persamaan 2.4 atau 2.5
4. Koefisien kemencengan (CS)
Rumus perhitungan koefisien kemencengan dapat dilihat pada persamaan 2.6
5. Koefisien ketajaman (CK)
Rumus perhitungan koefisien ketajaman dapat dilihat pada persamaan 2.7

Perhitungan parameter statistik dapat dilihat pada tabel 4.13 dan tabel 4.14. Pada tabel 4.13, dilakukan perhitungan parameter statistik untuk metode distribusi Normal dan Gumbel Tipe I. Sedangkan pada tabel 4.14, dilakukan perhitungan parameter statistik untuk metode distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal.

Tabel 4.13 Perhitungan Parameter Statistik Untuk Distribusi Normal dan Gumbel Tipe I

No	Tahun	$R_{maks} = R_m$ (mm)	$R_{rata} = R_r$ (mm)	$R_m - R_r$	$(R_m - R_r)^2$	$(R_m - R_r)^3$	$(R_m - R_r)^4$
1	2002	114.601	76.205	38.395	1474.196	56602.138	2173253.818
2	1994	109.213	76.205	33.008	1089.532	35963.338	1187080.033
3	1996	105.463	76.205	29.258	856.011	25044.869	732754.265
4	2010	101.765	76.205	25.559	653.276	16697.245	426769.234
5	2006	97.726	76.205	21.520	463.126	9966.636	214485.594
6	1998	82.388	76.205	6.182	38.220	236.288	1460.794
7	2013	80.345	76.205	4.140	17.136	70.935	293.641
8	2001	79.574	76.205	3.369	11.349	38.234	128.805
9	2009	76.133	76.205	-0.072	0.005	0.000	0.000
10	2004	74.474	76.205	-1.732	2.998	-5.192	8.989
11	2007	72.473	76.205	-3.732	13.927	-51.976	193.972
12	1999	67.013	76.205	-9.192	84.492	-776.643	7138.858
13	2008	64.767	76.205	-11.438	130.829	-1496.425	17116.164
14	2011	64.357	76.205	-11.848	140.371	-1663.097	19704.105
15	1997	64.320	76.205	-11.885	141.264	-1678.981	19955.428
16	2003	62.649	76.205	-13.556	183.774	-2491.308	33773.013
17	2012	57.253	76.205	-18.952	359.172	-6806.975	129004.698
18	1995	50.981	76.205	-25.225	636.282	-16049.996	404855.373
19	2000	50.744	76.205	-25.461	648.275	-16505.879	420260.142
20	2005	47.867	76.205	-28.338	803.045	-22756.707	644880.487
	TOTAL	1524.105			7747.281	74336.506	6433117.414

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\bar{X} = \frac{1524,105}{20} = 76,205$$

$$S = \sqrt{\frac{7747,281}{20 - 1}} = 20,193$$

$$CV = \frac{20,193}{76,205} = 0,265$$

$$CS = \frac{20 \times 74336,506}{(20 - 1)(20 - 2)20,193^3} = 0,528$$

$$CK = \frac{20^2 \times 6433117,414}{(20 - 1)(20 - 2)(20 - 3) 20,193^4} = 2,662$$

Tabel 4.14 Perhitungan Parameter Statistik Untuk Distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal

No	Tahun	R _{maks} (mm)	Log R	Log R _{rata}	Log (R-R _{rata})	Log (R-R _{rata}) ²	Log (R-R _{rata}) ³	Log (R-R _{rata}) ⁴
1	2002	114.601	2.0592	1.8678	0.1914	4.E-02	7.E-03	1.E-03
2	1994	109.213	2.0383	1.8678	0.1705	3.E-02	5.E-03	8.E-04
3	1996	105.463	2.0231	1.8678	0.1553	2.E-02	4.E-03	6.E-04
4	2010	101.765	2.0076	1.8678	0.1398	2.E-02	3.E-03	4.E-04
5	2006	97.726	1.9900	1.8678	0.1222	1.E-02	2.E-03	2.E-04
6	1998	82.388	1.9159	1.8678	0.0481	2.E-03	1.E-04	5.E-06
7	2013	80.345	1.9050	1.8678	0.0372	1.E-03	5.E-05	2.E-06
8	2001	79.574	1.9008	1.8678	0.0330	1.E-03	4.E-05	1.E-06
9	2009	76.133	1.8816	1.8678	0.0138	2.E-04	3.E-06	4.E-08
10	2004	74.474	1.8720	1.8678	0.0042	2.E-05	8.E-08	3.E-10
11	2007	72.473	1.8602	1.8678	-0.0076	6.E-05	-4.E-07	3.E-09
12	1999	67.013	1.8262	1.8678	-0.0416	2.E-03	-7.E-05	3.E-06
13	2008	64.767	1.8114	1.8678	-0.0564	3.E-03	-2.E-04	1.E-05
14	2011	64.357	1.8086	1.8678	-0.0592	4.E-03	-2.E-04	1.E-05
15	1997	64.320	1.8083	1.8678	-0.0594	4.E-03	-2.E-04	1.E-05
16	2003	62.649	1.7969	1.8678	-0.0709	5.E-03	-4.E-04	3.E-05
17	2012	57.253	1.7578	1.8678	-0.1100	1.E-02	-1.E-03	1.E-04
18	1995	50.981	1.7074	1.8678	-0.1604	3.E-02	-4.E-03	7.E-04
19	2000	50.744	1.7054	1.8678	-0.1624	3.E-02	-4.E-03	7.E-04
20	2005	47.867	1.6800	1.8678	-0.1877	4.E-02	-7.E-03	1.E-03
	TOTAL	37.3555			0	0.246	0.003	0.006

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{37,3555}{20} = 1,8678$$

$$S = \sqrt{\frac{0,246}{20 - 1}} = 0,114$$

$$CV = \frac{0,114}{1,8678} = 0,061$$

$$CS = \frac{20 \times 0,003}{(20 - 1)(20 - 2)0,114^3} = 0,123$$

$$CK = \frac{20^2 \times 0,006}{(20 - 1)(20 - 2)(20 - 3)0,114^4} = 2,546$$

4.2.1.3 Pemilihan Jenis Distribusi

Hasil perhitungan parameter statistik yang telah diperoleh, selanjutnya digunakan sebagai acuan untuk melakukan pemilihan jenis distribusi yang sesuai berdasarkan pedoman yang telah ditetapkan pada tabel 2.7. Pemilihan distribusi yang sesuai pada tugas akhir ini dapat dilihat selengkapnya pada tabel 4.15.

Tabel 4.15 Pemilihan Jenis Distribusi yang Sesuai

Jenis Distribusi	Syarat	Hasil	Keterangan
Normal	$C_s \approx 0$	$C_s = 0,528$	Kurang memenuhi
	$C_k = 3$	$C_k = 2,662$	
Gumbel Tipe I	$C_s \leq 1,1396$	$C_s = 0,528$	Memenuhi
	$C_k \leq 5,4002$	$C_k = 2,662$	
Log Pearson Tipe III	$C_s \neq 0$	$C_s = 0,123$	Memenuhi
Log Normal	$C_s \approx 3C_v + C_v^2 = 3$	$C_s = 0,123$	Tidak
	$C_k = 5,383$	$C_k = 2,546$	Memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas, dapat diketahui bahwa jenis distribusi yang memenuhi syarat dan dapat digunakan pada tugas akhir ini adalah distribusi Gumbel Tipe I dan distribusi Log Pearson Tipe III.

4.2.1.4 Uji Kecocokan Distribusi

Terdapat dua jenis distribusi yang memenuhi syarat untuk dalam tugas akhir ini. Dari dua jenis distribusi tersebut, hanya satu yang digunakan untuk perhitungan hujan rencana. Jenis distribusi yang digunakan ialah distribusi yang menghasilkan perhitungan paling akurat dibanding jenis distribusi lainnya. Untuk menentukan tingkat keakuratan suatu jenis distribusi, maka dilakukan perhitungan uji kecocokan (*the goodness of fit test*).

Uji kecocokan yang dilakukan ialah uji kecocokan Chi Kuadrat dan uji kecocokan Smirnov Kolmogorov.

4.2.1.4.1 Uji Chi Kuadrat

- Distribusi Gumbel Tipe I

$$\begin{aligned} \text{Jumlah data (n)} &= 20 \\ \text{Jumlah kelas (G)} &= 1 + 3,322 \log n \\ &= 1 + 3,322 \log (20) \\ &= 5,322 \approx 6 \end{aligned}$$

Data pengamatan dibagi menjadi 6 sub-kelas dengan interval peluang (P) = 0,167. Besarnya peluang untuk tiap sub-kelas adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Sub kelas 1} &= P < 0,167 \\ \text{Sub kelas 2} &= 0,167 < P < 0,333 \\ \text{Sub kelas 3} &= 0,333 < P < 0,5 \\ \text{Sub kelas 4} &= 0,5 < P < 0,667 \\ \text{Sub kelas 5} &= 0,667 < P < 0,833 \\ \text{Sub kelas 6} &= P > 0,833 \end{aligned}$$

Persamaan Distribusi Gumbel :

$$X = \bar{X} + \frac{1}{n} (Y - Y_n)$$

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{T-1}{T} \right]$$

Perhitungan Batas Sub-Kelas :

- Untuk $P = 0,833$;

$$T = \frac{1}{0,833} = 1,2 \text{ tahun}$$

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{1,2-1}{1,2} \right] = -0,582$$

$$X = 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (-0,582 - 0,5236) = 55,198$$

- Untuk $P = 0,667$;

$$T = \frac{1}{0,667} = 1,499 \text{ tahun}$$

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{1,499-1}{1,499} \right] = -0,095$$

$$X = 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (-0,095 - 0,5236) = 64,453$$

➤ Untuk $P = 0,5$;

$$T = \frac{1}{0,5} = 2 \text{ tahun}$$

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{2-1}{2} \right] = 0,367$$

$$X = 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (0,367 - 0,5236) = 73,221$$

➤ Untuk $P = 0,333$;

$$T = \frac{1}{0,333} = 3,003 \text{ tahun}$$

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{3,003-1}{3,003} \right] = 0,904$$

$$X = 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (0,904 - 0,5236) = 83,432$$

➤ Untuk $P = 0,167$;

$$T = \frac{1}{0,167} = 5,988 \text{ tahun}$$

$$Y = -\ln \left[-\ln \frac{5,988-1}{5,988} \right] = 1,7$$

$$X = 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (1,7 - 0,5236) = 98,553$$

Dari perhitungan batas sub kelas untuk distribusi Gumbel Tipe I di atas, selanjutnya dilakukan perhitungan uji kecocokan Chi Kuadrat. Perhitungan uji kecocokan Chi Kuadrat (X_h^2) untuk distribusi Gumbel Tipe I dapat dilihat pada tabel 4.16.

Tabel 4.16 Uji Chi Kuadrat Distribusi Gumbel Tipe I

No	Nilai Batas Sub Kelompok	Jumlah Data		Oi - Ei	(Oi - Ei) ² / Ei
		Oi	Ei		
1	Rt < 55.198	3	3.333	-0.333	0.0333
2	55.198 < Rt < 64.453	4	3.333	0.667	0.1333
3	64.453 < Rt < 73.221	3	3.333	-0.333	0.0333
4	73.221 < Rt < 83.432	5	3.333	1.667	0.8333
5	83.432 < Rt < 98.553	1	3.333	-2.333	1.6333
6	Rt > 98.553	4	3.333	0.667	0.1333
	TOTAL	20		X ² =	2.800

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.16, dapat dilihat bahwa X_h^2 hitung = 2,8. Besarnya derajat kebebasan = $6-2-1 = 3$. Sedangkan besarnya derajat kepercayaan (α) diambil yang paling kritis yaitu sebesar 5%. Berdasarkan tabel 2.8, dengan nilai $dk = 6$ dan nilai $\alpha = 5\%$ maka diperoleh nilai $X^2 = 7,815$. Dikarenakan nilai $X_h^2 < X^2$, sehingga dapat disimpulkan bahwa pemilihan distribusi Gumbel Tipe I dapat diterima.

- Distribusi Log Pearson Tipe III
 - Jumlah data (n) = 20
 - Jumlah kelas (G) = $1 + 3,322 \log n$
 $= 1 + 3,322 \log (20)$
 $= 5,322 \approx 6$
 - Rentang nilai = Nilai maks. – nilai min.
 $= 2,0592 - 1,68 = 0,379$
 - Panjang kelas (i) = $\frac{\text{rentang nilai}}{G} = \frac{0,379}{6} = 0,063$

Data pengamatan dibagi menjadi 6 sub-kelas dengan interval tiap kelas sebesar 0,063. Perhitungan uji Chi Kuadrat (X_h^2) untuk distribusi Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada tabel 4.17.

Tabel 4.17 Uji Kecocokan Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Nilai Batas Sub Kelas	Jumlah Data		Oi - Ei	$(Oi - Ei)^2 / Ei$
		Oi	Ei		
1	1.68 - 1.743	3	3.333	-0.333	0.033
2	1.744 - 1.807	2	3.333	-1.333	0.533
3	1.808 - 1.871	5	3.333	1.667	0.833
4	1.872 - 1.935	5	3.333	1.667	0.833
5	1.936 - 1.999	1	3.333	-2.333	1.633
6	2 - 2.063	4	3.333	0.667	0.133
Total		20		$X_h^2 =$	4

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.17, dapat dilihat bahwa X_h^2 hitung = 4. Besarnya derajat kebebasan = $6-2-1 = 3$. Sedangkan besarnya derajat kepercayaan (α) diambil yang paling kritis yaitu sebesar 5%. Berdasarkan tabel 2.8, dengan nilai $dk = 6$ dan nilai $\alpha = 5\%$ maka diperoleh nilai $X^2 = 7,815$. Dikarenakan nilai $X_h^2 < X^2$, sehingga dapat disimpulkan bahwa pemilihan distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

4.2.1.4.2 Uji Smirnov Kolmogorov

- Distribusi Gumbel Tipe I

Uji kecocokan Smirnov Kolmogorov untuk distribusi Gumbel Tipe I dapat dilihat pada tabel 4.18.

Tabel 4.18 Uji Kecocokan Smirnov Kolmogorov Distribusi Gumbel Tipe I

R (mm)	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P(x <)$	$f(t) = (R-Rr)/S$	$P'(x)$	$P'(x <)$	D
1	2	3	4 = nilai 1 - kol.3	5	6	7 = nilai 1 - kol.6	8 = 7-4
114.601	1	0.048	0.952	1.901	0.029	0.971	0.019
109.213	2	0.095	0.905	1.635	0.051	0.949	0.044
105.463	3	0.143	0.857	1.449	0.074	0.927	0.069
101.765	4	0.190	0.810	1.266	0.103	0.897	0.087
97.726	5	0.238	0.762	1.066	0.143	0.857	0.095
82.388	6	0.286	0.714	0.306	0.379	0.621	-0.093
80.345	7	0.333	0.667	0.205	0.419	0.581	-0.086
79.574	8	0.381	0.619	0.167	0.433	0.567	-0.052
76.133	9	0.429	0.571	-0.004	0.500	0.500	-0.071
74.474	10	0.476	0.524	-0.086	0.534	0.466	-0.058
72.473	11	0.524	0.476	-0.185	0.573	0.427	-0.049
67.013	12	0.571	0.429	-0.455	0.675	0.325	-0.104
64.767	13	0.619	0.381	-0.566	0.714	0.286	-0.095
64.357	14	0.667	0.333	-0.587	0.721	0.279	-0.054
64.320	15	0.714	0.286	-0.589	0.722	0.278	-0.008
62.649	16	0.762	0.238	-0.671	0.749	0.251	0.013
57.253	17	0.810	0.190	-0.939	0.826	0.174	-0.016
50.981	18	0.857	0.143	-1.249	0.894	0.106	-0.037
50.744	19	0.905	0.095	-1.261	0.896	0.104	0.009
47.867	20	0.952	0.048	-1.403	0.919	0.081	0.033
$D_{maks} =$							0.095

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.18, diketahui bahwa nilai $D_{maks} = 0,095$. Dengan menggunakan data pada tabel 2.9, untuk derajat kepercayaan 5% ditolak dan $N = 20$, maka diperoleh $D_o = 0,29$. Karena nilai D_{maks} lebih kecil dari nilai D_o ($0,095 < 0,29$), maka distribusi Gumbel Tipe I dapat diterima.

- Distribusi Log Pearson Tipe III

Uji kecocokan Smirnov Kolmogorov untuk distribusi Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada tabel 4.19.

Tabel 4.19 Uji Kecocokan Smirnov Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III

Log R (mm)	m	$P(x) = \frac{m}{n+1}$	$P(x <)$	$f(t) = \frac{(R - R_r)/S}{S}$	$P'(x)$	$P'(x <)$	D
1	2	3	4 = nilai 1 - kol.3	5	6	7 = nilai 1 - kol.6	8 = 7-4
2.0592	1	0.0476	0.9524	1.683	0.046	0.954	0.0016
2.0383	2	0.0952	0.9048	1.499	0.067	0.933	0.0282
2.0231	3	0.1429	0.8571	1.366	0.086	0.914	0.0569
2.0076	4	0.1905	0.8095	1.229	0.109	0.891	0.0815
1.9900	5	0.2381	0.7619	1.075	0.141	0.859	0.0971
1.9159	6	0.2857	0.7143	0.423	0.337	0.663	-0.0513
1.9050	7	0.3333	0.6667	0.327	0.371	0.629	-0.0377
1.9008	8	0.3810	0.6190	0.290	0.386	0.614	-0.0050
1.8816	9	0.4286	0.5714	0.121	0.452	0.548	-0.0234
1.8720	10	0.4762	0.5238	0.037	0.485	0.515	-0.0088
1.8602	11	0.5238	0.4762	-0.067	0.527	0.473	-0.0032
1.8262	12	0.5714	0.4286	-0.366	0.642	0.358	-0.0706
1.8114	13	0.6190	0.3810	-0.496	0.311	0.689	0.3080
1.8086	14	0.6667	0.3333	-0.520	0.698	0.302	-0.0313
1.8083	15	0.7143	0.2857	-0.523	0.699	0.301	0.0153
1.7969	16	0.7619	0.2381	-0.623	0.733	0.267	0.0289
1.7578	17	0.8095	0.1905	-0.967	0.833	0.167	-0.0235
1.7074	18	0.8571	0.1429	-1.410	0.921	0.079	-0.0639
1.7054	19	0.9048	0.0952	-1.428	0.924	0.076	-0.0192
1.6800	20	0.9524	0.0476	-1.651	0.951	0.049	0.0014
						$D_{maks} =$	0.308

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.19, diketahui bahwa nilai $D_{maks} = 0,308$. Dengan menggunakan data pada tabel 2.9, untuk derajat kepercayaan 5% ditolak dan $N = 20$, maka diperoleh $D_o = 0,29$. Karena nilai D_{maks} lebih besar dari nilai D_o ($0,308 > 0,29$), maka distribusi Log Pearson Tipe III tidak dapat diterima.

a. Rekapitulasi Uji Kecocokan

Dari perhitungan uji kecocokan Chi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov di atas, maka dapat dihasilkan rekapitulasi seperti yang tampak pada tabel 4.20.

Tabel 4.20 Rekapitulasi Uji Kecocokan

Jenis Distribusi	Uji Chi Kuadrat				Uji Smirnov Kolmogorov			
	X_h^2		X_{kr}^2	Ket.	D_{maks}		D_o	Ket.
Gumbel Tipe I	2.8	<	7.815	OK	0.095	<	0.29	OK
Log Pearson Tipe III	4	<	7.815	OK	0.308	>	0.29	NOT OK

Sumber : Hasil Perhitungan

Kesimpulan yang didapat dari tabel 4.20 bahwa jenis distribusi yang dapat digunakan untuk perhitungan hujan rencana ialah distribusi Gumbel Tipe I. Hal ini dapat dilihat dari hasil uji chi kuadrat distribusi Gumbel Tipe I yang memiliki nilai X_h^2 lebih kecil dibanding distribusi Log Pearson Tipe III. Begitu pula dengan uji Smirnov Kolmogorov yang menunjukkan hanya distribusi Gumbel Tipe I yang memenuhi syarat ($D_{maks} < D_o$).

4.2.1.5 Perhitungan Hujan Rencana

Perhitungan hujan rencana dilakukan dengan menggunakan distribusi Gumbel Tipe I sesuai dengan hasil perhitungan pada bab sebelumnya. Rumus yang digunakan untuk melakukan perhitungan dengan distribusi Gumbel Tipe I dapat dilihat pada persamaan 2.9. Besarnya nilai Y yang digunakan pada persamaan 2.9 dapat dilihat pada tabel 2.5. Sedangkan

besarnya nilai Y_n dan S_n masing – masing dapat dilihat pada tabel 2.3 dan 2.4.

Perhitungan hujan rencana dilakukan dengan menggunakan periode ulang 2, 5, 10, 20, 50, dan 100 tahun. Berikut adalah hasil perhitungan hujan rencana dengan distribusi Gumbel Tipe 1 :

$$\begin{aligned} X_2 &= 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (0,3065 - 0,5236) = 72,08 \text{ mm} \\ X_5 &= 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (1,4999 - 0,5236) = 94,76 \text{ mm} \\ X_{10} &= 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (2,2504 - 0,5236) = 109,01 \text{ mm} \\ X_{20} &= 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (2,9702 - 0,5236) = 122,69 \text{ mm} \\ X_{25} &= 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (3,1250 - 0,5236) = 125,63 \text{ mm} \\ X_{50} &= 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (3,9019 - 0,5236) = 140,39 \text{ mm} \\ X_{100} &= 76,205 + \frac{20,193}{1,0628} (4,6001 - 0,5236) = 153,66 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada Tugas Akhir ini, digunakan nilai perhitungan hujan rencana dengan periode ulang 10 tahun (X_{10}) sebesar 109,01 mm dan periode ulang 25 tahun (X_{25}) sebesar 125, 63 mm. Pada perhitungan selanjutnya, nilai hujan rencana ini akan digunakan untuk menghitung besarnya intensitas hujan.

Hujan rencana dengan periode ulang 10 tahun (X_{10}) digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif pada perencanaan saluran primer maupun sekunder di kawasan DAS Kali Dapur. Sedangkan hujan rencana dengan periode ulang 25 tahun (X_{25}) digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif pada perencanaan penampang Kali Dapur itu sendiri.

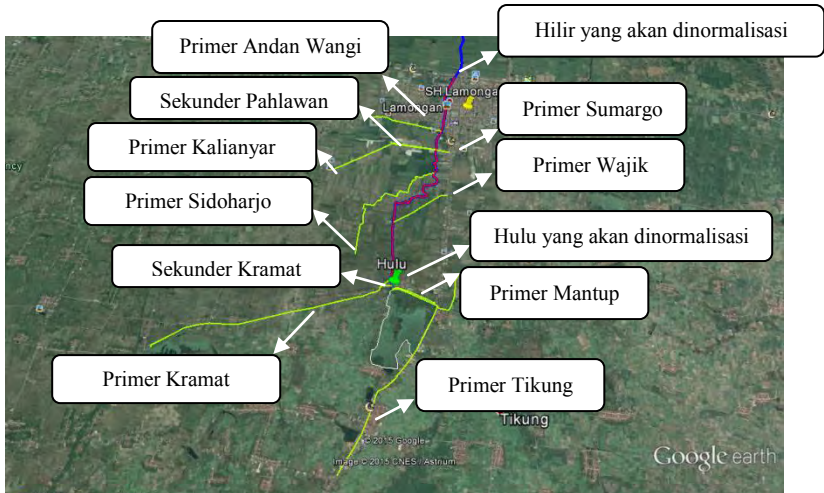
4.2.2 Analisa Debit

Setelah dilakukan analisa hujan, maka langkah selanjutnya ialah melakukan analisa debit. Analisa debit bertujuan untuk menghitung besarnya debit banjir rencana yang terjadi. Analisa debit di kawasan DAS Kali Dapur Lamongan menggunakan metode hidrograf satuan sintetis. Besarnya debit banjir ini nantinya akan berpengaruh pada perencanaan kapasitas saluran / penampang. Apabila debit banjir yang terjadi lebih besar daripada kapasitas saluran / penampang eksisting Kali Dapur, maka perlu dilakukan perencanaan ulang saluran / normalisasi Kali Dapur.

Namun, apabila debit banjir yang terjadi lebih kecil daripada kapasitas saluran / penampang eksisting Kali Dapur, maka tidak perlu dilakukan perencanaan ulang saluran ataupun normalisasi. Hal ini dikarenakan kapasitas saluran / penampang eksisting mampu menampung debit banjir yang terjadi.

Analisa debit banjir pada tugas akhir ini dibagi menjadi 2 yaitu analisa debit banjir pada tahun 2011 dan debit banjir pada tahun 2031. Debit banjir yang dihitung ialah debit banjir di saluran Primer Tikung, saluran Primer Mantup, saluran sekunder Kramat, saluran Primer Kramat, saluran Primer Wajik, saluran Primer Sidoharjo saluran Primer Kalianyar, saluran Primer Sumargo, saluran Sekunder Pahlawan, dan saluran Primer Andan Wangi. Hal ini disebabkan karena data debit banjir pada saluran - saluran tersebut akan digunakan sebagai data masukan pada program bantu Hec – Ras.

Saluran – saluran di kawasan DAS Kali Dapur yang akan dihitung debit banjirnya dapat dilihat pada gambar 4.3.



Gambar 4.3. Saluran – Saluran di Kawasan DAS Kali Dapur yang Dihitung Debit Banjirnya

4.2.2.1 Perhitungan Rata – Rata Hujan dan Tinggi Hujan Tiap Jam

Metode yang digunakan untuk menghitung besarnya debit banjir di saluran primer dan sekunder pada kawasan DAS Kali Dapur ialah metode hidrograf satuan sintetis. Pada Tugas Akhir ini, metode hidrograf satuan sintetis (HSS) yang digunakan untuk mencari debit banjir ialah metode hidrograf satuan sintetis (HSS) Snyder – Alexejev.

Perhitungan debit menggunakan metode hidrograf satuan sintetis memerlukan data hujan jam – jaman. Lamanya hujan terpusat di Indonesia sendiri tidak lebih dari 7 jam. Hal ini didasari dari Laporan Akhir Departemen Pekerjaan Umum. Karena lamanya hujan terpusat di Indonesia yang tidak lebih dari 7 jam, maka ditentukan durasi optimum hujan rencana di Indonesia sebesar 5 jam.

Langkah pertama yang dilakukan dalam metode HSS Snyder - Alexejev ialah menghitung rata – rata hujan (R_t) dari jam ke - 1 hingga jam ke - 5 sesuai dengan durasi optimum hujan rencana yaitu 5 jam. Setelah rata – rata hujan diketahui, maka selanjutnya dihitung tinggi hujan (t') dari jam ke - 1 hingga jam ke - 5. Berikut adalah perhitungan rata – rata hujan dan tinggi hujan dari jam ke - 1 hingga jam ke - 5 :

- Pada jam ke - 1

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1}\right)^{2/3} = 0,585 R_{24}$$

$$R_{t'} = 1 \times 0,585 R_{24} - (1 - 1) \times 0 = 0,585 R_{24}$$

- Pada jam ke - 2

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2}\right)^{2/3} = 0,368 R_{24}$$

$$Rt' = 2 \times 0,368 R_{24} - (2 - 1) \times 0,585 R_{24} = 0,152 R_{24}$$

- Pada jam ke - 3

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3}\right)^{2/3} = 0,281 R_{24}$$

$$Rt' = 3 \times 0,281 R_{24} - (3 - 1) \times 0,368 R_{24} = 0,107 R_{24}$$

- Pada jam ke - 4

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4}\right)^{2/3} = 0,232 R_{24}$$

$$Rt' = 4 \times 0,232 R_{24} - (4 - 1) \times 0,281 R_{24} = 0,085 R_{24}$$

- Pada jam ke - 5

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5}\right)^{2/3} = 0,200 R_{24}$$

$$Rt' = 5 \times 0,200 R_{24} - (5 - 1) \times 0,232 R_{24} = 0,072 R_{24}$$

4.2.2.2 Perhitungan Nilai C Gabungan Tahun 2011 dan Tahun 2031

Hal pertama yang dilakukan dalam melakukan analisa debit banjir tahun 2011 dan 2013 ialah membaca peta Kota Lamongan yang terdapat di Rencana Tata Ruang Wilayah (RTRW) Lamongan yang terdapat pada gambar 4.4. Pembacaan peta dimaksudkan untuk mengetahui jenis tata guna lahan daerah aliran di DAS Kali Dapur beserta luasannya dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Tata guna lahan ini akan berpengaruh pada nilai koefisien pengaliran (C). Ketentuan pemilihan besaran nilai koefisien pengaliran (C) untuk masing – masing jenis tata guna lahan dapat dilihat pada tabel 2.11.

Tata guna lahan pada DAS Kali Dapur sendiri umumnya dibagi menjadi 3 yaitu area pemukiman, lahan persawahan, dan jalan. Dikarenakan pada DAS Kali Dapur terdapat 3 macam jenis tata guna lahan, maka dicari nilai koefisien pengaliran gabungan (C gab) dari ketiga jenis tata guna lahan tersebut.

Untuk mencari nilai koefisien pengaliran gabungan (C gab), digunakan rumus pada persamaan 2.15. Perhitungan nilai koefisien pengaliran gabungan (C gab) pada tahun 2011 dan 2031 untuk saluran primer maupun sekunder yang mengalir menuju Kali Dapur dapat dilihat pada tabel 4.21 dan tabel 4.22.

Tabel 4.21 Data dan Perhitungan C_{Gabungan} di Saluran Primer dan Sekunder Tahun 2011

No	Saluran	Luas Pemukiman	C pemukiman	Luas Jalan	C jln	Luas Lahan Hijau	C lahan	Sig CiAi	Sig Ai	C gab
		km ²		km ²		km ²			km ²	
1	Primer Kramat	0.8435	0.6	0.0635	0.85	10.57	0.25	3.202	11.476	0.28
2	Primer Tikung	0.5437	0.6	0.0409	0.85	5.93	0.25	1.842	6.511	0.28
3	Sekunder Kramat	0.0061	0.6	0.0005	0.85	0.01	0.25	0.006	0.014	0.43
4	Primer Mantup	0.0346	0.6	0.0026	0.85	1.12	0.25	0.304	1.160	0.26
5	Primer Sidoharjo	0.1966	0.6	0.0148	0.85	3.97	0.25	1.124	4.183	0.27
6	Primer Wajik	0.0000	0.6	0.0000	0.85	0.47	0.25	0.116	0.466	0.25
7	Primer Sumargo	0.1358	0.6	0.0102	0.85	0.36	0.25	0.180	0.505	0.36
8	Sekunder Pahlawan	0.0334	0.6	0.0025	0.85	0.14	0.25	0.058	0.177	0.32
9	Primer Kalianyar	0.6053	0.6	0.0456	0.85	0.60	0.25	0.553	1.254	0.44
10	Primer Andan Wangi	0.2278	0.6	0.0171	0.85	0.97	0.25	0.394	1.216	0.32
11	Primer Delanggu	0.3736	0.6	0.0281	0.85	5.03	0.25	1.505	5.430	0.28
12	Primer G.Boyo Untung	0.1321	0.6	0.0099	0.85	0.79	0.25	0.286	0.936	0.31

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel 4.21, dapat dilihat bahwa nilai C terkecil terdapat pada saluran Primer Wajik sebesar 0,25. Sedangkan nilai terbesar terdapat pada saluran Primer Kalianyar sebesar 0,44.

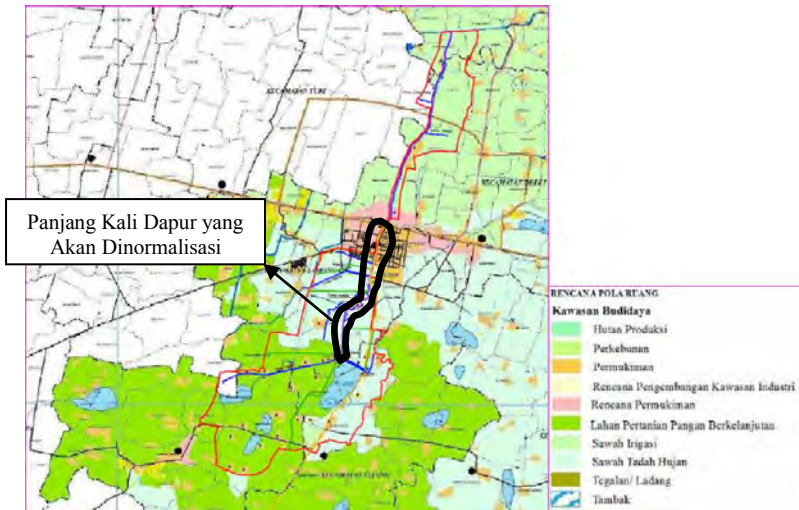
Tabel 4.22 Data dan Perhitungan C_{Gabungan} di Saluran Primer dan Sekunder Tahun 2031

No	Saluran	Luas Pemukiman	C pemukiman	Luas Jalan	C jln	Luas Lahan	C lahan	Sig CiAi	Sig Ai	C gab
		km ²		km ²		km ²			km ²	
1	Primer Kramat	0.8435	0.6	0.0635	0.85	10.57	0.25	3.202	11.476	0.28
2	Primer Tikung	0.5437	0.6	0.0409	0.85	5.93	0.25	1.842	6.511	0.28
3	Sekunder Kramat	0.0061	0.6	0.0005	0.85	0.01	0.25	0.006	0.014	0.43
4	Primer Mantup	0.0346	0.6	0.0026	0.85	1.12	0.25	0.304	1.160	0.26
5	Primer Sidoharjo	0.1966	0.6	0.0148	0.85	3.97	0.25	1.124	4.183	0.27
6	Primer Wajik	0.0000	0.6	0.0000	0.85	0.47	0.25	0.116	0.466	0.25
7	Primer Sumargo	0.1358	0.6	0.0102	0.85	0.36	0.25	0.180	0.505	0.36
8	Sekunder Pahlawan	0.0334	0.6	0.0025	0.85	0.14	0.25	0.058	0.177	0.32
9	Primer Kalianyar	0.6053	0.6	0.0456	0.85	0.60	0.25	0.553	1.254	0.44
10	Primer Andan Wangi	0.2968	0.6	0.0223	0.85	0.90	0.25	0.421	1.216	0.35
11	Primer Delanggu	0.4749	0.6	0.0357	0.85	4.92	0.25	1.545	5.430	0.28
12	Primer G.Boyo Untung	0.1321	0.6	0.0099	0.85	0.79	0.25	0.286	0.936	0.31

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel 4.21 dan tabel 4.22, diketahui bahwa perubahan fungsi tata guna lahan hanya tampak pada saluran Primer Andan Wangi dan saluran Primer Delanggu. Luasan pemukiman pada *catcment area* di saluran Primer Andan Wangi dan saluran Primer Delanggu memiliki peningkatan pada tahun 2031 jika dibanding dengan luasan pemukiman pada tahun 2011.

Kali Dapur yang akan dinormalisasi dilakukan sepanjang $\pm 5,5$ km dari hulu Kali Dapur. Panjang Kali Dapur yang dinormalisasi tersebut dapat dilihat pada gambar 4.4 dan gambar 4.5.



Gambar 4.4. Panjang Kali Dapur yang Direncanakan untuk Normalisasi (Peta RTRW Lamongan Tahun 2011 - 2031)

Jika dilihat pada gambar 4.4, dapat dilihat bahwa tidak banyak terjadi perubahan fungsi tata guna lahan yang terjadi di kawasan DAS Kali Dapur. Rencana pemukiman yang tidak terlalu besar hanya terletak di *catcment area* saluran Primer Andan Wangi dan Primer Delanggu.

4.2.2.3 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Tikung Tahun 2011 - 2031

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya, perhitungan debit banjir menggunakan metode hidrograf Snyder – Alexejev memerlukan nilai tinggi hujan tiap jam untuk memulai perhitungan hidrograf. e telah besarnya nilai tinggi hujan (t') dari jam ke - 1 hingga jam ke - 5 diketahui, dilakukan perhitungan tinggi hujan efektif (R_e) untuk periode ulang 10 tahun. Digunakan periode ulang 10 tahun dikarenakan perhitungan dilakukan untuk mencari besarnya debit banjir di saluran primer ataupun sekunder. Besarnya tinggi hujan (R_{24}) untuk periode ulang 10 tahun sebesar 109,014 mm.

Nilai R_e diperoleh dari perkalian nilai koefisien pengaliran (C) dengan nilai tinggi hujan (t'). Nilai C untuk hulu dapat dilihat pada tabel 4.21 ataupun 4.22. Hal ini disebabkan tidak ada perubahan nilai C di saluran Primer Tikung dari tahun 2011 hingga tahun 2031.

Berikut adalah perhitungan tinggi hujan efektif (R_e) dari jam ke - 1 hingga jam ke - 5 di hulu Kali Dapur tahun 2011 :

- Pada jam ke - 1

$$R_e = C \times t' = 0,28 \times 0,585 R_{24}$$

$$= 0,28 \times 0,585 (109,014) = 18,048 \text{ mm}$$
- Pada jam ke - 2

$$e = C \times t' = 0,28 \times 0,152 R_{24}$$

$$= 0,28 \times 0,152 (109,014) = 4,689 \text{ mm}$$
- Pada jam ke - 3

$$e = C \times t' = 0,28 \times 0,107 R_{24}$$

$$= 0,28 \times 0,107 (109,014) = 3,301 \text{ mm}$$

- Pada jam ke – 4

$$e = C \times t' = 0,28 \times 0,085 R_{24}$$

$$= 0,28 \times 0,085 (109,014) = 2,622 \text{ mm}$$
- Pada jam ke – 5

$$e = C \times t' = 0,28 \times 0,072 R_{24}$$

$$= 0,28 \times 0,072 (109,014) = 2,221 \text{ mm}$$

Setelah nilai hujan efektif (R_e) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$C_t = 0,08$$

$$C_p = 0,69$$

$$L = 3,205 \text{ km}$$

$$L_c = 1,603 \text{ km}$$

$$A = 6,511 \text{ km}^2$$

$$\Delta H = 0,017 \text{ km}$$

$$S = \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,017}{3,205} = 0,0053$$

$$t_p = C_t \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{3,205 \times 1,603}{\sqrt{0,0053}} \right)^{0,38}$$

$$= 0,403 \text{ jam}$$

$$t_e = \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,403}{5,5} = 0,073 \text{ jam}$$

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

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$T_p = 0,403 + 0,5 = 0,903 \text{ jam}$$

$$q_p = 0,278 \frac{C_p}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{0,903} = 0,212 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2$$

$$Q_p = q_p \times A = 0,212 \times 6,511 = 1,383 \text{ m}^3/\text{det}$$

(untuk hujan 1 mm / jam)

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$Y = Q / Q_p$$

$$X = t / T_p$$

$$Y = 10 \frac{(1 - X)^2}{\lambda}$$

$$\lambda = \frac{10}{10} = 1 = 0,192$$

$$a = 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045$$

$$= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.23.

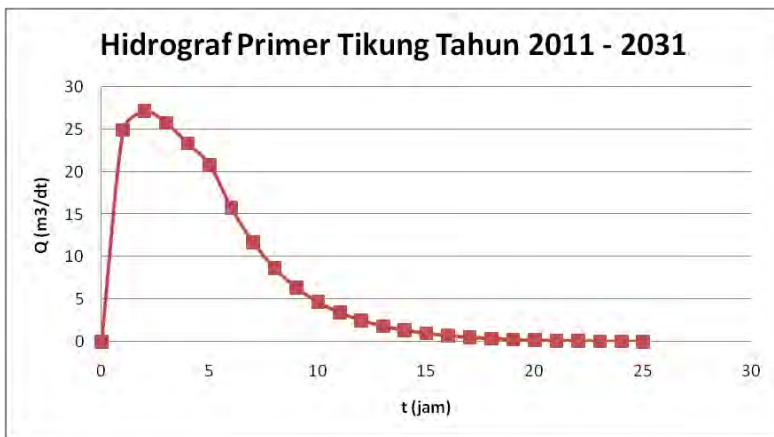
Tabel 4.23 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Tikung Tahun 2011 - 2031

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				18.048	4.689	3.301	2.622	2.221	
0	0	0	0	0					0
1	1.107	0.997	1.379	24.88	0				24.9
2	2.215	0.829	1.146	20.69	6.47	0			27.2
3	3.322	0.633	0.875	15.80	5.37	4.55	0		25.7
4	4.429	0.473	0.655	11.81	4.11	3.78	3.62	0	23.3
5	5.536	0.351	0.485	8.76	3.07	2.89	3.01	3.06	20.8
6	6.644	0.259	0.358	6.47	2.28	2.16	2.30	2.55	15.7
7	7.751	0.191	0.264	4.76	1.68	1.60	1.72	1.94	11.7
8	8.858	0.140	0.194	3.50	1.24	1.18	1.27	1.45	8.6
9	9.965	0.103	0.143	2.57	0.91	0.87	0.94	1.08	6.4
10	11.073	0.076	0.105	1.89	0.67	0.64	0.69	0.80	4.7
11	12.180	0.056	0.077	1.39	0.49	0.47	0.51	0.59	3.4
12	13.287	0.041	0.056	1.02	0.36	0.35	0.37	0.43	2.5
13	14.394	0.030	0.041	0.75	0.26	0.25	0.27	0.32	1.9
14	15.502	0.022	0.030	0.55	0.19	0.19	0.20	0.23	1.4
15	16.609	0.016	0.022	0.40	0.14	0.14	0.15	0.17	1.0
16	17.716	0.012	0.016	0.29	0.10	0.10	0.11	0.13	0.7
17	18.823	0.009	0.012	0.22	0.08	0.07	0.08	0.09	0.5
18	19.931	0.006	0.009	0.16	0.06	0.05	0.06	0.07	0.4
19	21.038	0.005	0.006	0.12	0.04	0.04	0.04	0.05	0.3
20	22.145	0.003	0.005	0.08	0.03	0.03	0.03	0.04	0.2
21	23.252	0.002	0.003	0.06	0.02	0.02	0.02	0.03	0.2
22	24.360	0.002	0.003	0.05	0.02	0.02	0.02	0.02	0.1
23	25.467	0.001	0.002	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1
24	26.574	0.001	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1
25	27.681	0.001	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.23 dimasukkan nilai t , yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 18,048; 4,689; 3,301; 2,622; dan 2,221 mm. Sehingga kolom 5 = 18,048 x kolom 4. Kolom 6 = 4,689 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 5. Kolom 7 = 3,301 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 5. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.5 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.23. Dapat dilihat pada gambar 4.5, saluran Primer Tikung memiliki debit puncak sebesar 27,2 m³/dt pada jam ke – 2.



Gambar 4.5 HSS Snyder - Alexejev di Saluran Primer Tikung Tahun 2011 - 2031

4.2.2.4 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Mantup Tahun 2011 - 2031

Perhitungan debit banjir di saluran Primer Mantup umumnya sama dengan perhitungan debit di saluran Primer Tikung. Perbedaan terletak pada nilai C yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif (R_e). Nilai C untuk saluran Primer Mantup dapat dilihat pada tabel 4.21 atau 4.22 karena tidak terdapat perbedaan fungsi tata guna lahan pada *catchment area* saluran Primer Mantup dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Perhitungan tinggi hujan efektif dari saluran Primer Mantup dapat dilihat pada tabel 4.24.

Tabel 4.24 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Mantup Tahun 2011 - 2031

Jam ke -	Koefisien R_t'	C	R_{24} (mm)	R_e (mm)
1	0.585	0.26	109.014	16.695
2	0.152			4.338
3	0.107			3.054
4	0.085			2.426
5	0.072			2.055

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.24, nilai R_e saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t' = 0,26 \times 0,585 R_{24}$

$$= 0,26 \times 0,585 (109,014) = 16,695 \text{ mm}$$

Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (R_e) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$C_t = 0,08$$

$$C_p = 0,69$$

$$L = 0,865 \text{ km}$$

$$\begin{aligned}
L_c &= 0,75 \text{ km} \\
A &= 1,160 \text{ km}^2 \\
\Delta H &= 0,002 \text{ km} \\
S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,002}{0,865} = 0,002 \\
t_p &= Ct \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{0,865 \times 0,75}{\sqrt{0,002}} \right)^{0,38} \\
&= 0,215 \text{ jam} \\
t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,215}{5,5} = 0,039 \text{ jam} \\
t_r &= 1 \text{ jam}
\end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
T_p &= 0,215 + 0,5 = 0,715 \text{ jam} \\
q_p &= 0,278 \frac{Cp}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{0,72} = 0,268 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
Q_p &= q_p \times A = 0,268 \times 1,16 = 0,311 \text{ m}^3/\text{det} \\
&\text{(untuk hujan 1 mm / jam)}
\end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
Y &= Q / Q_p \\
X &= t / T_p \\
Y &= 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x} \\
\lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{0,311 \times 0,72}{1 \times 1,16} = 0,192 \\
a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
&= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
\end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.25.

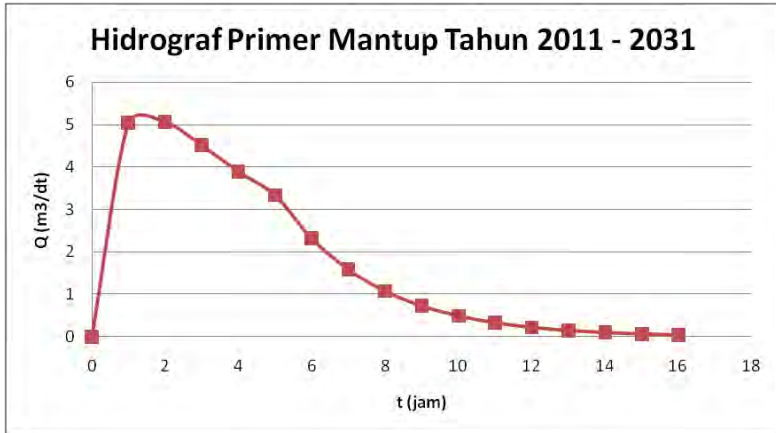
Tabel 4.25 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Mantup Tahun 2011 - 2031

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				16.695	4.338	3.054	2.426	2.055	
0	0	0	0	0					0
1	1.399	0.969	0.302	5.03	0				5.0
2	2.797	0.722	0.225	3.75	1.31	0			5.1
3	4.196	0.504	0.157	2.62	0.98	0.92	0		4.5
4	5.595	0.345	0.108	1.80	0.68	0.69	0.73	0	3.9
5	6.993	0.235	0.073	1.22	0.47	0.48	0.55	0.62	3.3
6	8.392	0.160	0.050	0.83	0.32	0.33	0.38	0.46	2.3
7	9.790	0.108	0.034	0.56	0.22	0.22	0.26	0.32	1.6
8	11.189	0.073	0.023	0.38	0.15	0.15	0.18	0.22	1.1
9	12.588	0.050	0.015	0.26	0.10	0.10	0.12	0.15	0.7
10	13.986	0.033	0.010	0.17	0.07	0.07	0.08	0.10	0.5
11	15.385	0.023	0.007	0.12	0.05	0.05	0.06	0.07	0.3
12	16.784	0.015	0.005	0.08	0.03	0.03	0.04	0.05	0.2
13	18.182	0.010	0.003	0.05	0.02	0.02	0.03	0.03	0.2
14	19.581	0.007	0.002	0.04	0.01	0.01	0.02	0.02	0.1
15	20.979	0.005	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1
16	22.378	0.003	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.25 dimasukkan nilai t, yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 16,695; 4,338; 3,054; 2,426; dan 2,055 mm. Sehingga kolom 5 = 16,695 x kolom 4. Kolom 6 = 4,338 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 5. Kolom 7 = 3,054 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 5. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.6 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.25.



Gambar 4.6 HSS Snyder - Alexejev Saluran Primer Mantup
Tahun 2011 - 2031

4.2.2.5 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Sekunder Kramat Tahun 2011 - 2031

Perhitungan debit banjir di saluran Sekunder Kramat umumnya sama dengan perhitungan debit di saluran Primer Tikung. Perbedaan terletak pada nilai C yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif (R_e). Nilai C untuk saluran Sekunder Kramat dapat dilihat pada tabel 4.21 atau 4.22 karena tidak terdapat perbedaan fungsi tata guna lahan pada *catchment area* saluran Sekunder Kramat dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Perhitungan tinggi hujan efektif dari saluran Sekunder Kramat dapat dilihat pada tabel 4.26.

Tabel 4.26 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Sekunder Kramat Tahun 2011 - 2031

Jam ke -	Koefisien R_t'	C	R_{24} (mm)	R_e (mm)
1	0.585	0.43	109.014	27.162
2	0.152			7.057
3	0.107			4.968
4	0.085			3.947
5	0.072			3.343

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.26, nilai R_e saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t' = 0,43 \times 0,585 R_{24}$

$$= 0,43 \times 0,585 (109,014) = 27,162 \text{ mm}$$

Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (R_e) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$C_t = 0,08$$

$$C_p = 0,69$$

$$L = 0,563 \text{ km}$$

$$\begin{aligned}
L_c &= 0,281 \text{ km} \\
A &= 0,014 \text{ km}^2 \\
\Delta H &= 0,001 \text{ km} \\
S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,001}{0,563} = 0,0018 \\
t_p &= Ct \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{0,563 \times 0,281}{\sqrt{0,0018}} \right)^{0,38} \\
&= 0,132 \text{ jam} \\
t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,132}{5,5} = 0,024 \text{ jam} \\
t_r &= 1 \text{ jam}
\end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
T_p &= 0,132 + 0,5 = 0,632 \text{ jam} \\
q_p &= 0,278 \frac{C_p}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{0,63} = 0,303 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
Q_p &= q_p \times A = 0,303 \times 0,014 = 0,004 \text{ m}^3/\text{det} \\
&\quad (\text{untuk hujan } 1 \text{ mm / jam})
\end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
Y &= Q / Q_p \\
X &= t / T_p \\
Y &= 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x} \\
\lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{0,004 \times 0,63}{1 \times 0,014} = 0,192 \\
a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
&= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
\end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.27.

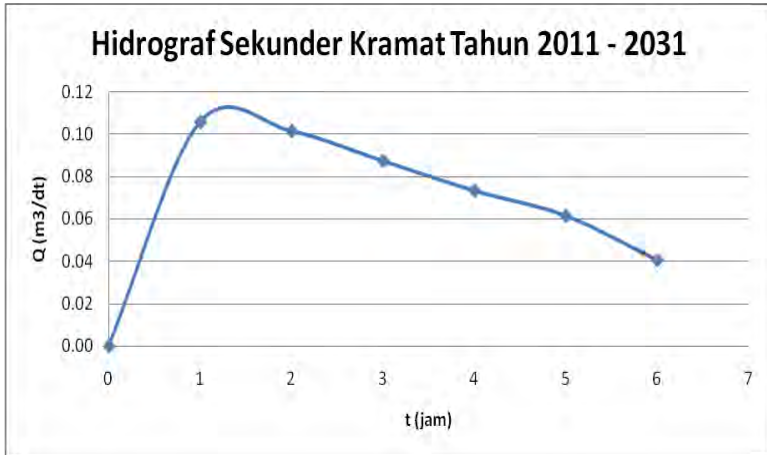
Tabel 4.27 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Sekunder Kramat Tahun 2011 - 2031

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				27.162	7.057	4.968	3.947	3.343	
0	0	0	0	0					0
1	1.581	0.942	0.004	0.106	0				0.1
2	3.163	0.659	0.003	0.074	0.028	0			0.1
3	4.744	0.435	0.002	0.049	0.019	0.019	0		0.1
4	6.326	0.283	0.001	0.032	0.013	0.014	0.015	0	0.1
5	7.907	0.183	0.001	0.021	0.008	0.009	0.011	0.013	0.1
6	9.489	0.118	0.000	0.013	0.005	0.006	0.007	0.009	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.27 dimasukkan nilai t, yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 27,162; 7,057; 4,968; 3,947; dan 3,343 mm. Sehingga kolom 5 = 27,162 x kolom 4. Kolom 6 = 7,057 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 5. Kolom 7 = 4,968 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 5. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.7 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.27.



Gambar 4.7 HSS Snyder - Alexejev Saluran Sekunder Kramat Tahun 2011 - 2031

4.2.2.6 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Kramat Tahun 2011 - 2031

Perhitungan debit banjir di saluran Primer Kramat umumnya sama dengan perhitungan debit di saluran Primer Tikung. Perbedaan terletak pada nilai C yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif (R_e). Nilai C untuk saluran Primer Kramat dapat dilihat pada tabel 4.21 atau 4.22 karena tidak terdapat perbedaan fungsi tata guna lahan pada *catchment area* saluran Primer Kramat dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Perhitungan tinggi hujan efektif dari saluran Primer Kramat dapat dilihat pada tabel 4.28.

Tabel 4.28 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Kramat Tahun 2011 - 2031

Jam ke -	Koefisien Rt'	C	R_{24} (mm)	R_e (mm)
1	0.585	0.28	109.014	17.796
2	0.152			4.624
3	0.107			3.255
4	0.085			2.586
5	0.072			2.190

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.28, nilai R_e saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t' = 0,28 \times 0,585 R_{24}$

$$= 0,28 \times 0,585 (109,014) = 17,796 \text{ mm}$$

Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (R_e) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$C_t = 0,08$$

$$C_p = 0,69$$

$$L = 4,25 \text{ km}$$

$$\begin{aligned}
L_c &= 3,09 \text{ km} \\
A &= 11,476 \text{ km}^2 \\
\Delta H &= 0,003 \text{ km} \\
S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,003}{4,25} = 0,0007 \\
t_p &= Ct \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{4,25 \times 3,09}{\sqrt{0,0007}} \right)^{0,38} \\
&= 0,846 \text{ jam} \\
t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,846}{5,5} = 0,154 \text{ jam} \\
t_r &= 1 \text{ jam}
\end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
T_p &= 0,846 + 0,5 = 1,346 \text{ jam} \\
q_p &= 0,278 \frac{C_p}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{1,35} = 0,143 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
Q_p &= q_p \times A = 0,143 \times 11,476 = 1,636 \text{ m}^3/\text{det} \\
&\quad (\text{untuk hujan } 1 \text{ mm / jam})
\end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
Y &= Q / Q_p \\
X &= t / T_p \\
Y &= 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x} \\
\lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{1,636 \times 1,35}{1 \times 11,476} = 0,192 \\
a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
&= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
\end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.29.

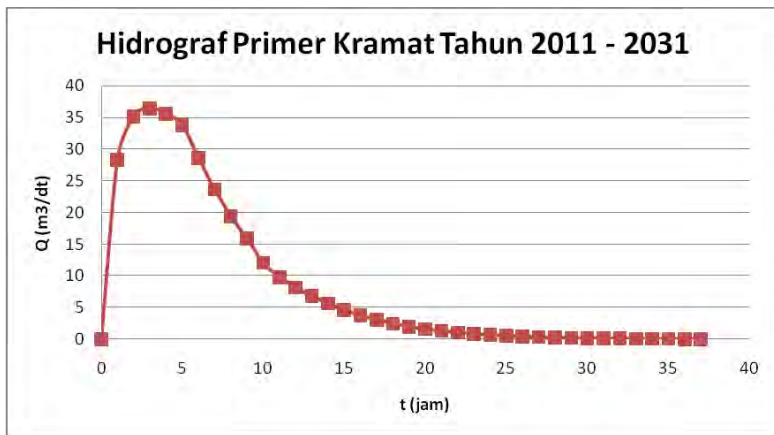
Tabel 4.29 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Kramat Tahun 2011 - 2031

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				17.796	4.624	3.255	2.586	2.190	
0	0	0	0	0					0
1	0.74	0.98	1.60	28.39	0				28.4
2	1.49	0.96	1.56	27.83	7.38	0			35.2
3	2.23	0.83	1.35	24.05	7.23	5.19	0		36.5
4	2.97	0.69	1.13	20.13	6.25	5.09	4.13	0	35.6
5	3.72	0.57	0.94	16.64	5.23	4.40	4.04	3.49	33.8
6	4.46	0.47	0.77	13.67	4.32	3.68	3.49	3.43	28.6
7	5.20	0.38	0.63	11.19	3.55	3.04	2.93	2.96	23.7
8	5.94	0.31	0.51	9.14	2.91	2.50	2.42	2.48	19.4
9	6.69	0.26	0.42	7.45	2.37	2.05	1.99	2.05	15.9
10	7.43	0.21	0.34	6.07	1.94	1.36	1.33	1.38	12.1
11	8.17	0.17	0.28	4.94	1.58	1.11	1.08	1.12	9.8
12	8.92	0.14	0.23	4.02	1.28	1.11	0.88	0.92	8.2
13	9.66	0.11	0.18	3.27	1.04	0.90	0.88	0.75	6.8
14	10.40	0.09	0.15	2.66	0.85	0.74	0.72	0.75	5.7
15	11.15	0.07	0.12	2.16	0.69	0.60	0.58	0.61	4.6
16	11.89	0.06	0.10	1.75	0.56	0.49	0.47	0.49	3.8
17	12.63	0.05	0.08	1.42	0.46	0.39	0.39	0.40	3.1
18	13.38	0.04	0.06	1.16	0.37	0.32	0.31	0.33	2.5
19	14.12	0.03	0.05	0.94	0.30	0.26	0.25	0.27	2.0
20	14.86	0.03	0.04	0.76	0.24	0.21	0.21	0.22	1.6
21	15.60	0.02	0.03	0.62	0.20	0.17	0.17	0.18	1.3
22	16.35	0.02	0.03	0.50	0.16	0.14	0.14	0.14	1.1
23	17.09	0.01	0.02	0.41	0.13	0.11	0.11	0.12	0.9
24	17.83	0.01	0.02	0.33	0.11	0.09	0.09	0.09	0.7
25	18.58	0.01	0.02	0.27	0.09	0.07	0.07	0.08	0.6
26	19.32	0.01	0.01	0.22	0.07	0.06	0.06	0.06	0.5
27	20.06	0.01	0.01	0.18	0.06	0.05	0.05	0.05	0.4
28	20.81	0.00	0.01	0.14	0.05	0.04	0.04	0.04	0.3
29	21.55	0.00	0.01	0.12	0.04	0.03	0.03	0.03	0.3
30	22.29	0.00	0.01	0.09	0.03	0.03	0.03	0.03	0.2
31	23.04	0.00	0.00	0.08	0.02	0.02	0.02	0.02	0.2
32	23.78	0.00	0.00	0.06	0.02	0.02	0.02	0.02	0.1
33	24.52	0.00	0.00	0.05	0.02	0.01	0.01	0.01	0.1
34	25.27	0.00	0.00	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1
35	26.01	0.00	0.00	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1
36	26.75	0.00	0.00	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1
37	27.49	0.00	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.29 dimasukkan nilai t , yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 17,796; 4,624; 3,255; 2,586; dan 2,19 mm. Sehingga kolom 5 = 17,796 x kolom 4. Kolom 6 = 4,624 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 6. Kolom 7 = 3,255 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 7. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.8 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.29.



Gambar 4.8 HSS Snyder - Alexejev Saluran Primer Kramat Tahun 2011 - 2031

4.2.2.7 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Wajik Tahun 2011 - 2031

Perhitungan debit banjir di saluran Primer Wajik umumnya sama dengan perhitungan debit di saluran Primer Tikung. Perbedaan terletak pada nilai C yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif (R_e). Nilai C untuk saluran Primer Wajik dapat dilihat pada tabel 4.21 atau 4.22 karena tidak terdapat perbedaan fungsi tata guna lahan pada *catchment area* saluran Primer Wajik dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Perhitungan tinggi hujan efektif dari saluran Primer Wajik dapat dilihat pada tabel 4.30.

Tabel 4.30 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Wajik Tahun 2011 - 2031

Jam ke -	Koefisien R_t'	C	R_{24} (mm)	R_e (mm)
1	0.585	0.25	109.014	15.943
2	0.152			4.143
3	0.107			2.916
4	0.085			2.317
5	0.072			1.962

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.30, nilai R_e saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t' = 0,25 \times 0,585 R_{24}$

$$= 0,25 \times 0,585 (109,014) = 15,943 \text{ mm}$$

Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (R_e) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$C_t = 0,08$$

$$C_p = 0,69$$

$$L = 1,16 \text{ km}$$

$$\begin{aligned}
L_c &= 0,76 \text{ km} \\
A &= 0,466 \text{ km}^2 \\
\Delta H &= 0,001 \text{ km} \\
S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,001}{1,16} = 0,0009 \\
t_p &= Ct \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{1,16 \times 0,76}{\sqrt{0,0009}} \right)^{0,38} \\
&= 0,291 \text{ jam} \\
t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,291}{5,5} = 0,053 \text{ jam} \\
t_r &= 1 \text{ jam}
\end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
T_p &= 0,291 + 0,5 = 0,791 \text{ jam} \\
q_p &= 0,278 \frac{C_p}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{0,79} = 0,242 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
Q_p &= q_p \times A = 0,242 \times 0,466 = 0,113 \text{ m}^3/\text{det} \\
&\text{(untuk hujan 1 mm / jam)}
\end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
Y &= Q / Q_p \\
X &= t / T_p \\
Y &= 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x} \\
\lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{0,113 \times 0,79}{1 \times 0,466} = 0,192 \\
a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
&= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
\end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.31.

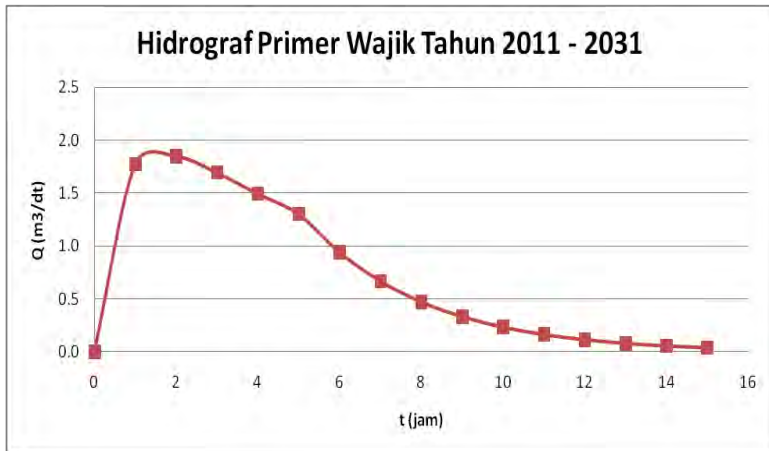
Tabel 4.31 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Wajik Tahun 2011 - 2031

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				15.943	4.143	2.916	2.317	1.962	
0	0	0	0	0					0
1	1.264	0.985	0.111	1.771	0				1.8
2	2.527	0.771	0.087	1.387	0.460	0			1.8
3	3.791	0.561	0.063	1.008	0.360	0.324	0		1.7
4	5.055	0.400	0.045	0.720	0.262	0.254	0.257	0	1.5
5	6.318	0.283	0.032	0.510	0.187	0.184	0.202	0.218	1.3
6	7.582	0.200	0.023	0.360	0.132	0.132	0.147	0.171	0.9
7	8.846	0.141	0.016	0.253	0.093	0.093	0.105	0.124	0.7
8	10.109	0.099	0.011	0.178	0.066	0.066	0.074	0.089	0.5
9	11.373	0.070	0.008	0.125	0.046	0.046	0.052	0.063	0.3
10	12.637	0.049	0.006	0.088	0.033	0.033	0.037	0.044	0.2
11	13.900	0.034	0.004	0.062	0.023	0.023	0.026	0.031	0.2
12	15.164	0.024	0.003	0.043	0.016	0.016	0.018	0.022	0.1
13	16.428	0.017	0.002	0.030	0.011	0.011	0.013	0.015	0.1
14	17.692	0.012	0.001	0.021	0.008	0.008	0.009	0.011	0.1
15	18.955	0.008	0.001	0.015	0.006	0.006	0.006	0.008	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.31 dimasukkan nilai t, yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 15,943; 4,143; 2,916; 2,317; dan 1,962 mm. Sehingga kolom 5 = 15,943 x kolom 4. Kolom 6 = 4,143 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 6. Kolom 7 = 2,916 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 7. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.9 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.31.



Gambar 4.9 HSS Snyder - Alexejev Saluran Primer Wajik Tahun 2011 - 2031

4.2.2.8 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Sidoharjo Tahun 2011 - 2031

Perhitungan debit banjir di saluran Primer Sidoharjo umumnya sama dengan perhitungan debit di saluran Primer Tikung. Perbedaan terletak pada nilai C yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif (R_e). Nilai C untuk saluran Primer Sidoharjo dapat dilihat pada tabel 4.21 atau 4.22 karena tidak terdapat perbedaan fungsi tata guna lahan pada *catchment area* saluran Primer Sidoharjo dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Perhitungan tinggi hujan efektif dari saluran Primer Sidoharjo dapat dilihat pada tabel 4.32.

Tabel 4.32 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Sidoharjo Tahun 2011 - 2031

Jam ke -	Koefisien R_t'	C	R_{24} (mm)	R_e (mm)
1	0.585	0.27	109.014	17.128
2	0.152			4.450
3	0.107			3.133
4	0.085			2.489
5	0.072			2.108

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.32, nilai R_e saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t' = 0,27 \times 0,585 R_{24}$

$$= 0,27 \times 0,585 (109,014) = 17,128 \text{ mm}$$

Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (R_e) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$C_t = 0,08$$

$$C_p = 0,69$$

$$L = 2,597 \text{ km}$$

$$\begin{aligned}
L_c &= 1,96 \text{ km} \\
A &= 4,183 \text{ km}^2 \\
\Delta H &= 0,001 \text{ km} \\
S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,001}{2,597} = 0,0004 \\
t_p &= Ct \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{2,597 \times 1,96}{\sqrt{0,0004}} \right)^{0,38} \\
&= 0,661 \text{ jam} \\
t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,661}{5,5} = 0,12 \text{ jam} \\
t_r &= 1 \text{ jam}
\end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
T_p &= 0,661 + 0,5 = 1,161 \text{ jam} \\
q_p &= 0,278 \frac{C_p}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{1,16} = 0,165 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
Q_p &= q_p \times A = 0,165 \times 4,183 = 0,691 \text{ m}^3/\text{det} \\
&\quad (\text{untuk hujan } 1 \text{ mm / jam})
\end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
Y &= Q / Q_p \\
X &= t / T_p \\
Y &= 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x} \\
\lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{0,691 \times 1,16}{1 \times 4,183} = 0,192 \\
a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
&= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
\end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.33.

Tabel 4.33 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Sidoharjo Tahun 2011 - 2031

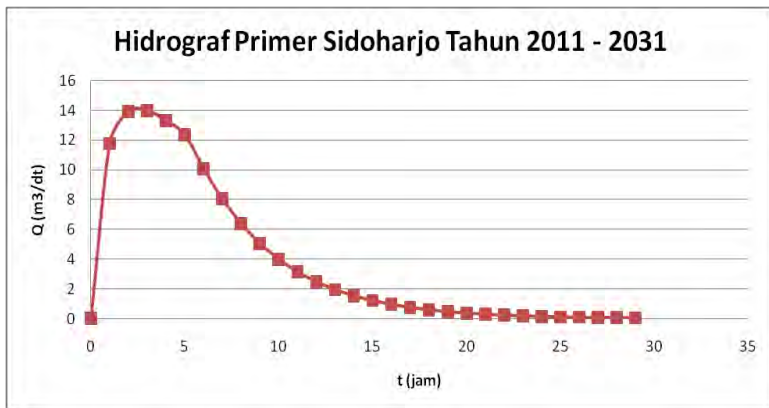
t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				17.128	4.450	3.133	2.489	2.108	
0	0	0	0	0					0
1	0.861	0.994	0.687	11.761	0				11.8
2	1.722	0.918	0.634	10.867	3.056	0			13.9
3	2.583	0.761	0.526	9.005	2.824	2.151	0		14.0
4	3.444	0.613	0.424	7.260	2.340	1.988	1.709	0	13.3
5	4.305	0.489	0.338	5.790	1.886	1.647	1.579	1.447	12.4
6	5.166	0.388	0.268	4.593	1.505	1.328	1.308	1.338	10.1
7	6.028	0.307	0.212	3.632	1.193	1.059	1.055	1.108	8.0
8	6.889	0.242	0.167	2.866	0.944	0.840	0.841	0.894	6.4
9	7.750	0.191	0.132	2.259	0.745	0.664	0.667	0.713	5.0
10	8.611	0.150	0.104	1.779	0.587	0.524	0.528	0.565	4.0
11	9.472	0.118	0.082	1.400	0.462	0.413	0.416	0.447	3.1
12	10.333	0.093	0.064	1.101	0.364	0.325	0.328	0.353	2.5
13	11.194	0.073	0.051	0.866	0.286	0.256	0.258	0.278	1.9
14	12.055	0.058	0.040	0.681	0.225	0.201	0.203	0.219	1.5
15	12.916	0.045	0.031	0.535	0.177	0.158	0.160	0.172	1.2
16	13.777	0.036	0.025	0.420	0.139	0.124	0.126	0.136	0.9
17	14.638	0.028	0.019	0.330	0.109	0.098	0.099	0.107	0.7
18	15.499	0.022	0.015	0.259	0.086	0.077	0.078	0.084	0.6
19	16.361	0.017	0.012	0.204	0.067	0.060	0.061	0.066	0.5
20	17.222	0.014	0.009	0.160	0.053	0.047	0.048	0.052	0.4
21	18.083	0.011	0.007	0.126	0.042	0.037	0.038	0.041	0.3
22	18.944	0.008	0.006	0.099	0.033	0.029	0.030	0.032	0.2
23	19.805	0.007	0.005	0.077	0.026	0.023	0.023	0.025	0.2
24	20.666	0.005	0.004	0.061	0.020	0.018	0.018	0.020	0.1
25	21.527	0.004	0.003	0.048	0.016	0.014	0.014	0.015	0.1
26	22.388	0.003	0.002	0.037	0.012	0.011	0.011	0.012	0.1
27	23.249	0.002	0.002	0.029	0.010	0.009	0.009	0.010	0.1
28	24.110	0.002	0.001	0.023	0.008	0.007	0.007	0.007	0.1
29	24.971	0.002	0.001	0.018	0.006	0.005	0.005	0.006	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.33 dimasukkan nilai t, yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 17,128; 4,45; 3,133; 2,489; dan 2,108 mm. Sehingga kolom

5 = 17,128 x kolom 4. Kolom 6 = 4,45 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 6. Kolom 7 = 3,133 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 7. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.10 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.33.



Gambar 4.10 HSS Snyder - Alexejev Saluran Primer Sidoharjo Tahun 2011 - 2031

4.2.2.9 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Kalianyar Tahun 2011 - 2031

Perhitungan debit banjir di saluran Primer Kalianyar umumnya sama dengan perhitungan debit di saluran Primer Tikung. Perbedaan terletak pada nilai C yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif (R_e). Nilai C untuk saluran Primer Kalianyar dapat dilihat pada tabel 4.21 atau 4.22 karena tidak terdapat perbedaan fungsi tata guna lahan pada *catchment area* saluran Primer Kalianyar dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Perhitungan tinggi hujan efektif dari saluran Primer Kalianyar dapat dilihat pada tabel 4.34.

Tabel 4.34 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Kalianyar Tahun 2011 - 2031

Jam ke -	Koefisien R_t'	C	R_{24} (mm)	R_e (mm)
1	0.585	0.4407	109.014	28.105
2	0.152			7.303
3	0.107			5.141
4	0.085			4.084
5	0.072			3.459

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.34, nilai R_e saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t' = 0,44 \times 0,585 R_{24}$

$$= 0,44 \times 0,585 (109,014) = 28,105 \text{ mm}$$

Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (R_e) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$C_t = 0,08$$

$$C_p = 0,69$$

$$L = 2,125 \text{ km}$$

$$\begin{aligned}
L_c &= 1,018 \text{ km} \\
A &= 1,254 \text{ km}^2 \\
\Delta H &= 0,001 \text{ km} \\
S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,001}{2,125} = 0,0005 \\
t_p &= Ct \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{2,125 \times 1,018}{\sqrt{0,0005}} \right)^{0,38} \\
&= 0,46 \text{ jam} \\
t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,46}{5,5} = 0,084 \text{ jam} \\
t_r &= 1 \text{ jam}
\end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
T_p &= 0,46 + 0,5 = 0,96 \text{ jam} \\
q_p &= 0,278 \frac{Cp}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{0,96} = 0,2 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
Q_p &= q_p \times A = 0,2 \times 1,254 = 0,251 \text{ m}^3/\text{det} \\
&\text{(untuk hujan 1 mm / jam)}
\end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
Y &= Q / Q_p \\
X &= t / T_p \\
Y &= 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}} \\
\lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{0,251 \times 0,96}{1 \times 1,254} = 0,192 \\
a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
&= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
\end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.35.

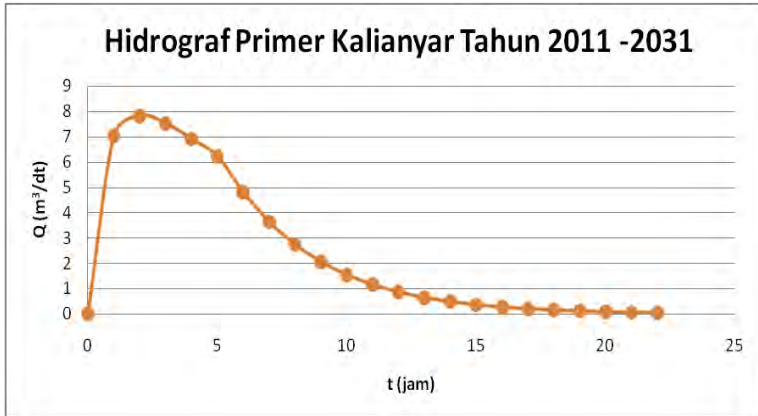
Tabel 4.35 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Kalianyar Tahun 2011 - 2031

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				28.105	7.303	5.141	4.084	3.459	
0	0	0	0	0					0
1	1.042	1.000	0.251	7.041	0				7.0
2	2.084	0.853	0.214	6.011	1.830	0			7.8
3	3.125	0.666	0.167	4.689	1.562	1.288	0		7.5
4	4.167	0.508	0.127	3.576	1.218	1.099	1.023	0	6.9
5	5.209	0.384	0.096	2.703	0.929	0.858	0.873	0.867	6.2
6	6.251	0.289	0.072	2.034	0.702	0.654	0.681	0.740	4.8
7	7.292	0.217	0.054	1.526	0.528	0.494	0.520	0.577	3.6
8	8.334	0.162	0.041	1.144	0.397	0.372	0.393	0.440	2.7
9	9.376	0.121	0.030	0.856	0.297	0.279	0.295	0.333	2.1
10	10.418	0.091	0.023	0.640	0.222	0.209	0.222	0.250	1.5
11	11.460	0.068	0.017	0.479	0.166	0.157	0.166	0.188	1.2
12	12.501	0.051	0.013	0.358	0.124	0.117	0.124	0.141	0.9
13	13.543	0.038	0.010	0.267	0.093	0.088	0.093	0.105	0.6
14	14.585	0.028	0.007	0.199	0.069	0.065	0.070	0.079	0.5
15	15.627	0.021	0.005	0.149	0.052	0.049	0.052	0.059	0.4
16	16.668	0.016	0.004	0.111	0.039	0.036	0.039	0.044	0.3
17	17.710	0.012	0.003	0.083	0.029	0.027	0.029	0.033	0.2
18	18.752	0.009	0.002	0.062	0.022	0.020	0.022	0.025	0.1
19	19.794	0.007	0.002	0.046	0.016	0.015	0.016	0.018	0.1
20	20.835	0.005	0.001	0.034	0.012	0.011	0.012	0.014	0.1
21	21.877	0.004	0.001	0.026	0.009	0.008	0.009	0.010	0.1
22	22.919	0.003	0.001	0.019	0.007	0.006	0.007	0.008	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.35 dimasukkan nilai t, yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 28,105; 7,303; 5,141; 4,084; dan 3,459 mm. Sehingga kolom 5 = 28,105 x kolom 4. Kolom 6 = 7,303 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 6. Kolom 7 = 5,141 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 7. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.11 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.35.



Gambar 4.11 HSS Snyder - Alexejev Saluran Primer Kalianyar Tahun 2011 - 2031

4.2.2.10 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Sumargo Tahun 2011 - 2031

Perhitungan debit banjir di saluran Primer Sumargo umumnya sama dengan perhitungan debit di saluran Primer Tikung. Perbedaan terletak pada nilai C yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif (R_e). Nilai C untuk saluran Primer Sumargo dapat dilihat pada tabel 4.21 atau 4.22 karena tidak terdapat perbedaan fungsi tata guna lahan pada *catchment area* saluran Primer Sumargo dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Perhitungan tinggi hujan efektif dari saluran Primer Kalianyar dapat dilihat pada tabel 4.36.

Tabel 4.36 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Sumargo Tahun 2011 - 2031

Jam ke -	Koefisien R_t'	C	R_{24} (mm)	R_e (mm)
1	0.585	0.3563	109.014	22.724
2	0.152			5.904
3	0.107			4.156
4	0.085			3.302
5	0.072			2.797

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.36, nilai R_e saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t' = 0,36 \times 0,585 R_{24}$

$$= 0,36 \times 0,585 (109,014) = 22,724 \text{ mm}$$

Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (R_e) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$C_t = 0,08$$

$$C_p = 0,69$$

$$L = 0,28 \text{ km}$$

$$\begin{aligned}
L_c &= 0,14 \text{ km} \\
A &= 0,505 \text{ km}^2 \\
\Delta H &= 0,003 \text{ km} \\
S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,003}{0,28} = 0,0107 \\
t_p &= Ct \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{0,28 \times 0,14}{\sqrt{0,0107}} \right)^{0,38} \\
&= 0,06 \text{ jam} \\
t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,06}{5,5} = 0,01 \text{ jam} \\
t_r &= 1 \text{ jam}
\end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
T_p &= 0,06 + 0,5 = 0,56 \text{ jam} \\
q_p &= 0,278 \frac{C_p}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{0,56} = 0,35 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
Q_p &= q_p \times A = 0,35 \times 0,505 = 0,174 \text{ m}^3/\text{det} \\
&\text{(untuk hujan 1 mm / jam)}
\end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
Y &= Q / Q_p \\
X &= t / T_p \\
Y &= 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x} \\
\lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{0,174 \times 0,56}{1 \times 0,505} = 0,192 \\
a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
&= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
\end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.37.

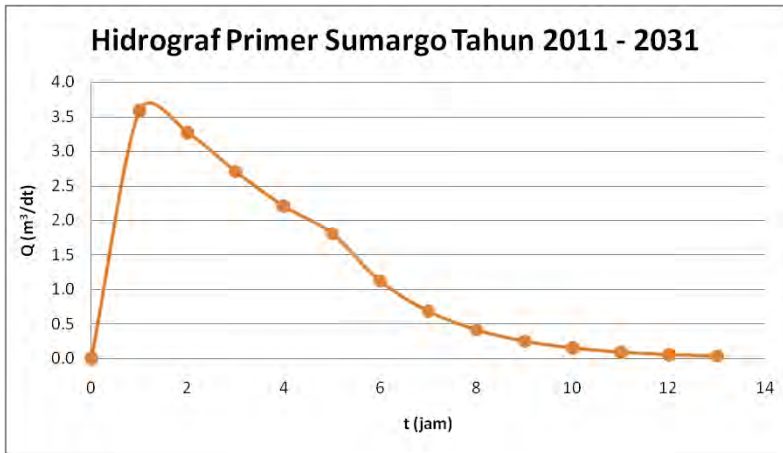
Tabel 4.37 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Sumargo Tahun 2011 - 2031

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				22.724	5.904	4.156	3.302	2.797	
0	0	0	0	0					0
1	1.801	0.905	0.158	3.584	0				3.6
2	3.602	0.589	0.103	2.334	0.931	0			3.3
3	5.403	0.364	0.063	1.442	0.606	0.656	0		2.7
4	7.204	0.222	0.039	0.880	0.375	0.427	0.521	0	2.2
5	9.005	0.135	0.023	0.534	0.229	0.264	0.339	0.441	1.8
6	10.806	0.082	0.014	0.323	0.139	0.161	0.210	0.287	1.1
7	12.607	0.049	0.009	0.195	0.084	0.098	0.128	0.178	0.7
8	14.408	0.030	0.005	0.118	0.051	0.059	0.078	0.108	0.4
9	16.209	0.018	0.003	0.071	0.031	0.036	0.047	0.066	0.3
10	18.010	0.011	0.002	0.043	0.018	0.022	0.028	0.040	0.2
11	19.811	0.007	0.001	0.026	0.011	0.013	0.017	0.024	0.1
12	21.612	0.004	0.001	0.016	0.007	0.008	0.010	0.015	0.1
13	23.413	0.002	0.000	0.009	0.004	0.005	0.006	0.009	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.37 dimasukkan nilai t, yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/Tp$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Qp$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 22,724; 5,904; 4,156; 3,302; dan 2,797 mm. Sehingga kolom 5 = 22,724 x kolom 4. Kolom 6 = 5,904 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 6. Kolom 7 = 4,156 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 7. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.12 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.37.



Gambar 4.12 HSS Snyder - Alexejev Saluran Primer Sumargo Tahun 2011 - 2031

4.2.2.11 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Sekunder Pahlawan Tahun 2011 - 2031

Perhitungan debit banjir di saluran Sekunder Pahlawan umumnya sama dengan perhitungan debit di saluran Primer Tikung. Perbedaan terletak pada nilai C yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif (R_e). Nilai C untuk saluran Sekunder Pahlawan dapat dilihat pada tabel 4.21 atau 4.22 karena tidak terdapat perbedaan fungsi tata guna lahan pada *catchment area* saluran Sekunder Pahlawan dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Perhitungan tinggi hujan efektif dari saluran Sekunder Pahlawan dilihat pada tabel 4.38.

Tabel 4.38 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Sekunder Pahlawan Tahun 2011 - 2031

Jam ke -	Koefisien R_t^1	C	R_{24} (mm)	R_e (mm)
1	0.585	0.3244	109.014	20.686
2	0.152			5.375
3	0.107			3.784
4	0.085			3.006
5	0.072			2.546

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.38, nilai R_e saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t^1 = 0,32 \times 0,585 R_{24}$

$$= 0,32 \times 0,585 (109,014) = 20,686 \text{ mm}$$

Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (R_e) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$C_t = 0,08$$

$$C_p = 0,69$$

$$L = 0,884 \text{ km}$$

$$\begin{aligned}
L_c &= 0,442 \text{ km} \\
A &= 0,177 \text{ km}^2 \\
\Delta H &= 0,001 \text{ km} \\
S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,001}{0,884} = 0,0011 \\
t_p &= Ct \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{0,884 \times 0,442}{\sqrt{0,0011}} \right)^{0,38} \\
&= 0,20 \text{ jam} \\
t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,20}{5,5} = 0,037 \text{ jam} \\
t_r &= 1 \text{ jam}
\end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
T_p &= 0,20 + 0,5 = 0,70 \text{ jam} \\
q_p &= 0,278 \frac{C_p}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{0,70} = 0,27 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
Q_p &= q_p \times A = 0,27 \times 0,177 = 0,048 \text{ m}^3/\text{det} \\
&\text{(untuk hujan 1 mm / jam)}
\end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
Y &= Q / Q_p \\
X &= t / T_p \\
Y &= 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x} \\
\lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{0,048 \times 0,7}{1 \times 0,177} = 0,192 \\
a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
&= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
\end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.39.

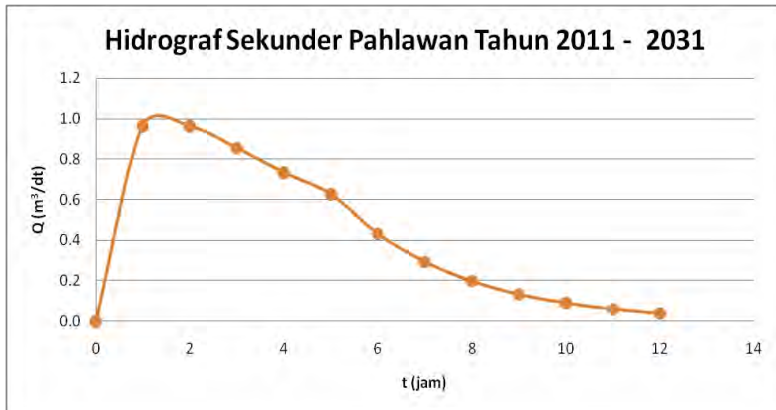
Tabel 4.39 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Sekunder Pahlawan Tahun 2011 - 2031

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				20.686	5.375	3.784	3.006	2.546	
0	0	0	0	0					0
1	1.422	0.965	0.047	0.966	0				1.0
2	2.845	0.714	0.035	0.714	0.251	0			1.0
3	4.267	0.494	0.024	0.495	0.186	0.177	0		0.9
4	5.689	0.337	0.016	0.337	0.129	0.131	0.140	0	0.7
5	7.112	0.228	0.011	0.228	0.088	0.090	0.104	0.119	0.6
6	8.534	0.154	0.007	0.154	0.059	0.062	0.072	0.088	0.4
7	9.956	0.103	0.005	0.103	0.040	0.042	0.049	0.061	0.3
8	11.379	0.069	0.003	0.070	0.027	0.028	0.033	0.041	0.2
9	12.801	0.047	0.002	0.047	0.018	0.019	0.022	0.028	0.1
10	14.223	0.031	0.002	0.031	0.012	0.013	0.015	0.019	0.1
11	15.646	0.021	0.001	0.021	0.008	0.009	0.010	0.013	0.1
12	17.068	0.014	0.001	0.014	0.005	0.006	0.007	0.009	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.39 dimasukkan nilai t, yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 20,686; 5,375; 3,784; 3,006; dan 2,546 mm. Sehingga kolom 5 = 20,686 x kolom 4. Kolom 6 = 5,375 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 6. Kolom 7 = 3,784 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 7. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.13 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.39.



Gambar 4.13 HSS Snyder - Alexejev Saluran Sekunder Pahlawan Tahun 2011 - 2031

4.2.2.12 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2011

Perhitungan debit banjir di saluran Primer Andan Wangi umumnya sama dengan perhitungan debit di saluran Primer Tikung. Perbedaan terletak pada nilai C yang digunakan untuk menghitung tinggi hujan efektif (Re). Nilai C untuk saluran Primer Andan Wangi tahun 2011 dapat dilihat pada tabel 4.21. Perhitungan tinggi hujan efektif dari saluran Primer Andan Wangi tahun 2011 dilihat pada tabel 4.40.

Tabel 4.40 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2011

Jam ke -	Koefisien Rt'	C	R ₂₄ (mm)	Re (mm)
1	0.585	0.3240	109.014	20.663
2	0.152			5.369
3	0.107			3.779
4	0.085			3.002
5	0.072			2.543

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.40, nilai Re saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t' = 0,32 \times 0,585 R_{24}$
 $= 0,32 \times 0,585 (109,014) = 20,663 \text{ mm}$
 Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (Re) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Parameter – parameter tersebut ialah :

$$\begin{aligned} C_t &= 0,08 \\ C_p &= 0,69 \\ L &= 1,94 \text{ km} \\ L_c &= 1,003 \text{ km} \\ A &= 1,216 \text{ km}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta H &= 0,003 \text{ km} \\
 S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,003}{1,94} = 0,0015 \\
 t_p &= Ct \left(\frac{L \times Lc}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{1,94 \times 1,003}{\sqrt{0,0015}} \right)^{0,38} \\
 &= 0,35 \text{ jam} \\
 t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,35}{5,5} = 0,064 \text{ jam} \\
 t_r &= 1 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
 T_p &= 0,35 + 0,5 = 0,85 \text{ jam} \\
 q_p &= 0,278 \frac{Cp}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{0,85} = 0,225 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
 Q_p &= q_p \times A = 0,225 \times 1,216 = 0,274 \text{ m}^3/\text{det} \\
 &\quad (\text{untuk hujan } 1 \text{ mm / jam})
 \end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
 Y &= Q / Q_p \\
 X &= t / T_p \\
 Y &= 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x} \\
 \lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{0,274 \times 0,85}{1 \times 1,216} = 0,192 \\
 a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
 &= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
 \end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.41.

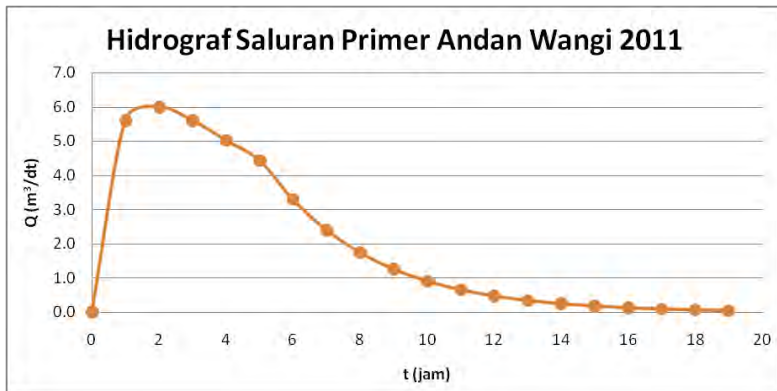
Tabel 4.41 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2011

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				20.663	5.369	3.779	3.002	2.543	
0	0	0	0	0					0
1	1.173	0.993	0.272	5.612	0				5.6
2	2.346	0.805	0.220	4.548	1.458	0			6.0
3	3.518	0.602	0.165	3.402	1.182	1.027	0		5.6
4	4.691	0.441	0.121	2.494	0.884	0.832	0.815	0	5.0
5	5.864	0.321	0.088	1.814	0.648	0.622	0.661	0.691	4.4
6	7.037	0.232	0.064	1.314	0.471	0.456	0.494	0.560	3.3
7	8.210	0.168	0.046	0.950	0.341	0.332	0.362	0.419	2.4
8	9.382	0.121	0.033	0.686	0.247	0.240	0.264	0.307	1.7
9	10.555	0.087	0.024	0.494	0.178	0.174	0.191	0.223	1.3
10	11.728	0.063	0.017	0.356	0.128	0.125	0.138	0.162	0.9
11	12.901	0.045	0.012	0.257	0.093	0.090	0.100	0.117	0.7
12	14.074	0.033	0.009	0.185	0.067	0.065	0.072	0.084	0.5
13	15.246	0.024	0.006	0.133	0.048	0.047	0.052	0.061	0.3
14	16.419	0.017	0.005	0.096	0.035	0.034	0.037	0.044	0.2
15	17.592	0.012	0.003	0.069	0.025	0.024	0.027	0.032	0.2
16	18.765	0.009	0.002	0.050	0.018	0.017	0.019	0.023	0.1
17	19.938	0.006	0.002	0.036	0.013	0.013	0.014	0.016	0.1
18	21.110	0.005	0.001	0.026	0.009	0.009	0.010	0.012	0.1
19	22.283	0.003	0.001	0.018	0.007	0.007	0.007	0.008	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.41 dimasukkan nilai t, yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 20,663; 5,369; 3,779; 3,002; dan 2,543 mm. Sehingga kolom 5 = 20,663 x kolom 4. Kolom 6 = 5,369 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 5. Kolom 7 = 3,779 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 5. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 = kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas.

Gambar 4.14 merupakan gambar hidrograf hasil dari perhitungan tabel 4.41.



Gambar 4.14 HSS Snyder - Alexejev Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2011

4.2.2.13 Perhitungan Debit Banjir di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2031

Perhitungan debit banjir di saluran Primer Andan Wangi tahun 2031 sama dengan perhitungan debit banjir di saluran Primer Andan Wangi tahun 2011. Perbedaan hanya terletak pada nilai koefisien pengaliran (C). Nilai C untuk saluran Primer Andan Wangi tahun 2031 dapat dilihat pada tabel 4.22. Perbedaan nilai C akan berpengaruh pada besarnya nilai tinggi hujan efektif (Re). Perhitungan tinggi hujan efektif untuk saluran Primer Andan Wangi dapat dilihat di tabel 4.42.

Tabel 4.42 Perhitungan Tinggi Hujan Efektif di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2031

Jam ke -	Koefisien Rt'	C	R ₂₄ (mm)	Re (mm)
1	0.585	0.3464	109.014	22.093
2	0.152			5.740
3	0.107			4.041
4	0.085			3.210
5	0.072			2.719

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.42, nilai Re saat jam ke -1 diperoleh dari persamaan : $C \times t' = 0,35 \times 0,585 R_{24}$
 $= 0,35 \times 0,585 (109,014) = 22,093 \text{ mm}$
 Begitu pula perhitungan pada jam – jam berikutnya.

Setelah nilai hujan efektif (Re) diketahui, maka langkah selanjutnya ialah menghitung parameter – parameter dari HSS Snyder – Alexejev. Perhitungan parameter Snyder – Alexejev di saluran Primer Andan Wangi tahun 2031 sama persis dengan paramater Snyder – Alexejev di saluran Primer Andan Wangi tahun 2011.

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.43.

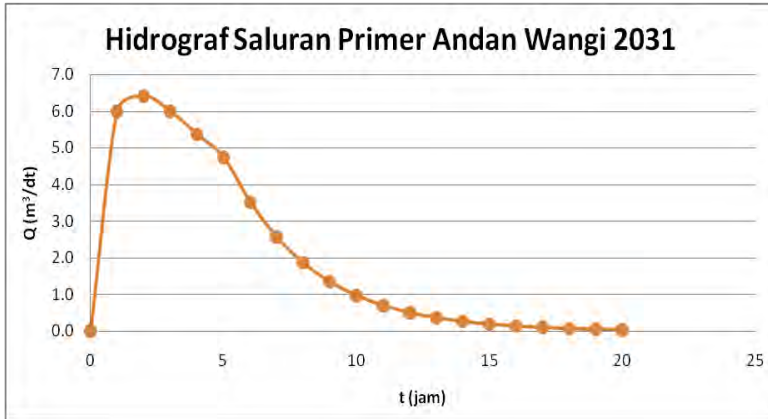
Tabel 4.43 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2031

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				22.093	5.740	4.041	3.210	2.719	
0	0	0	0	0					0
1	1.173	0.993	0.272	6.001	0				6.0
2	2.346	0.805	0.220	4.863	1.559	0			6.4
3	3.518	0.602	0.165	3.637	1.263	1.098	0		6.0
4	4.691	0.441	0.121	2.667	0.945	0.889	0.872	0	5.4
5	5.864	0.321	0.088	1.940	0.693	0.665	0.707	0.739	4.7
6	7.037	0.232	0.064	1.405	0.504	0.488	0.529	0.598	3.5
7	8.210	0.168	0.046	1.016	0.365	0.355	0.387	0.448	2.6
8	9.382	0.121	0.033	0.733	0.264	0.257	0.282	0.328	1.9
9	10.555	0.087	0.024	0.529	0.190	0.186	0.204	0.239	1.3
10	11.728	0.063	0.017	0.381	0.137	0.134	0.148	0.173	1.0
11	12.901	0.045	0.012	0.274	0.099	0.097	0.107	0.125	0.7
12	14.074	0.033	0.009	0.197	0.071	0.070	0.077	0.090	0.5
13	15.246	0.024	0.006	0.142	0.051	0.050	0.055	0.065	0.4
14	16.419	0.017	0.005	0.102	0.037	0.036	0.040	0.047	0.3
15	17.592	0.012	0.003	0.074	0.027	0.026	0.029	0.034	0.2
16	18.765	0.009	0.002	0.053	0.019	0.019	0.021	0.024	0.1
17	19.938	0.006	0.002	0.038	0.014	0.013	0.015	0.017	0.1
18	21.110	0.005	0.001	0.027	0.010	0.010	0.011	0.013	0.1
19	22.283	0.003	0.001	0.020	0.007	0.007	0.008	0.009	0.1
20	23.456	0.002	0.001	0.014	0.005	0.005	0.006	0.007	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Cara perhitungan hidrograf Snyder – Alexejev di saluran Primer Andan Wangi tahun 2031 sama dengan cara perhitungan hidrograf Snyder – Alexejev di saluran Primer Andan Wangi tahun 2011.

Gambar hidrograf hasil perhitungan tabel 4.43 dapat dilihat pada gambar 4.15.



Gambar 4.15 HSS Snyder - Alexejev Saluran Primer Andan Wangi Tahun 2031

4.3 Analisa Hidrolika

Analisa Hidrolika ialah analisa kapasitas penampang saluran terhadap debit banjir yang terjadi. Selain itu analisa hidrolika ialah analisa yang dilakukan terhadap bangunan – bangunan air seperti waduk dan pintu air. Analisa Hidrolika dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui kemampuan penampang Kali Dapur dalam menampung debit banjir.

Analisa Hidrolika pada tugas akhir ini dibagi menjadi 5, yaitu :

1. Analisa *Routing* Debit Banjir di Waduk Jotosanur
2. Analisa Kapasitas Waduk Rancang
3. Analisa Penampang Eksisting Kali Dapur
4. Analisa Penampang Normalisasi Kali Dapur
5. Analisa Penampang Normalisasi Kali Dapur Setelah Adanya Boezem

Analisa penampang normalisasi tidak perlu dilakukan apabila penampang eksisting Kali Dapur mampu menampung debit banjir yang terjadi. Namun, apabila penampang eksisting ternyata belum mampu menampung debit banjir, maka perlu dilakukan normalisasi. Pada tugas akhir ini, analisa hidrolika / analisa penampang Kali Dapur dilakukan dengan menggunakan program bantu Hec – Ras.

4.3.1 Analisa *Routing* Debit Banjir di Waduk Jotosanur

Hal pertama yang dilakukan untuk melakukan *routing* debit banjir ialah mengetahui kapasitas tampung dari waduk Jotosanur. Untuk mengetahui kapasitas tampung waduk Jotosanur, diperlukan data kontur topografi dari waduk Jotosanur. Kontur dari waduk Jotosanur dapat dilihat pada gambar 4.16.



Gambar 4.16 Kontur Waduk Jotosanur

Dari gambar 4.16, dapat diketahui bahwa elevasi terendah waduk Jotosanur ialah 7,2 m. Sedangkan elevasi tertinggi waduk Jotosanur ialah 11,6 m.

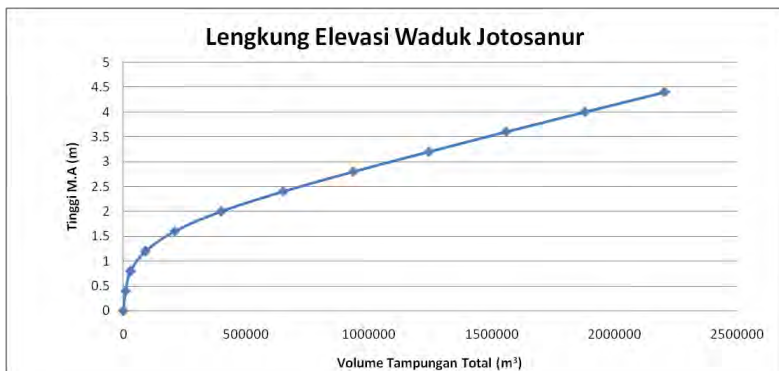
Setelah data kontur diperoleh, langkah selanjutnya ialah menghitung volume kapasitas dari waduk Jotosanur berdasarkan kontur yang tersedia. Perhitungan volume tampung waduk Jotosanur dapat dilihat pada tabel 4.44.

Tabel 4.44 Perhitungan Volume Tampung Waduk Jotosanur

Elevasi	Tinggi M.A	Luas Kolam	Volume Tampung Waduk	Volume Tampung Waduk Kumulatif
(m)	(m)	(m ²)	(m ³)	(m ³)
7.2	0	0	0	0
7.6	0.4	23641.15	9456.46	9456.5
8	0.8	49720.12	19888.05	29344.50965
8.4	1.2	154781.25	61912.50	91257.00915
8.8	1.6	298807.90	119523.16	210780.1706
9.2	2	471822.62	188729.05	399509.2178
9.6	2.4	631596.75	252638.70	652147.9187
10	2.8	715832.30	286332.92	938480.8381
10.4	3.2	767579.47	307031.79	1245512.626
10.8	3.6	785182.67	314073.07	1559585.693
11.2	4	802537.19	321014.87	1880600.568
11.6	4.4	813559.06	325423.62	2206024.192

Sumber : Hasil Perhitungan

Jika dilihat pada tabel 4.44, waduk Jotosanur memiliki kapasitas tampung total sebesar 2.206.024,19 m³. Setelah volume tampung diperoleh, maka dibuat grafik hubungan antara elevasi muka air dengan volume tampung waduk seperti yang tampak pada gambar 4.17.



Gambar 4.17 Grafik Lengkung Elevasi Muka Air dengan Volume Waduk Tampung

Gambar 4.17 merupakan grafik hasil perhitungan dari tabel 4.44 yang menghubungkan antara tinggi muka air dengan volume tampung waduk. Setelah grafik lengkung elevasi diketahui, langkah selanjutnya ialah mengitung debit pintu air. Perhitungan debit pintu menggunakan aliran tak tenggelam dengan bukaan pintu maksimal 0,6 m. Perhitungan debit pintu waduk Jotosanur dapat dilihat pada tabel 4.45.

Tabel 4.45 Perhitungan Debit Pintu

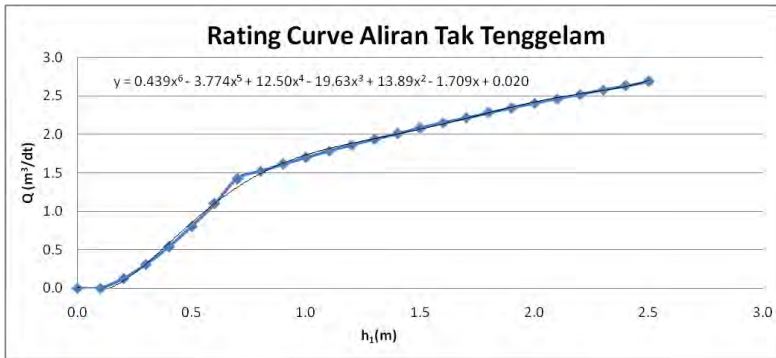
h_1 (m)	μ	b (m)	a (m)	$\sqrt{2 g h_1}$	Q (m^3/dt)
2.5	0.8	0.8	0.6	7.00	2.688
2.4	0.8	0.8	0.6	6.86	2.634
2.3	0.8	0.8	0.6	6.71	2.578
2.2	0.8	0.8	0.6	6.57	2.522
2.1	0.8	0.8	0.6	6.42	2.464
2	0.8	0.8	0.6	6.26	2.404
1.9	0.8	0.8	0.6	6.10	2.343
1.8	0.8	0.8	0.6	5.94	2.281
1.7	0.8	0.8	0.6	5.77	2.217
1.6	0.8	0.8	0.6	5.60	2.150
1.5	0.8	0.8	0.6	5.42	2.082
1.4	0.8	0.8	0.6	5.24	2.012
1.3	0.8	0.8	0.6	5.05	1.938

h_1 (m)	μ	b (m)	a (m)	$\sqrt{2 g h_1}$	Q (m^3/dt)
1.2	0.8	0.8	0.6	4.85	1.862
1.1	0.8	0.8	0.6	4.64	1.783
1	0.8	0.8	0.6	4.43	1.700
0.9	0.8	0.8	0.6	4.20	1.613
0.8	0.8	0.8	0.6	3.96	1.521
0.7	0.8	0.8	0.6	3.70	1.422
0.6	0.8	0.8	0.5	3.43	1.097
0.5	0.8	0.8	0.4	3.13	0.801
0.4	0.8	0.8	0.3	2.80	0.538
0.3	0.8	0.8	0.2	2.42	0.310
0.2	0.8	0.8	0.1	1.98	0.127
0.1	0.8	0.8	0	1.40	0.000
0	0.8	0.8	0	0.00	0.000

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.45, Kolom h_1 ialah tinggi muka air di depan pintu. Sedangkan kolom μ ialah nilai koefisien debit untuk bukaan di bawah permukaan dengan kehilangan tinggi energi kecil sehingga nilai $\mu = 0,8$. Sedangkan kolom b ialah lebar pintu waduk yaitu sebesar 0,8 m. Kolom a ialah tinggi bukaan pintu. Kemudian nilai g yang digunakan ialah sebesar $9,8 \text{ m/dt}^2$. Sehingga diperoleh kolom $Q = \mu \times a \times b \sqrt{2 g h_1}$. Misal pada saat $h_1 = 2,5 \text{ m}$, maka nilai $Q = 0,8 \times 0,6 \times 0,8 \sqrt{2 \times 9,8 \times 2,5} = 2,688 \text{ m}^3/dt$.

Dari perhitungan pada tabel 4.45, dibuat grafik *rating curve* yaitu grafik hubungan antara tinggi muka air (h_1) dan debit pintu (Q) seperti yang tampak pada gambar 4.18.



Gambar 4.18 *Rating Curve* Aliran Tak Tenggelam

Setelah *rating curve* diperoleh, maka dapat dihitung *routing* debit di waduk Jotosanur. Perhitungan *routing* debit di waduk Jotosanur dapat dilihat pada tabel 4.46.

Tabel 4.46 Perhitungan *Routing* Waduk Jotosanur

t (jam)	Q _{in} (m ³ /dt)	Vol. masuk (m ³)	Vol. masuk kumulatif (m ³)	a (m)	Q _{pintu} (m ³ /dt)	Vol. keluar (m ³)	Vol. keluar kumulatif (m ³)	Vol. tampungan (m ³)	Elev. M.A (m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	29.9	107700.79	107700.79	0	0	0	0	107700.79	1.3
2	32.2	111835.55	219536.34	0	0	0.0	0.0	219536.34	1.6
3	30.2	112416.78	331953.12	0	0	0.0	0.0	331953.12	1.9
4	27.2	103412.56	435365.68	0	0	0.0	0.0	435365.68	2.1
5	24.1	92396.43	527762.11	0	0	0.0	0.0	527762.11	2.2
6	18.1	75929.83	603691.95	0	0	0.0	0.0	603691.95	2.3
7	13.3	56437.75	660129.69	0	0	0.0	0.0	660129.69	2.4
8	9.7	41430.99	701560.68	0	0	0.0	0.0	701560.68	2.5
9	7.1	30291.02	731851.71	0	0	0.0	0.0	731851.71	2.5
10	5.2	22107.71	753959.41	0	0	0.0	0.0	753959.41	2.5
11	3.8	16122.21	770081.62	0	0	0.0	0.0	770081.62	2.6
12	2.8	11753.19	781834.81	0	0	0.0	0.0	781834.81	2.6
13	2.0	8567.31	790402.12	0	0	0.0	0.0	790402.12	2.6
14	1.5	6245.26	796647.38	0	0	0.0	0.0	796647.38	2.6
15	1.1	4553.13	801200.50	0	0	0.0	0.0	801200.50	2.6
16	0.8	3320.03	804520.54	0	0	0.0	0.0	804520.54	2.6
17	0.5	2364.23	806884.77	0	0	0.0	0.0	806884.77	2.6
18	0.4	1670.62	808555.40	0	0	0.0	0.0	808555.40	2.6
19	0.3	1224.17	809779.56	0	0	0.0	0.0	809779.56	2.6
20	0.2	896.92	810676.48	0	0	0.0	0.0	810676.48	2.6

21	0.2	657.09	811333.57	0	0	0.0	0.0	811333.57	2.6
22	0.1	481.35	811814.92	0	0	0.0	0.0	811814.92	2.6
23	0.1	352.59	812167.50	0	0	0.0	0.0	812167.50	2.6
24	0.1	258.26	812425.76	0	0	0.0	0.0	812425.76	2.6
25	0.0	189.15	812614.91	0	0	0.0	0.0	812614.91	2.6
26	0	79.97	812694.88	0.6	2.935	5283.63	5283.63	807411.25	2.6
27	0	0.0	812694.88	0.6	2.920	10539.82	15823.45	796871.43	2.6
28	0	0.0	812694.88	0.6	2.891	10460.16	26283.61	786411.27	2.6
29	0	0.0	812694.88	0.6	2.865	10360.33	36643.94	776050.94	2.6
30	0	0.0	812694.88	0.6	2.841	10269.36	46913.29	765781.59	2.6
31	0	0.0	812694.88	0.6	2.819	10186.48	57099.78	755595.10	2.5
32	0	0.0	812694.88	0.6	2.799	10110.90	67210.67	745484.21	2.5
33	0	0.0	812694.88	0.6	2.780	10041.85	77252.53	735442.35	2.5
34	0	0.0	812694.88	0.6	2.763	9978.70	87231.22	725463.66	2.5
35	0	0.0	812694.88	0.6	2.748	9920.83	97152.05	715542.83	2.5
36	0	0.0	812694.88	0.6	2.734	9867.70	107019.75	705675.13	2.5
37	0	0.0	812694.88	0.6	2.721	9818.83	116838.58	695856.30	2.5
38	0	0.0	812694.88	0.6	2.709	9773.77	126612.36	686082.53	2.4
39	0	0.0	812694.88	0.6	2.698	9732.10	136344.46	676350.42	2.4
40	0	0.0	812694.88	0.6	2.687	9693.46	146037.92	666656.96	2.4
41	0	0.0	812694.88	0.6	2.678	9657.50	155695.42	656999.46	2.4
42	0	0.0	812694.88	0.6	2.669	9623.90	165319.32	647375.56	2.4
43	0	0.0	812694.88	0.6	2.660	9591.40	174910.72	637784.16	2.4
44	0	0.0	812694.88	0.6	2.651	9558.90	184469.62	628225.26	2.4
45	0	0.0	812694.88	0.6	2.642	9527.32	193996.95	618697.93	2.3
46	0	0.0	812694.88	0.6	2.634	9497.40	203494.35	609200.53	2.3
47	0	0.0	812694.88	0.6	2.626	9468.85	212963.20	599731.68	2.3
48	0	0.0	812694.88	0.6	2.619	9441.42	222404.62	590290.26	2.3
49	0	0.0	812694.88	0.6	2.612	9414.86	231819.48	580875.40	2.3
50	0	0.0	812694.88	0.6	2.604	9388.95	241208.43	571486.45	2.3
51	0	0.0	812694.88	0.6	2.597	9363.52	250571.95	562122.93	2.3
52	0	0.0	812694.88	0.6	2.591	9338.38	259910.33	552784.55	2.2
53	0	0.0	812694.88	0.6	2.584	9313.38	269223.71	543471.17	2.2
54	0	0.0	812694.88	0.6	2.577	9288.39	278512.11	534182.77	2.2
55	0	0.0	812694.88	0.6	2.570	9263.29	287775.39	524919.49	2.2
56	0	0.0	812694.88	0.6	2.563	9237.97	297013.36	515681.52	2.2
57	0	0.0	812694.88	0.6	2.555	9212.34	306225.71	506469.17	2.2
58	0	0.0	812694.88	0.6	2.548	9186.33	315412.04	497282.84	2.2
59	0	0.0	812694.88	0.6	2.541	9159.88	324571.92	488122.96	2.1
60	0	0.0	812694.88	0.6	2.533	9132.93	333704.85	478990.03	2.1
61	0	0.0	812694.88	0.6	2.525	9105.43	342810.29	469884.59	2.1
62	0	0.0	812694.88	0.6	2.518	9077.37	351887.66	460807.22	2.1
63	0	0.0	812694.88	0.6	2.510	9048.71	360936.37	451758.51	2.1
64	0	0.0	812694.88	0.6	2.501	9019.45	369955.82	442739.06	2.1
65	0	0.0	812694.88	0.6	2.493	8989.57	378945.39	433749.49	2.1
66	0	0.0	812694.88	0.6	2.484	8959.08	387904.48	424790.40	2.0
67	0	0.0	812694.88	0.6	2.476	8927.99	396832.47	415862.41	2.0
68	0	0.0	812694.88	0.6	2.467	8896.31	405728.78	406966.10	2.0
69	0	0.0	812694.88	0.6	2.458	8864.05	414592.83	398102.05	2.0
70	0	0.0	812694.88	0.6	2.448	8830.35	423423.18	389271.70	2.0
71	0	0.0	812694.88	0.6	2.435	8790.34	432213.52	380481.36	2.0
72	0	0.0	812694.88	0.6	2.423	8744.78	440958.30	371736.58	1.9
73	0	0.0	812694.88	0.6	2.410	8698.41	449656.71	363038.17	1.9
74	0	0.0	812694.88	0.6	2.397	8651.34	458308.05	354386.83	1.9
75	0	0.0	812694.88	0.6	2.383	8603.67	466911.72	345783.16	1.9

76	0	0.0	812694.88	0.6	2.370	8555.49	475467.21	337227.67	1.9
77	0	0.0	812694.88	0.6	2.356	8506.89	483974.10	328720.78	1.8
78	0	0.0	812694.88	0.6	2.343	8457.99	492432.09	320262.79	1.8
79	0	0.0	812694.88	0.6	2.329	8408.87	500840.96	311853.92	1.8
80	0	0.0	812694.88	0.6	2.315	8359.64	509200.60	303494.28	1.8
81	0	0.0	812694.88	0.6	2.302	8310.40	517511.00	295183.88	1.8
82	0	0.0	812694.88	0.6	2.288	8261.22	525772.22	286922.66	1.8
83	0	0.0	812694.88	0.6	2.274	8212.20	533984.42	278710.46	1.7
84	0	0.0	812694.88	0.6	2.261	8163.42	542147.85	270547.03	1.7
85	0	0.0	812694.88	0.6	2.247	8114.96	550262.81	262432.07	1.7
86	0	0.0	812694.88	0.6	2.234	8066.88	558329.69	254365.19	1.7
87	0	0.0	812694.88	0.6	2.221	8019.25	566348.93	246345.95	1.7
88	0	0.0	812694.88	0.6	2.208	7972.12	574321.06	238373.82	1.7
89	0	0.0	812694.88	0.6	2.195	7925.56	582246.62	230448.26	1.6
90	0	0.0	812694.88	0.6	2.182	7879.59	590126.20	222568.68	1.6
91	0	0.0	812694.88	0.6	2.170	7834.26	597960.47	214734.41	1.6
92	0	0.0	812694.88	0.6	2.158	7789.61	605750.07	206944.81	1.6
93	0	0.0	812694.88	0.6	2.142	7739.47	613489.55	199205.33	1.6
94	0	0.0	812694.88	0.6	2.123	7677.89	621167.44	191527.44	1.5
95	0	0.0	812694.88	0.6	2.105	7611.57	628779.01	183915.87	1.5
96	0	0.0	812694.88	0.6	2.088	7547.06	636326.07	176368.81	1.5

Sumber : Hasil Perhitungan

Jika dilihat pada tabel 4.46, Q in adalah debit yang masuk ke dalam waduk. Dikarenakan waduk Jotosanur menerima *inflow* dari saluran Primer Tikung dan saluran Primer Mantup, maka nilai Q in ialah penjumlahan dari debit di saluran Primer Tikung dan saluran Primer Mantup.

Kemudian volume masuk diperoleh dari luasan area dari data debit masuk (Q in). Misal pada jam ke 2, perhitungan volume dilakukan dengan menggunakan luas trapesium yaitu $(29,9+32,2) \times 3600 / 2 = 111.835,55 \text{ m}^3$. Volume masuk kumulatif ialah penjumlahan volume masuk dari jam ke – 0 hingga jam ke – n.

Kolom a ialah bukaan pintu. Jika dilihat pada tabel 4.46. Pintu waduk baru dibuka pada jam ke – 26. Hal ini dimaksudkan untuk mengoptimalkan fungsi waduk yaitu menampung debit limpasan hingga elevasi maksimal yang mampu ditampung oleh waduk.

Lalu Q pintu ialah debit yang dikeluarkan oleh waduk Jotosanur akibat pintu yang telah dibuka. Nilai Q pintu diperoleh dari rumus regresi yang diperoleh dari gambar 4.18. Rumus regresi ialah $y = 0.439x^6 - 3.774x^5 + 12.50x^4 - 19.63x^3 + 13.89x^2 - 1.709x + 0.020$. Dimana x ialah elevasi muka air di depan pintu, sedangkan y ialah debit pintu yang dicari.

Kemudian volume keluar diperoleh dari luasan area dari data debit yang keluar dari waduk (Q pintu). Misal pada jam ke 27, perhitungan volume dilakukan dengan menggunakan luas trapesium yaitu $(2,935+2,920) \times 3600 / 2 = 10.539,82 \text{ m}^3$. Volume keluar kumulatif ialah penjumlahan volume keluar dari jam ke -0 hingga jam ke $-n$.

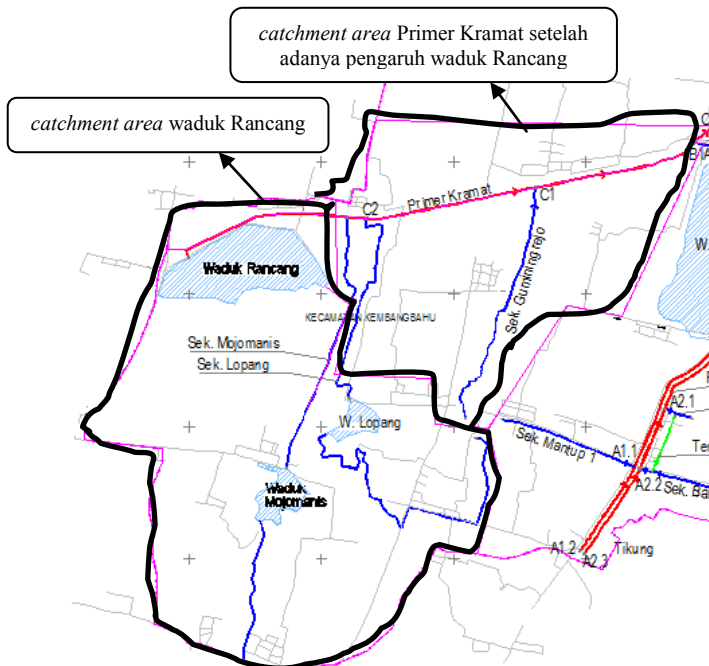
Volume tampungan ialah selisih dari volume masuk kumulatif dengan volume keluar kumulatif. Kemudian elevasi muka air diperoleh berdasarkan besarnya volume tampungan. Besarnya nilai elevasi muka air berdasarkan volume tampungan yang ada dapat dicocokkan pada gambar 4.17.

Nilai Q pintu yang ada pada tabel 4.46 akan digunakan sebagai data masukan di bagian hulu pada program bantu Hec – Ras.

4.3.2 Analisa Kapasitas Waduk Rancang

Waduk Rancang berfungsi untuk membantu saluran Primer Kramat dalam menampung debit banjir. Jika pada perhitungan sebelumnya pada tabel 4.29, saluran Primer Kramat memiliki *catchment area* sebesar $11,476 \text{ km}^2$. Maka dengan adanya waduk Rancang, *catchment area* saluran Primer Kramat berkurang menjadi $4,691 \text{ km}^2$. Hal ini disebabkan adanya pengaruh waduk Rancang yang memiliki *catchment area* sebesar $6,785 \text{ km}^2$.

Catchment area waduk Rancang dan Primer Kramat setelah adanya pengaruh waduk Rancang dapat dilihat pada gambar 4.19.



Gambar 4.19 *Catchment Area* Waduk Rancang dan Saluran Primer Kramat Setelah Adanya Pengaruh Waduk Rancang

Langkah pertama ialah menghitung volume limpasan total di *catchment area* waduk Rancang. Untuk mendapatkan volume limpasan dilakukan perhitungan debit terlebih dahulu dengan menggunakan HSS Snyder – Alexejev di saluran Sekunder Mojomanis. Dikarenakan saluran Sekunder Mojomanis terdapat di *catchment area* Primer Kramat, maka perhitungan tinggi hujan tiap jam dan koefisien pengaliran Sekunder Mojomanis disamakan dengan di saluran Primer Kramat.

Parameter – parameter hidrograf Snyder saluran Sekunder Mojomanis ialah :

$$\begin{aligned}
 C_t &= 0,08 \\
 C_p &= 0,69 \\
 L &= 1,552 \text{ km} \\
 L_c &= 1,082 \text{ km} \\
 A &= 6,785 \text{ km}^2 \\
 \Delta H &= 0,003 \text{ km} \\
 S &= \frac{\Delta H}{L} = \frac{0,003}{1,552} = 0,0019 \\
 t_p &= C_t \left(\frac{L \times L_c}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} = 0,08 \left(\frac{1,55 \times 1,082}{\sqrt{0,0019}} \right)^{0,38} \\
 &= 0,319 \text{ jam} \\
 t_e &= \frac{t_p}{5,5} = \frac{0,319}{5,5} = 0,058 \text{ jam} \\
 t_r &= 1 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

Karena $t_e < t_r$ maka $T_p = t_p + 0,5$

$$\begin{aligned}
 T_p &= 0,319 + 0,5 = 0,819 \text{ jam} \\
 q_p &= 0,278 \frac{C_p}{T_p} = 0,278 \frac{0,69}{0,82} = 0,234 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2 \\
 Q_p &= q_p \times A = 0,234 \times 6,785 = 1,588 \text{ m}^3/\text{det} \\
 &\text{(untuk hujan 1 mm / jam)}
 \end{aligned}$$

Ordinat – ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan Alexejev, yaitu :

$$\begin{aligned}
 Y &= Q / Q_p \\
 X &= t / T_p \\
 Y &= 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x} \\
 \lambda &= \frac{Q_p T_p}{h A} = \frac{1,588 \times 0,82}{1 \times 6,785} = 0,192 \\
 a &= 1,32 \lambda^2 + 0,15 \lambda + 0,045 \\
 &= 1,32 (0,192)^2 + 0,15 (0,192) + 0,045 = 0,122
 \end{aligned}$$

Setelah parameter – parameter Snyder – Alexejev diperoleh maka dilakukan perhitungan dalam bentuk tabel. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.47.

Tabel 4.47 Perhitungan Volume Limpasan Sekunder Mojomanis Tahun 2011 - 2031

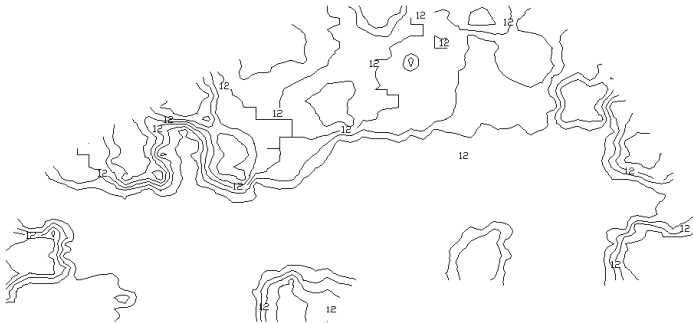
t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)	Vol (m ³)	V. Kum (m ³)
				17.796	4.624	3.255	2.586	2.190			
0	0	0	0	0					0	0	0
1	1.220	0.989	1.571	27.95	0				28.0	50314.5	50314.5
2	2.441	0.787	1.250	22.24	7.26	0			29.5	103427.7	153742.2
3	3.661	0.580	0.921	16.39	5.78	5.11	0		27.3	102223.8	255966.0
4	4.882	0.419	0.666	11.85	4.26	4.07	4.06	0	24.2	92737.2	348703.2
5	6.102	0.301	0.478	8.50	3.08	3.00	3.23	3.44	21.2	81871.9	430575.2
6	7.323	0.215	0.341	6.07	2.21	2.17	2.38	2.74	15.6	66265.9	496841.1
7	8.543	0.153	0.243	4.33	1.58	1.55	1.72	2.02	11.2	48181.6	545022.7
8	9.764	0.109	0.173	3.08	1.12	1.11	1.23	1.46	8.0	34581.0	579603.7
9	10.984	0.078	0.123	2.19	0.80	0.79	0.88	1.05	5.7	24704.8	604308.5
10	12.205	0.055	0.088	1.56	0.57	0.56	0.63	0.75	4.1	17608.4	621916.9
11	13.425	0.039	0.062	1.11	0.41	0.40	0.45	0.53	2.9	12533.5	634450.4
12	14.646	0.028	0.044	0.79	0.29	0.29	0.32	0.38	2.1	8913.4	643363.8
13	15.866	0.020	0.031	0.56	0.20	0.20	0.23	0.27	1.5	6335.1	649698.9
14	17.087	0.014	0.022	0.40	0.15	0.14	0.16	0.19	1.0	4500.7	654199.7
15	18.307	0.010	0.016	0.28	0.10	0.10	0.11	0.14	0.7	3196.4	657396.1
16	19.528	0.007	0.011	0.20	0.07	0.07	0.08	0.10	0.5	2269.6	659665.7
17	20.748	0.005	0.008	0.14	0.05	0.05	0.06	0.07	0.4	1611.2	661276.8
18	21.969	0.004	0.006	0.10	0.04	0.04	0.04	0.05	0.3	1143.6	662420.4
19	23.189	0.003	0.004	0.07	0.03	0.03	0.03	0.03	0.2	811.6	663232.0
20	24.410	0.002	0.003	0.05	0.02	0.02	0.02	0.02	0.1	575.9	663807.9
21	25.630	0.001	0.002	0.04	0.01	0.01	0.01	0.02	0.1	408.7	664216.5
22	26.851	0.001	0.001	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1	289.9	664506.5
23	28.071	0.001	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.0	205.7	664712.2

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada kolom 1 tabel 4.47 dimasukkan nilai t, yaitu periode hidrograf dengan selang 1 jam. Kolom 2 adalah $X = t/T_p$. Kolom 3 dimasukkan nilai $Y = 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x}$. Kolom 4 merupakan nilai $Q = Y \times Q_p$. Terdapat 5 buah hujan efektif dalam perhitungan ini yaitu 17,796; 4,624; 3,255; 2,586; dan 2,19 mm. Sehingga kolom 5 = 17,796 x kolom 4. Kolom 6 = 4,624 x kolom 4 yang digeser 1 jam dari kolom 6. Kolom 7 = 3,255 x kolom 4 yang digeser 2 jam dari kolom 7. Dan begitu seterusnya hingga kolom 9. Kolom 10 =

kolom 5 + kolom 6 + kolom 7 + kolom 8 + kolom 9, merupakan hidrograf total akibat kelima hujan di atas. Kolom 11 merupakan volume yang diperoleh dari luasan area hidrograf tiap jam. Sedangkan Kolom 12 ialah volume kumulatif yaitu penjumlahan volume dari jam ke – 0 hingga jam ke – 23.

Dari tabel 4.47 diketahui bahwa volume total yang perlu ditampung waduk Rancang ialah sebesar $664.712,2 \text{ m}^3$. Setelah volume total yang perlu ditampung, maka selanjutnya dihitung kapasitas tampung dari waduk Rancang. Untuk menghitung kapasitas tampung, diperlukan data topografi kontur di daerah waduk Rancang. Kontur waduk Rancang dapat dilihat pada gambar 4.20.



Gambar 4.20 Kontur Waduk Rancang

Dari gambar 4.20, dapat diketahui bahwa elevasi terendah waduk Rancang ialah 8,8 m. Sedangkan elevasi tertinggi waduk Jotosanur ialah 14,4 m.

Setelah data kontur diperoleh, langkah selanjutnya ialah menghitung volume kapasitas dari waduk Rancang berdasarkan kontur yang tersedia. Perhitungan volume tampung waduk Rancang dapat dilihat pada tabel 4.48.

Tabel 4.48 Perhitungan Volume Tampung Waduk Rancang

Elevasi	Tinggi M.A	Luas Kolam	Volume Tampung	Volume Tampung
(m)	(m)	(m ²)	(m ³)	(m ³)
8.8	0	0	0	0
9.6	0.8	6091.25	4873.0026	4873.00262
10.4	1.6	117043	93634.343	98507.3451
11.2	2.4	256169	204935	303442.344
12	3.2	327760	262208.12	565650.465
12.8	4	397896	318317.08	883967.541
13.6	4.8	442474	353979.33	1237946.87
14.4	5.6	461113	368890.74	1606837.6

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel 4.48, diketahui bahwa volume tampung waduk Rancang sebesar 1.606.837 m³. Dengan volume tampung tersebut, maka waduk Rancang mampu menerima volume limpasan dari saluran Sekunder Mojomanis yaitu sebesar 664.712,2 m³. Oleh karena itu, waduk Rancang mampu membantu mengurangi beban saluran Primer Kramat dalam menampung debit banjir. Perhitungan hidrograf saluran Primer Kramat setelah adanya pengaruh waduk Rancang dapat dilihat pada tabel 4.49.

Tabel 4.49 Perhitungan Hidrograf Snyder-Alexejev di Saluran Primer Kramat Tahun 2011 – 2031 Setelah Adanya Pengaruh Waduk Rancang

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				17.796	4.624	3.255	2.586	2.190	
0	0	0	0	0					0
1	0.843	0.992	0.641	11.411	0				11.4
2	1.685	0.925	0.598	10.637	2.96	0			13.6
3	2.528	0.771	0.498	8.870	2.76	2.09	0		13.7
4	3.371	0.625	0.404	7.193	2.30	1.95	1.66	0	13.1
5	4.213	0.501	0.324	5.769	1.87	1.62	1.55	1.40	12.2

6	5.056	0.400	0.259	4.601	1.50	1.32	1.29	1.31	10.0
7	5.898	0.318	0.206	3.658	1.20	1.06	1.05	1.09	8.0
8	6.741	0.252	0.163	2.902	0.95	0.84	0.84	0.89	6.4
9	7.584	0.200	0.129	2.300	0.75	0.67	0.67	0.71	5.1
10	8.426	0.158	0.102	1.820	0.60	0.42	0.42	0.45	3.7
11	9.269	0.125	0.081	1.440	0.47	0.33	0.33	0.36	2.9
12	10.112	0.099	0.064	1.139	0.37	0.33	0.26	0.28	2.4
13	10.954	0.078	0.051	0.900	0.30	0.26	0.26	0.22	1.9
14	11.797	0.062	0.040	0.711	0.23	0.21	0.21	0.22	1.6
15	12.640	0.049	0.032	0.562	0.18	0.16	0.17	0.18	1.3
16	13.482	0.039	0.025	0.444	0.15	0.13	0.13	0.14	1.0
17	14.325	0.030	0.020	0.350	0.12	0.10	0.10	0.11	0.8
18	15.168	0.024	0.016	0.277	0.09	0.08	0.08	0.09	0.6
19	16.010	0.019	0.012	0.218	0.07	0.06	0.06	0.07	0.5
20	16.853	0.015	0.010	0.172	0.06	0.05	0.05	0.05	0.4
21	17.695	0.012	0.008	0.136	0.04	0.04	0.04	0.04	0.3
22	18.538	0.009	0.006	0.107	0.04	0.03	0.03	0.03	0.2
23	19.381	0.007	0.005	0.085	0.03	0.02	0.03	0.03	0.2
24	20.223	0.006	0.004	0.067	0.02	0.02	0.02	0.02	0.1
25	21.066	0.005	0.003	0.053	0.02	0.02	0.02	0.02	0.1
26	21.909	0.004	0.002	0.042	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1
27	22.751	0.003	0.002	0.033	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1
28	23.594	0.002	0.001	0.026	0.01	0.01	0.01	0.01	0.1
29	24.437	0.002	0.001	0.020	0.01	0.01	0.01	0.01	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Cara perhitungan pada tabel 4.49 sama dengan perhitungan pada tabel 4.29, perbedaan hanya terletak pada besaran *catchment area*. Pada tabel 4.49, perhitungan menggunakan *catchment area* sebesar 4,691 km². Untuk perhitungan waduk Rancang tidak dilakukan *routing* seperti di waduk Jotosanur. Perhitungan hanya dilakukan untuk mengetahui kapasitas waduk Rancang dalam menerima limpasan debit.

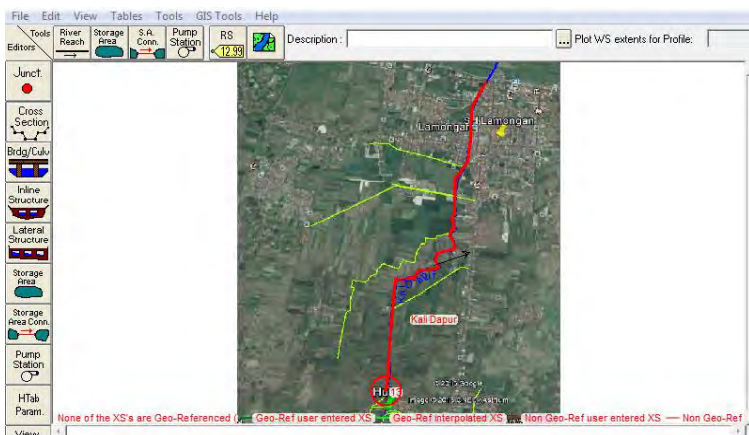
4.3.3 Analisa Penampang Eksisting Kali Dapur

Analisa penampang eksisting menggunakan program bantu Hec – Ras dilakukan dengan memasukkan data *cross section* beserta data debit banjir yang telah dihitung sebelumnya dengan menggunakan metode Snyder – Alexejev.

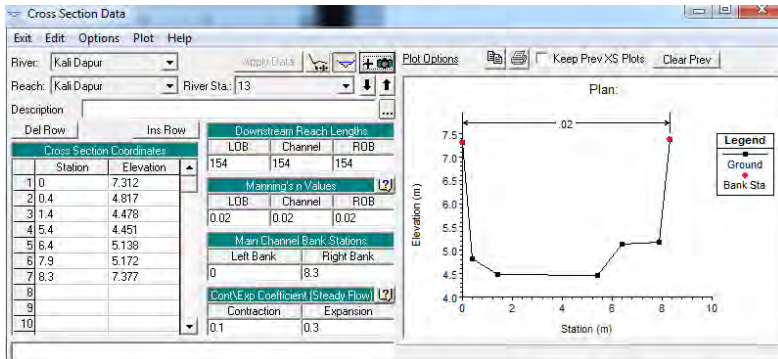
Terdapat dua data debit yang dihitung sebelumnya yaitu data debit pada tahun 2011 dan data debit pada tahun 2031. Dikarenakan perencanaan sistem drainase yang dilakukan berdasarkan perkembangan Kota Lamongan, maka data yang dimasukkan dalam program bantu Hec – Ras ialah data debit pada tahun 2031.

Proses perhitungan pada program bantu Hec – Ras dilakukan dengan menggunakan simulasi aliran tidak tetap (*unsteady flow*). Hal ini dikarenakan debit yang mengalir dari hulu hingga hilir berubah menurut satuan waktu.

Dalam menggunakan Hec – Ras, langkah pertama yang dilakukan ialah menggambar panjang sungai seperti yang tampak pada gambar 4.21. Langkah selanjutnya ialah memasukkan data *cross section* seperti yang tampak pada gambar 4.22. Penamaan *cross section* pada Hec – Ras diurutkan mulai dari RS 17 hingga RS 1, dimana RS 17 merupakan nama *cross section* di bagian hulu Kali Dapur. Sedangkan RS 1 merupakan nama *cross section* di bagian hilir Kali Dapur.



Gambar 4.21 Menggambar Panjang Sungai



Gambar 4.22 Masukan Data *Cross Section* pada RS 13

Setelah data cross section dimasukkan, langkah berikutnya ialah memasukkan data debit banjir dari hidrograf yang telah dihitung sebelumnya. Data debit banjir dimasukkan pada menu *unsteady flow data*. Pada menu *unsteady flow data*, terdapat dua kondisi yaitu kondisi batas (*boundary conditions*) dan kondisi awal (*initial conditions*).

Kondisi batas (*boundary conditions*) diperlukan untuk menetapkan permukaan air pada hulu dan hilir dari sistem sungai. Terdapat berbagai macam kondisi batas yang dapat digunakan yaitu :

1. *Flow Hydrograph*

Kondisi batas yang memerlukan data debit banjir. Kondisi batas ini dapat digunakan di hulu maupun di hilir.

2. *Stage Hydrograph*

Kondisi batas yang memerlukan data tinggi muka air. Kondisi batas ini dapat digunakan di hulu maupun di hilir.

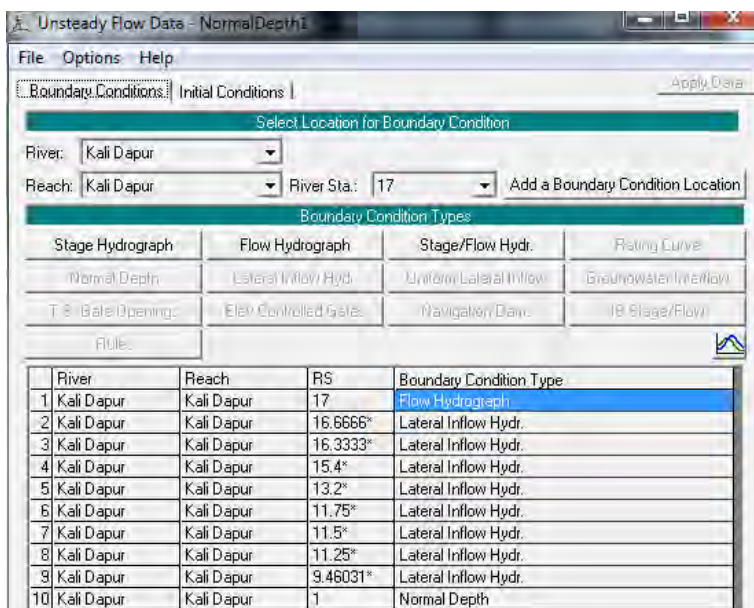
3. *Lateral Inflow Hydrograph*

Kondisi batas yang memerlukan data debit banjir. Kondisi batas ini digunakan sebagai informasi adanya perubahan debit (tambahan debit) pada titik tertentu diantara hulu dan hilir.

4. Normal Depth

Kondisi batas yang memerlukan data kemiringan sungai. Kondisi batas ini hanya untuk digunakan di hilir.

Pada tugas akhir ini digunakan kondisi batas (*boundary conditions*) berupa *flow hydrograph* di hulu (RS 17) dan *normal depth* di hilir (RS 1). Kemudian terdapat *lateral inflow hydrograph* yaitu debit yang masuk di antara hulu dan hilir. Kondisi batas ini dapat dilihat pada gambar 4.23.



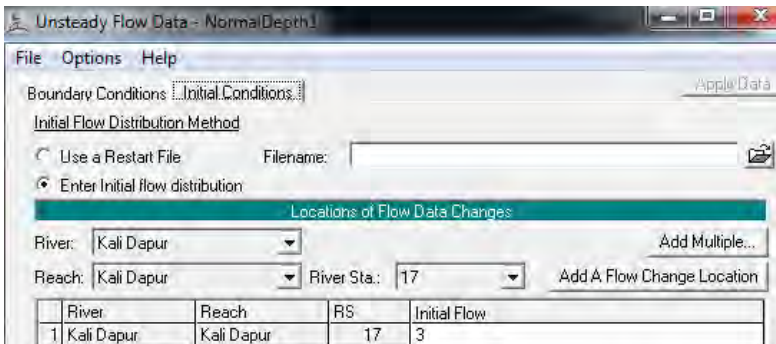
Gambar 4.23 Masukan Data *Boundary Conditions*

Data debit yang dimasukkan pada bagian hulu (RS 17) dapat dilihat pada tabel 4.46, yaitu data debit hasil dari *routing* di waduk Jotosanur. Data debit yang dimasukkan pada RS 16,66* ialah data debit di saluran Sekunder Kramat yang dapat dilihat pada tabel 4.27. Data debit yang dimasukkan pada RS 16,33* ialah data debit di saluran Primer Kramat setelah adanya

pengaruh waduk Rancang yang dapat dilihat pada tabel 4.49. Data debit yang dimasukkan pada RS 15,4* ialah data debit di saluran Primer Wajik yang dapat dilihat pada tabel 4.31. Data debit yang dimasukkan pada RS 13,42* ialah data debit di saluran Primer Sidharjo yang dapat dilihat pada tabel 4.33.

Data debit yang dimasukkan pada RS 11,75* ialah data debit di saluran Primer Kalianyar yang dapat dilihat pada tabel 4.35. Pada RS 11,5* dimasukkan data debit di saluran Primer Sumargo yang dapat dilihat pada tabel 4.37. Lalu pada RS 11,25* dimasukkan data debit di saluran Sekunder Pahlawan yang dapat dilihat pada tabel 4.39. Kemudian data debit di saluran Primer Andan Wangi pada tabel 4.43 dimasukkan ke RS 9,46*. Sedangkan di bagian hilir (RS 1) data yang dimasukkan ialah *normal depth* dengan kemiringan 0,0002.

Setelah memasukkan nilai debit banjir di hulu hingga hilir pada *boundary conditions*, langkah selanjutnya ialah memasukkan nilai debit banjir pada *initial conditions*. Pada *initial conditions*, nilai debit yang dimasukkan ialah nilai debit kecil yang mampu ditampung secara stabil ke seluruh penampang yaitu sebesar 3 m³/dt. Nilai debit yang dimasukkan pada *initial conditions* dapat dilihat pada gambar 4.24.

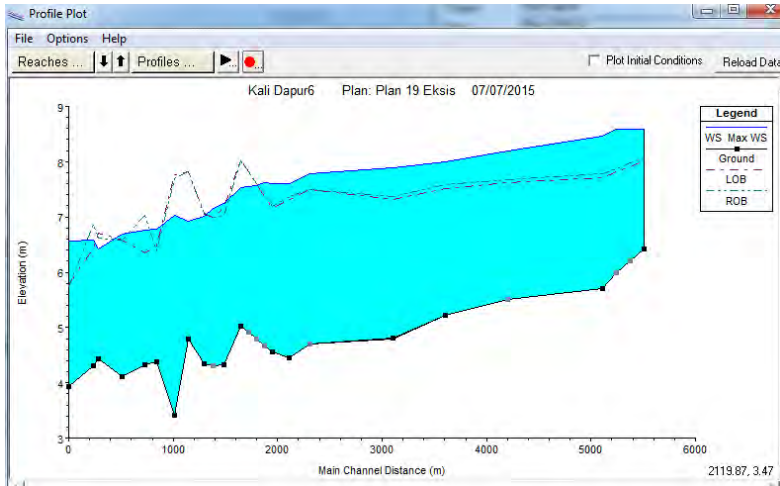


Gambar 4.24 Masukan Data *Initial Conditions* pada RS 17

Setelah semua data dimasukkan, maka simulasi dengan menggunakan program bantu Hec – Ras dapat dilakukan. Cara melakukan simulasi ialah :

1. Pilih menu *run*
2. Pilih *unsteady flow analysis*
3. Beri centang *geometry preprocessor*, *unsteady flow simulation*, dan *post processor*
4. Isi *simulation time window* sesuai dengan waktu *flow hydrograph*
5. Tekan tombol *compute*

Setelah itu Hec – Ras akan melakukan simulasi dan hasilnya dapat dilihat pada menu *view*. Kemudian pilih *water surface profiles* untuk melihat profil muka air di sepanjang penampang. Profil muka air maksimum di sepanjang penampang eksisting Kali Dapur / Otik yang diperoleh dari hasil simulasi dengan program bantu Hec – Ras dapat dilihat pada gambar 4.25.



Gambar 4.25 Profil Muka Air Maksimum pada Penampang Eksisting Kali Dapur / Otik

Dari gambar 4.25, dapat dilihat bahwa profil muka air maksimum masih ada yang melebihi tinggi tanggul (LOB & ROB) sehingga dapat dikatakan penampang eksisting Kali Dapur belum mampu menampung debit banjir yang terjadi. Kemampuan tiap penampang eksisting Kali Dapur dalam menampung debit banjir dapat dilihat selengkapnya pada tabel 4.50.

Tabel 4.50 Kemampuan Penampang Eksisting dalam Menampung Debit Banjir

Sta	Elevasi Tanggul Kiri	Elevasi Tanggul Kanan	Elevasi Muka Air	Kemampuan Penampang Menampung Debit Banjir
RS 17	8.012	8.077	8.58	Tidak Mampu
RS 16	7.712	7.777	8.46	Tidak Mampu
RS 15	7.512	7.577	8	Tidak Mampu
RS 14	7.312	7.377	7.89	Tidak Mampu
RS 13	7.312	7.377	7.6	Tidak Mampu
RS 12	7.15	7.187	7.61	Tidak Mampu
RS 11	8.031	8.022	7.54	Mampu
RS 10	7.179	7.031	7.24	Tidak Mampu
RS 9	7.051	7.071	7.02	Mampu
RS 8	7.825	7.826	6.91	Mampu
RS 7	7.76	7.697	7.03	Mampu
RS 6	6.48	6.381	6.78	Tidak Mampu
RS 5	6.342	7.031	6.75	Tidak Mampu
RS 4	6.579	6.58	6.68	Tidak Mampu
RS 3	6.71	6.612	6.41	Mampu
RS 2	6.431	6.87	6.58	Tidak Mampu

Sumber : Hasil Simulasi Hec - Ras

Dari tabel 4.50, dapat diketahui bahwa beberapa penampang eksisting Kali Dapur / Otik belum mampu menampung debit banjir sehingga perlu dilakukan normalisasi sungai.

4.3.4 Analisa Penampang Normalisasi Kali Dapur

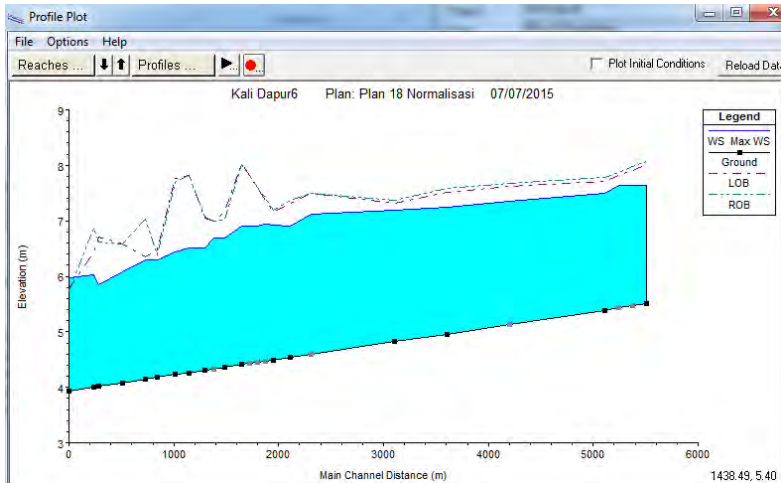
Normalisasi sungai dilakukan akibat penampang eksisting Kali Dapur / Otik yang belum mampu menampung debit banjir. Normalisasi sungai bertujuan untuk merencanakan penampang baru agar mampu menampung debit banjir. Dalam perencanaan normalisasi Kali Dapur sepanjang $\pm 5,5$ km ini terdapat beberapa ketentuan – ketentuan yang harus diperhatikan. Ketentuan – ketentuan tersebut ialah :

1. Normalisasi dilakukan dengan merapikan seluruh bentuk penampang menjadi bentuk persegi.
2. Normalisasi tidak dilakukan dengan melebarkan saluran ke kanan atau kiri, melainkan dengan melakukan penggalian sehingga saluran lebih dalam.
3. Elevasi dasar saluran di hilir setelah normalisasi sengaja tidak diubah agar tidak memengaruhi aliran di Kali Dapur secara keseluruhan.
4. Kemiringan sungai dibuat sama rata sehingga tidak ada elevasi dasar saluran yang naik – turun.

Perencanaan normalisasi dilakukan dengan merencanakan ke bawah / menambah kedalaman saluran. Hal ini disebabkan sangat sulit melakukan normalisasi dengan melebarkan saluran eksisting ke samping kanan maupun samping kiri. Pelebaran saluran ke samping sulit dilakukan karena di samping kanan maupun kiri penampang Kali Dapur terdapat jalan raya dan perumahan.

Langkah – langkah penggunaan Hec – Ras untuk analisa penampang normalisasi sama dengan langkah langkah saat menganalisa penampang eksisting. Perbedaan hanya terletak pada masukan data *cross section* yang telah diubah menjadi lebih rapi.

Profil muka air di sepanjang penampang Kali Dapur setelah normalisasi yang diperoleh dari hasil simulasi dengan program bantu Hec – Ras dapat dilihat pada gambar 4.26.



Gambar 4.26 Profil Muka Air Maksimum pada Penampang Normalisasi Kali Dapur / Otik

Dari gambar 4.26, dapat dilihat bahwa penampang normalisasi Kali Dapur telah mampu menampung debit banjir yang terjadi. Namun, belum diketahui apakah tinggi jagaan penampang Kali Dapur telah memenuhi syarat atau belum. Kemampuan penampang normalisasi Kali Dapur dalam menampung debit banjir dapat dilihat selengkapnya pada tabel 4.51.

Tabel 4.51 Kemampuan Penampang Normalisasi dalam Menampung Debit Banjir

Sta	Elevasi Tanggul Kiri	Elevasi Tanggul Kanan	Elevasi Muka Air Maks	Kemampuan Penampang Menampung Debit Banjir	Tinggi Jagaan (m)
RS 17	8.012	8.077	7.63	Mampu	0.4
RS 16	7.712	7.777	7.5	Mampu	0.2
RS 15	7.512	7.577	7.25	Mampu	0.3
RS 14	7.312	7.377	7.19	Mampu	0.1
RS 13	7.312	7.377	6.9	Mampu	0.4
RS 12	7.15	7.187	6.92	Mampu	0.2
RS 11	8.031	8.022	6.91	Mampu	1.1
RS 10	7.179	7.031	6.69	Mampu	0.3
RS 9	7.051	7.071	6.51	Mampu	0.5
RS 8	7.825	7.826	6.52	Mampu	1.3
RS 7	7.76	7.697	6.44	Mampu	1.3
RS 6	6.48	6.381	6.3	Mampu	0.1
RS 5	6.342	7.031	6.29	Mampu	0.1
RS 4	6.579	6.58	6.07	Mampu	0.5
RS 3	6.71	6.612	5.85	Mampu	0.8
RS 2	6.431	6.87	6.02	Mampu	0.4

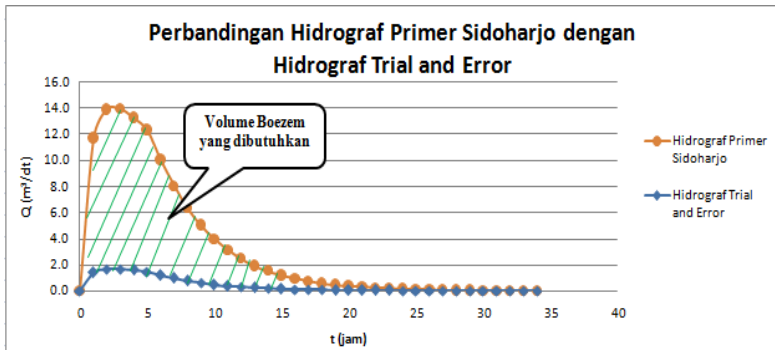
Sumber : Hasil Simulasi Hec – Ras

Dari tabel 4.50, dapat dilihat bahwa perencanaan penampang normalisasi sudah mampu menampung debit banjir yang terjadi. Namun, masih ada beberapa penampang normalisasi masih belum memenuhi syarat tinggi jagaan minimum yaitu sebesar 0,5 m sehingga perlu direncanakan sebuah tindakan penyelesaian untuk membantu penampang normalisasi Kali Dapur dalam mendapatkan tinggi jagaan yang diinginkan. Tinggi jagaan diperoleh dari selisih antara elevasi tanggul terendah dengan elevasi muka air maksimum.

Pada tugas akhir ini, tindakan penyelesaian / solusi yang digunakan untuk membantu Kali Dapur dalam memenuhi tinggi jagaan ialah dengan merencanakan sebuah boezem.

4.3.5 Analisa Penampang Normalisasi Kali Dapur Setelah Adanya Boezem

Perencanaan Boezem dilakukan pada saluran Primer Sidoharjo. Kebutuhan volume boezem untuk perencanaan dihitung dengan menggunakan selisih luasan area dari hidrograf di saluran Primer Sidoharjo dengan hidrograf *trial and error*. Dari selisih luasan area kedua hidrograf tersebut, akan diperoleh besaran volume boezem yang dibutuhkan untuk perencanaan. Selisih luasan area antara hidrograf saluran Primer Sidoharjo dengan hidrograf *trial and error* dapat dilihat pada gambar 4.27.



Gambar 4.27. Luasan Area yang Dihitung untuk Mendapatkan Besarnya Volume Boezem yang Dibutuhkan

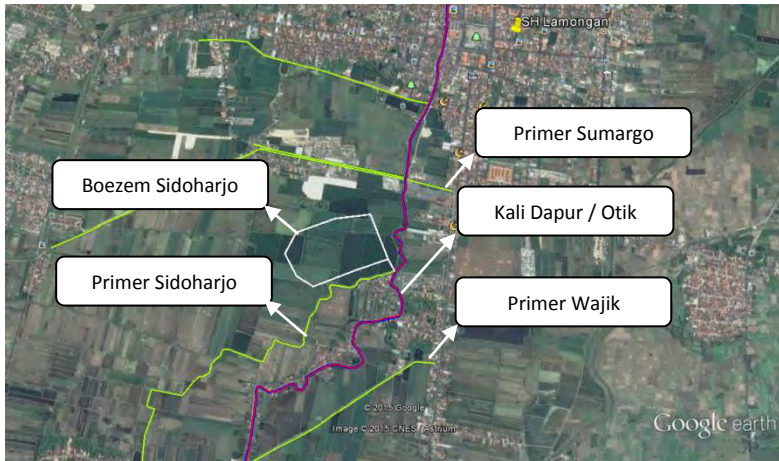
Hidrograf *trial and error* dilakukan dengan mengecilkan nilai debit dari hidrograf di saluran Primer Sidoharjo. Perhitungan hidrograf *trial and error* sama dengan perhitungan hidrograf di saluran Primer Sidoharjo, hanya saja *catchment area* hidrograf *trial and error* diubah – ubah menjadi lebih kecil dari *catchment area* hidrograf di saluran Primer Sidoharjo. *Catchment area* yang lebih kecil akan menghasilkan nilai debit yang lebih kecil pula. Perhitungan hidrograf *trial and error* dapat dilihat pada tabel 4.52.

Tabel 4.52 Perhitungan Hidrograf *Trial and Error*

t (jam)	X	Y	Q	Akibat Hujan (mm)					Total (m ³ /dt)
				17.128	4.450	3.133	2.489	2.108	
0	0	0	0	0					0
1	0.861	0.994	0.082	1.406	0				1.4
2	1.722	0.918	0.076	1.299	0.365	0			1.7
3	2.583	0.761	0.063	1.076	0.337	0.257	0		1.7
4	3.444	0.613	0.051	0.868	0.280	0.238	0.204	0	1.6
5	4.305	0.489	0.040	0.692	0.225	0.197	0.189	0.173	1.5
6	5.166	0.388	0.032	0.549	0.180	0.159	0.156	0.160	1.2
7	6.028	0.307	0.025	0.434	0.143	0.127	0.126	0.132	1.0
8	6.889	0.242	0.020	0.343	0.113	0.100	0.101	0.107	0.8
9	7.750	0.191	0.016	0.270	0.089	0.079	0.080	0.085	0.6
10	8.611	0.150	0.012	0.213	0.070	0.063	0.063	0.068	0.5
11	9.472	0.118	0.010	0.167	0.055	0.049	0.050	0.053	0.4
12	10.333	0.093	0.008	0.132	0.043	0.039	0.039	0.042	0.3
13	11.194	0.073	0.006	0.103	0.034	0.031	0.031	0.033	0.2
14	12.055	0.058	0.005	0.081	0.027	0.024	0.024	0.026	0.2
15	12.916	0.045	0.004	0.064	0.021	0.019	0.019	0.021	0.1
16	13.777	0.036	0.003	0.050	0.017	0.015	0.015	0.016	0.1
17	14.638	0.028	0.002	0.039	0.013	0.012	0.012	0.013	0.1
18	15.499	0.022	0.002	0.031	0.010	0.009	0.009	0.010	0.1
19	16.361	0.017	0.001	0.024	0.008	0.007	0.007	0.008	0.1
20	17.222	0.014	0.001	0.019	0.006	0.006	0.006	0.006	0.0
21	18.083	0.011	0.001	0.015	0.005	0.004	0.005	0.005	0.0
22	18.944	0.008	0.001	0.012	0.004	0.003	0.004	0.004	0.0
23	19.805	0.007	0.001	0.009	0.003	0.003	0.003	0.003	0.0
24	20.666	0.005	0.000	0.007	0.002	0.002	0.002	0.002	0.0
25	21.527	0.004	0.000	0.006	0.002	0.002	0.002	0.002	0.0
26	22.388	0.003	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.0
27	23.249	0.002	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.0
28	24.110	0.002	0.000	0.003	0.001	0.001	0.001	0.001	0.0
29	24.971	0.002	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.0

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari gambar 4.27, dapat diketahui besarnya volume boezem yang dibutuhkan untuk perencanaan ialah sebesar 359408,74 m³. Boezem direncanakan pada saluran Primer Sidharjo seperti yang tampak pada gambar 4.28.



Gambar 4.28 Perencanaan Boezem di Saluran Primer Sidoharjo

Dari gambar 4.28, diketahui bahwa :

Luasan boezem rencana (A) $= \pm 144837 \text{ m}^2$

Kedalaman boezem rencana (d) $= 2,5 \text{ m}$

sehingga boezem memiliki kapasitas tampungan sebesar :

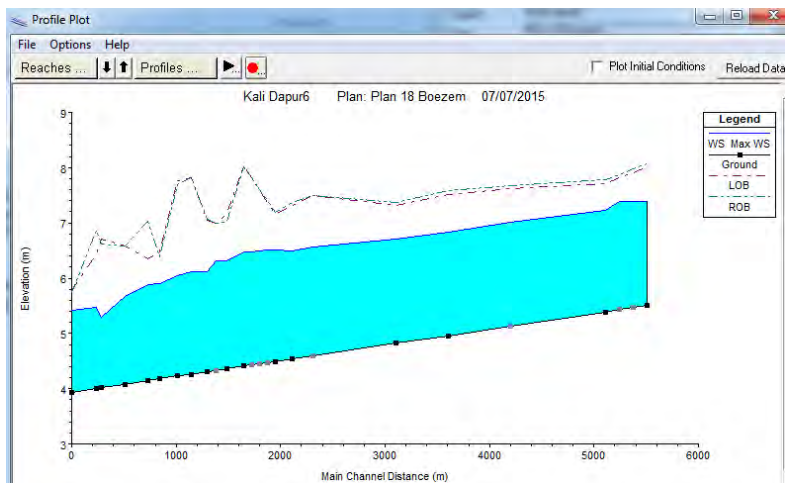
$$V_{\text{boezem}} = A \times d = 144837 \times 2,5 \\ = 362092,5 \text{ m}^3 > V_{\text{butuh}} = 359408,74 \text{ m}^3$$

Kapasitas tampungan boezem rencana sebesar $362092,5 \text{ m}^3$ dikatakan layak karena lebih besar daripada kapasitas tampungan yang dibutuhkan yaitu sebesar $359408,74 \text{ m}^3$. Namun dalam perencanaannya, boezem membutuhkan tinggi jagaan sebesar 0,5 m. Oleh karena itu, boezem Kali Dapur direncanakan dengan luasan sekitar 144837 m^2 dan kedalaman $d = 3 \text{ m}$.

Cara untuk mengetahui kemampuan hidrograf *trial and error* yang telah dihitung mampu memenuhi tinggi jagaan penampang Kali Dapur ialah dengan memasukkan data hidrograf *trial and error* tersebut ke dalam program bantu Hec – Ras. Dari simulasi program bantu Hec – Ras tersebut, akan diketahui memenuhi / tidaknya tinggi jagaan dari penampang Kali Dapur.

Hidrograf *trial and error* yang telah mampu memenuhi tinggi jagaan penampang Kali Dapur ini dapat disebut juga sebagai hidrograf di saluran Primer Sidoharjo setelah adanya pengaruh boezem.

Hasil simulasi Hec – Ras setelah adanya pengaruh boezem dapat dilihat pada gambar 4.29.



Gambar 4.29 Profil Air Maksimum pada Penampang Normalisasi Kali Dapur / Otik Setelah Adanya Pengaruh Boezem

Dari gambar 4.29, dapat dilihat bahwa profil muka air maksimum mengalami penurunan setelah adanya pengaruh boezem. Besarnya tinggi jagaan dari penampang normalisasi setelah adanya pengaruh boezem dapat dilihat pada tabel 4.53.

Tabel 4.53 Tinggi Jagaan Penampang Normalisasi Setelah Adanya Pengaruh Boezem

Sta	Elevasi Tanggul Kiri	Elevasi Tanggul Kanan	Elevasi Muka Air Maks	Kemampuan Penampang Menampung Debit Banjir	Tinggi Jagaan (m)
RS 17	8.012	8.077	7.40	Mampu	0.6
RS 16	7.712	7.777	7.23	Mampu	0.5
RS 15	7.512	7.577	6.82	Mampu	0.7
RS 14	7.312	7.377	6.71	Mampu	0.6
RS 13	7.312	7.377	6.50	Mampu	0.8
RS 12	7.15	7.187	6.51	Mampu	0.6
RS 11	8.031	8.022	6.48	Mampu	1.5
RS 10	7.179	7.031	6.32	Mampu	0.7
RS 9	7.051	7.071	6.12	Mampu	0.9
RS 8	7.825	7.826	6.12	Mampu	1.7
RS 7	7.76	7.697	6.04	Mampu	1.7
RS 6	6.48	6.381	5.91	Mampu	0.5
RS 5	6.342	7.031	5.89	Mampu	0.5
RS 4	6.579	6.58	5.67	Mampu	0.9
RS 3	6.71	6.612	5.30	Mampu	1.3
RS 2	6.431	6.87	5.48	Mampu	1.0

Sumber : Hasil Simulasi Hec – Ras

Berdasarkan tabel 4.53, tinggi jagaan seluruh penampang Kali Dapur / Otik setelah adanya pengaruh boezem telah memenuhi syarat minimal yaitu 0,5 m.

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang diperoleh pada tugas akhir Perencanaan Sistem Drainase di Daerah Aliran Sungai (DAS) Kali Dapur / Otik Sehubungan dengan Perkembangan Kota Lamongan ini adalah :

1. Kali Dapur / Otik memiliki luas daerah aliran sungai (DAS) sebesar $\pm 32.797.378,61 \text{ m}^2$.
2. Tidak terdapat banyak perbedaan besaran nilai koefisien pengaliran (C) di daerah aliran sungai (DAS) Kali Dapur / Otik pada tahun 2011 dan pada tahun 2031. Hal ini disebabkan tidak terlalu banyak perubahan fungsi tata guna lahan yang terjadi dari tahun 2011 hingga tahun 2031 di DAS Kali Dapur / Otik.

Perubahan hanya terlihat pada luas pemukiman di *catchment area* Primer Andan Wangi dan Primer Delunggu tahun 2031 yang sedikit lebih besar dibanding dengan luas pemukiman pada tahun 2011. Oleh karena itu, perubahan tata guna lahan yang terjadi tidak terlalu berpengaruh banyak pada besarnya nilai koefisien pengaliran (C). Perbandingan nilai koefisien pengaliran (C) pada tahun 2011 dan 2031 dapat dilihat pada tabel 5.1.

Tabel 5.1 Perbandingan Nilai Koefisien Pengaliran (C) di Saluran Primer dan Sekunder

No	Saluran	Nilai C gab	
		2011	2031
1	Primer Kramat	0.28	0.28
2	Primer Tikung	0.28	0.28
3	Sekunder Kramat	0.43	0.43
4	Primer Mantup	0.26	0.26
5	Primer Sidoharjo	0.27	0.27
6	Primer Wajik	0.25	0.25
7	Primer Sumargo	0.36	0.36
8	Sekunder Pahlawan	0.32	0.32
9	Primer Kalianyar	0.44	0.44
10	Primer Andan Wangi	0.32	0.35
11	Primer Delanggu	0.28	0.28
12	Primer G.Boyo Untung	0.31	0.31

Sumber : Hasil Perhitungan

3. Besaran debit banjir pada tahun 2011 dan tahun 2031 tidak banyak mengalami perubahan. Hal ini dapat dilihat dari besaran nilai koefisien pengaliran (C) yang tidak banyak mengalami perubahan dari tahun 2011 hingga tahun 2031. Besaran debit banjir maksimum pada tahun 2011 dan tahun 2031 dapat dilihat pada tabel 5.2.

Tabel 5.2 Perbandingan Nilai Debit Maksimum di Saluran Primer dan Sekunder

No	Saluran	Debit maksimum (m ³ /dt)	
		2011	2031
1	Primer Kramat	13.7	13.7
2	Primer Tikung	27.2	27.2
3	Sekunder Kramat	0.1	0.1
4	Primer Mantup	5.1	5.1
5	Primer Sidoharjo	14.0	14.0
6	Primer Wajik	1.8	1.8
7	Primer Sumargo	3.6	3.6
8	Sekunder Pahlawan	1.0	1.0
9	Primer Kalianyar	7.8	7.8
10	Primer Andan Wangi	6.0	6.4

Sumber : Hasil Perhitungan

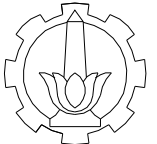
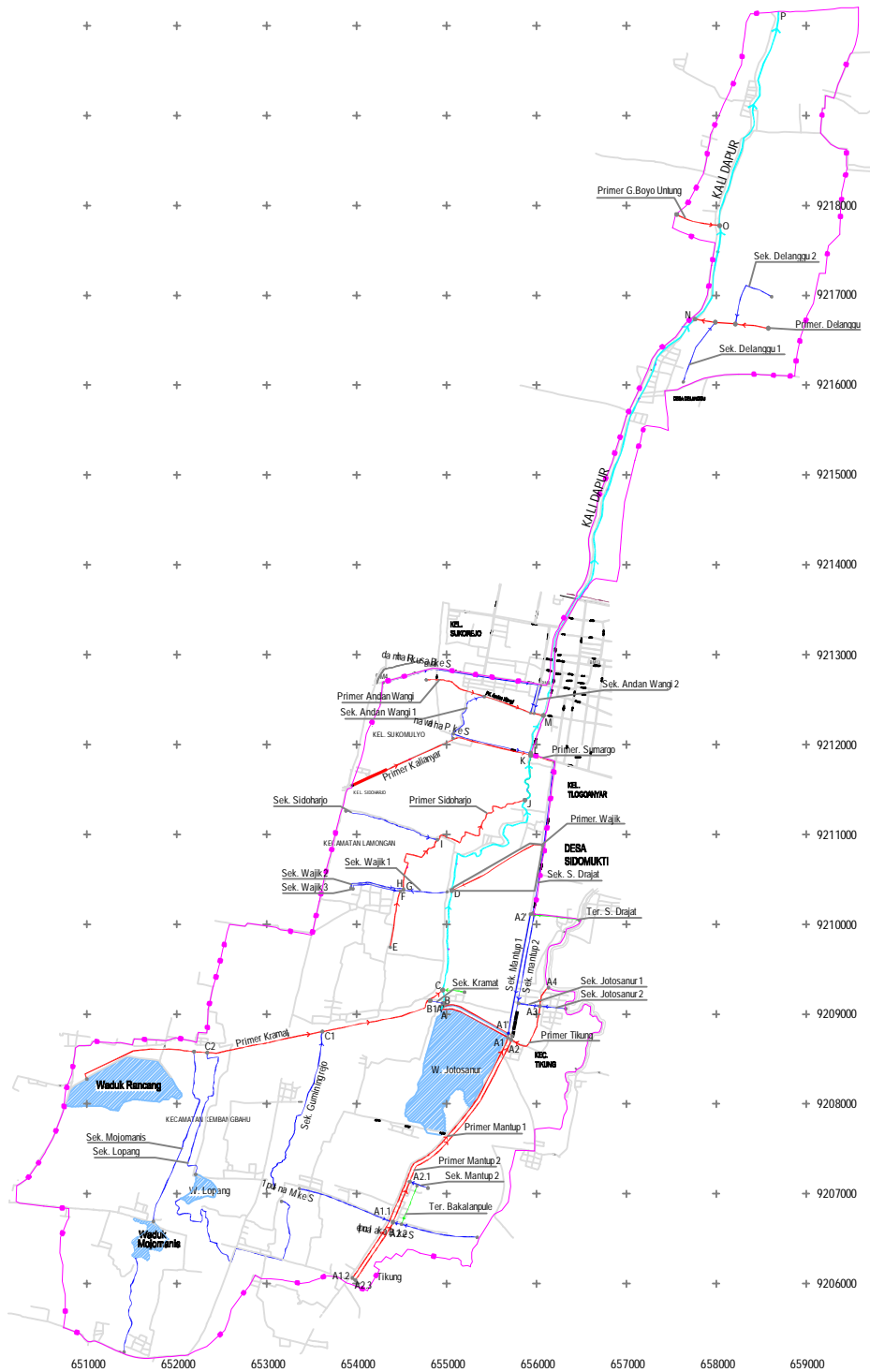
4. Penampang eksisting Kali Dapur belum mampu menampung debit banjir yang terjadi sehingga perlu dilakukan normalisasi sungai. Pelaksanaan normalisasi dilakukan dengan ketentuan – ketentuan sebagai berikut :
 - Normalisasi dilakukan dengan merapikan seluruh bentuk penampang menjadi bentuk persegi.
 - Normalisasi tidak dilakukan dengan melebarkan saluran ke kanan atau kiri, melainkan dengan melakukan penggalian sehingga saluran lebih dalam.
 - Elevasi dasar saluran di hilir setelah normalisasi sengaja tidak diubah agar tidak memengaruhi aliran di Kali Dapur secara keseluruhan.
 - Kemiringan sungai dibuat sama rata sehingga tidak ada elevasi dasar saluran yang naik – turun.

5. Penampang Kali Dapur setelah normalisasi sudah mampu menampung debit banjir. Namun penampang normalisasi belum memenuhi syarat tinggi jagaan 0,5 m. Oleh karena itu, diperlukan sebuah tindakan untuk membantu Kali Dapur dalam memenuhi syarat tinggi jagaan. Tindakan yang dilakukan ialah dengan merencanakan sebuah boezem di saluran Primer Sidoharjo dengan kebutuhan volume tampungan sebesar 359408,74 m³. Oleh karena itu direncanakan sebuah boezem dengan luasan sekitar ± 144837 m² dengan kedalaman 3 m.

5.2 Saran

Penulisan tugas akhir dengan topik yang serupa akan lebih baik jika data penampang *long section* dan *cross section* yang diperoleh lebih lengkap. Jika data yang didapat lebih lengkap, maka perencanaan normalisasi dapat dilakukan secara menyeluruh di sepanjang Kali Dapur.

(halaman ini sengaja dikosongkan)



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

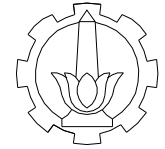
Peta DAS
Kali Dapur / Otik

NOMOR HALAMAN

145

KETERANGAN:

- Legenda
- SUNGAI, ALUR SUNGAI
 - WADUK, RAWA
 - Saluran Primer Eksisting
 - Saluran Sekunder Eksisting
 - Saluran Tersier
 - Batas Sistem Drainase



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

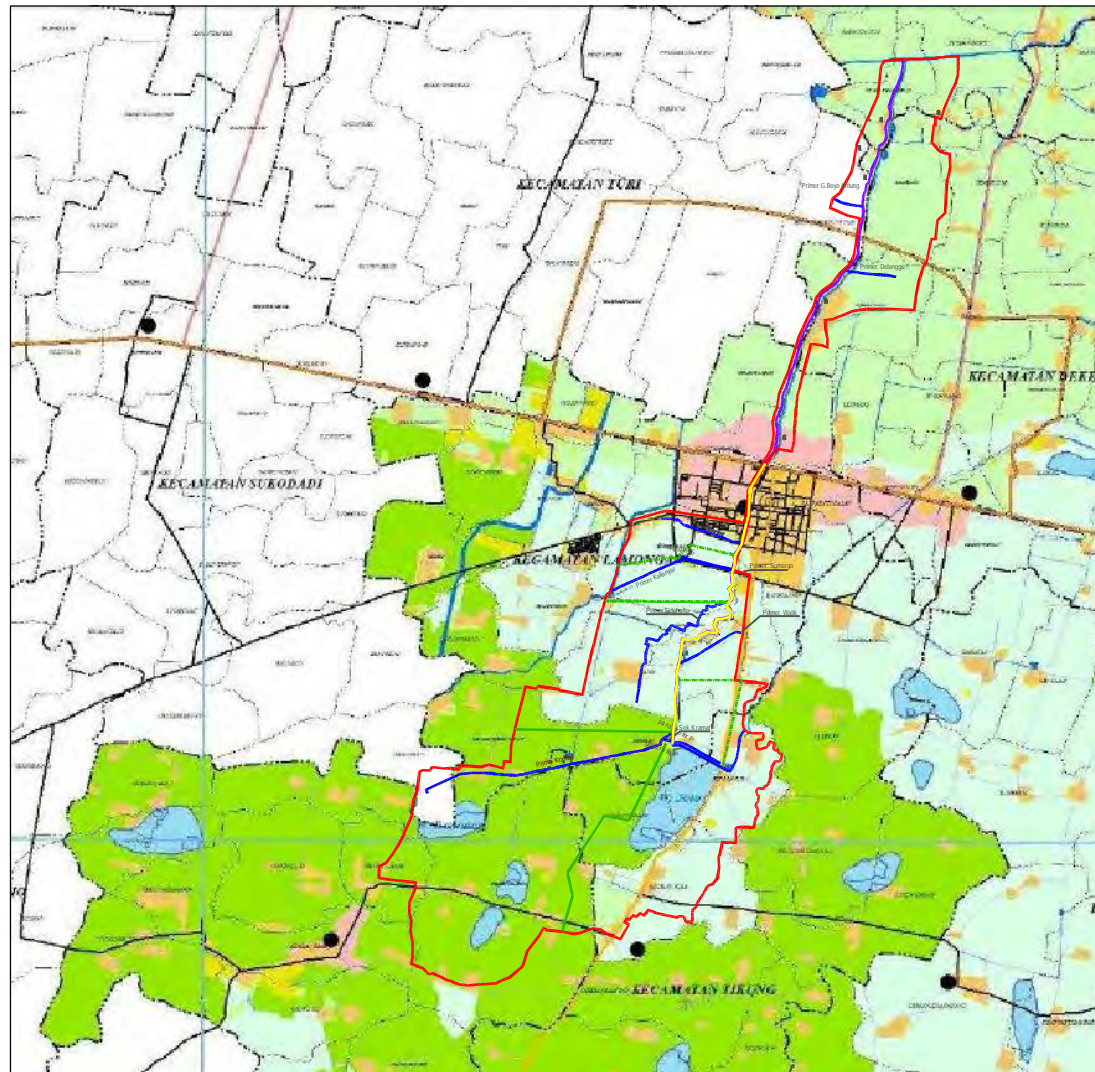
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

Peta DAS
Kali Dapur / Otik Berdasarkan
RTRW Lamongan






NOMOR HALAMAN

146



KETERANGAN :

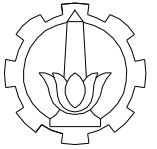
Legenda

-  SUNGAI, ALUR SUNGAI
-  WADUK, RAWA
-  Saluran Primer dan Sekunder yang Menuju Kali Dapur
-  Kali yang Dinormalisasi
-  Batas DAS Kali Dapur

RENCANA POLA RUANG

Kawasan Budidaya

-  Hutan Produksi
-  Perkebunan
-  Permukiman
-  Rencana Pengembangan Kawasan Industri
-  Rencana Permukiman
-  Lahan Pertanian Pangan Berkelanjutan
-  Sawah Irigasi
-  Sawah Tadah Hujan
-  Tegalan/ Ladang
-  Tambak



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

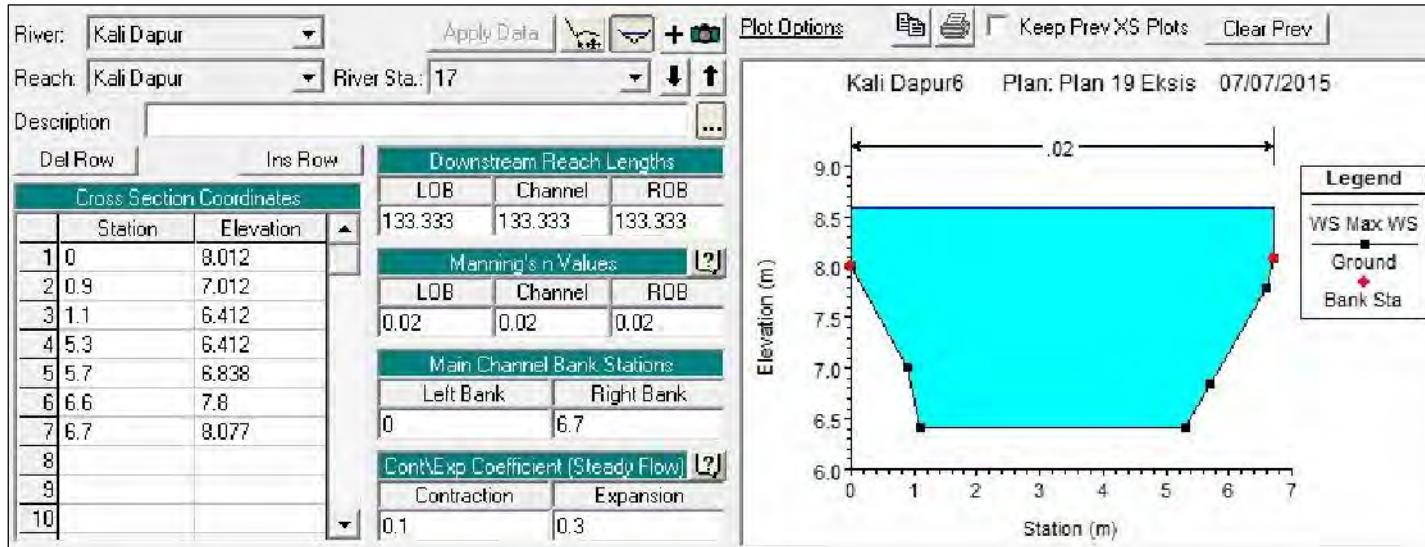
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

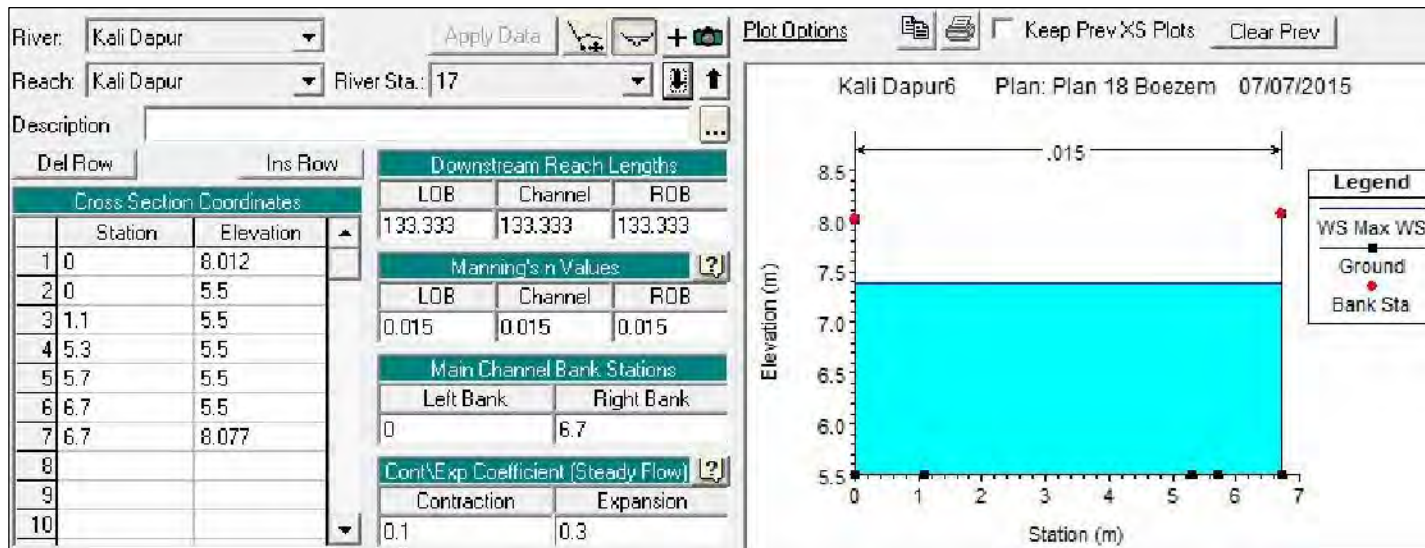
Cross Section
RS 17
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

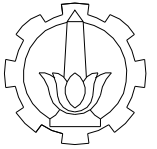
147



RS 17 EKSISTING



RS 17 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

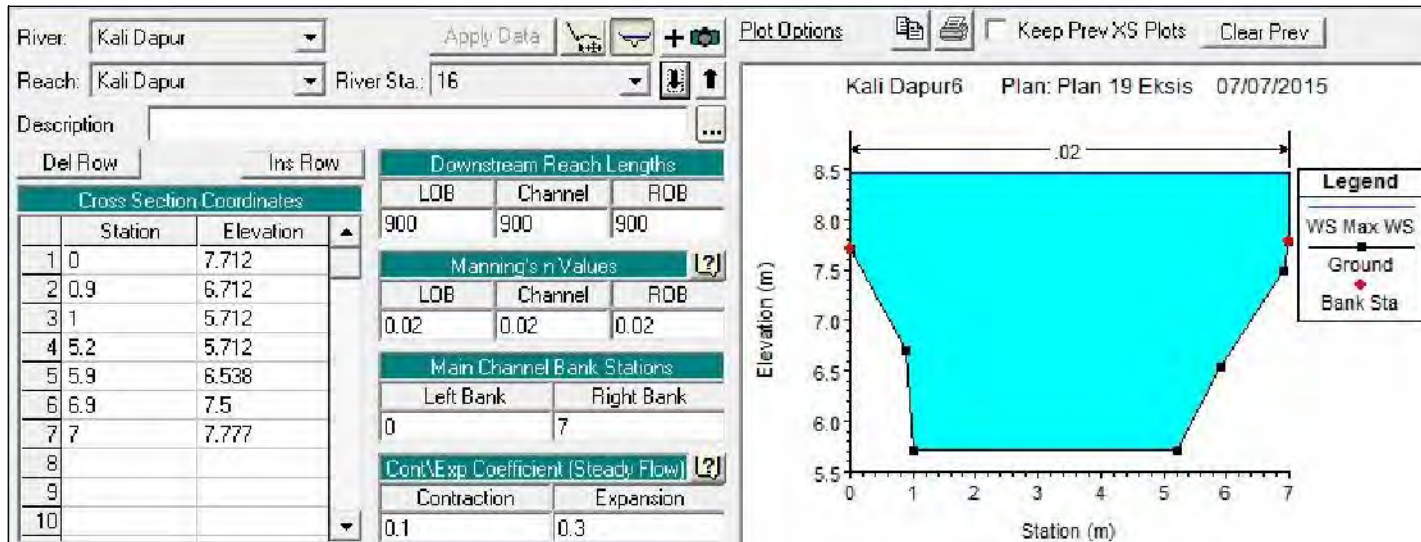
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

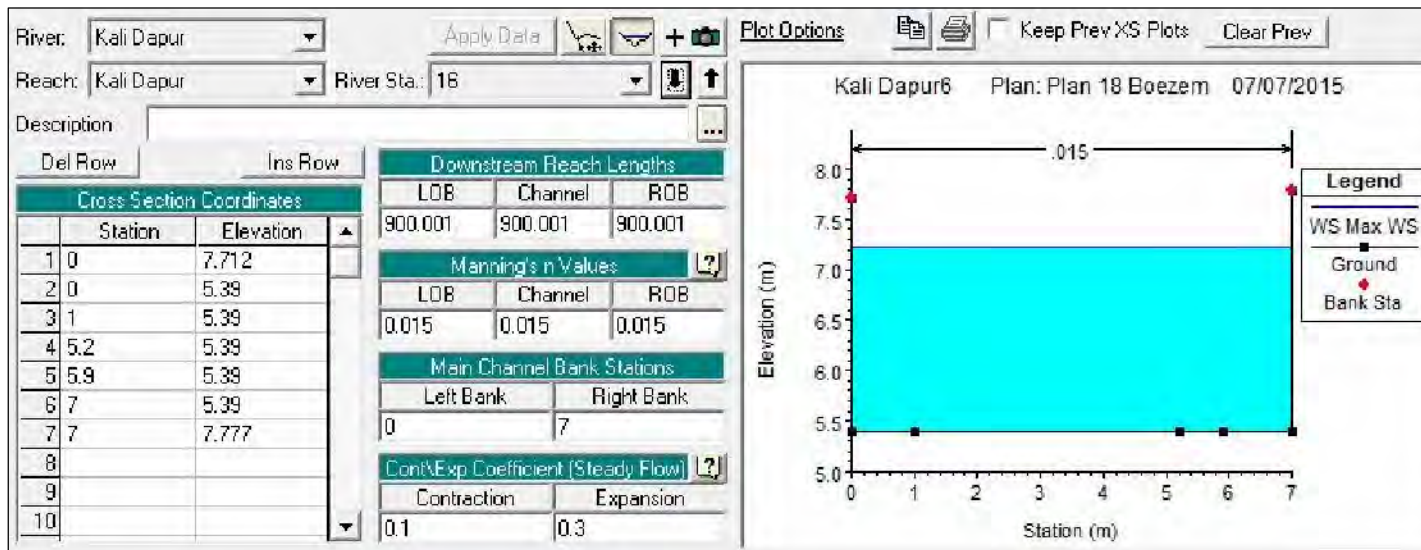
Cross Section
RS 16
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

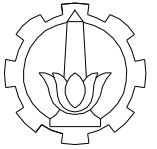
148



RS 16 EKSISTING



RS 16 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

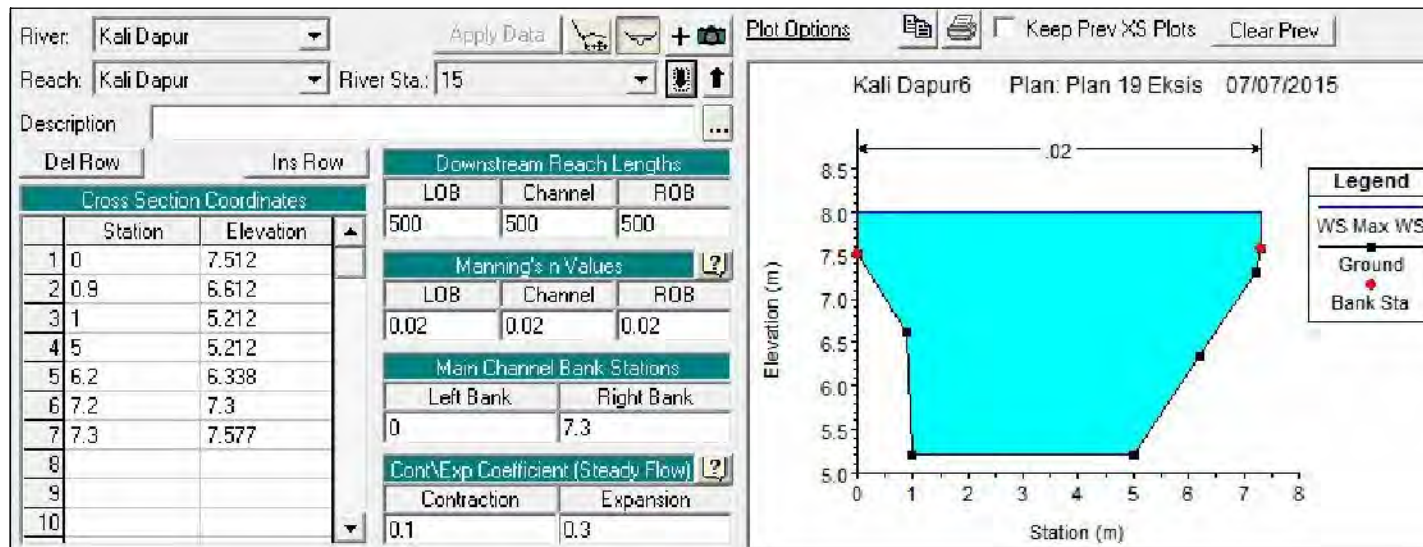
DOSEN PEMBIMBING II

Yang Ratri Savitri, ST., MT.

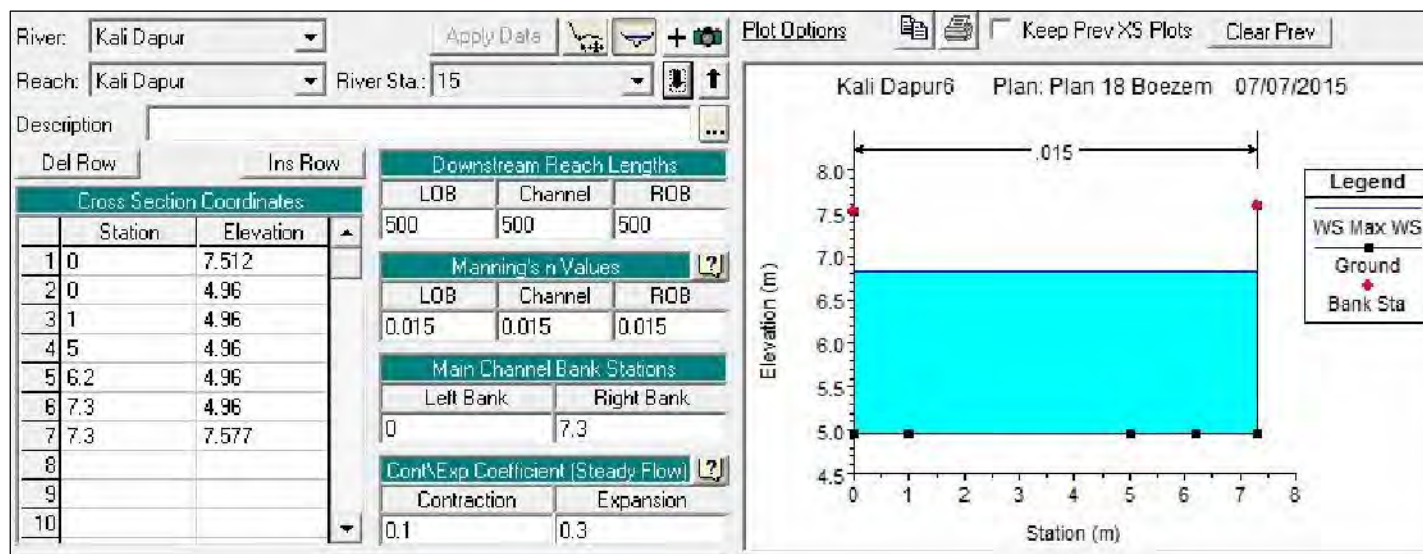
JUDUL GAMBAR

Cross Section
RS 15
Eksisting dan Normalisasi

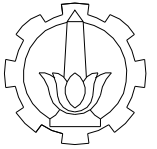
NOMOR HALAMAN



RS 15 EKSISTING



RS 15 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

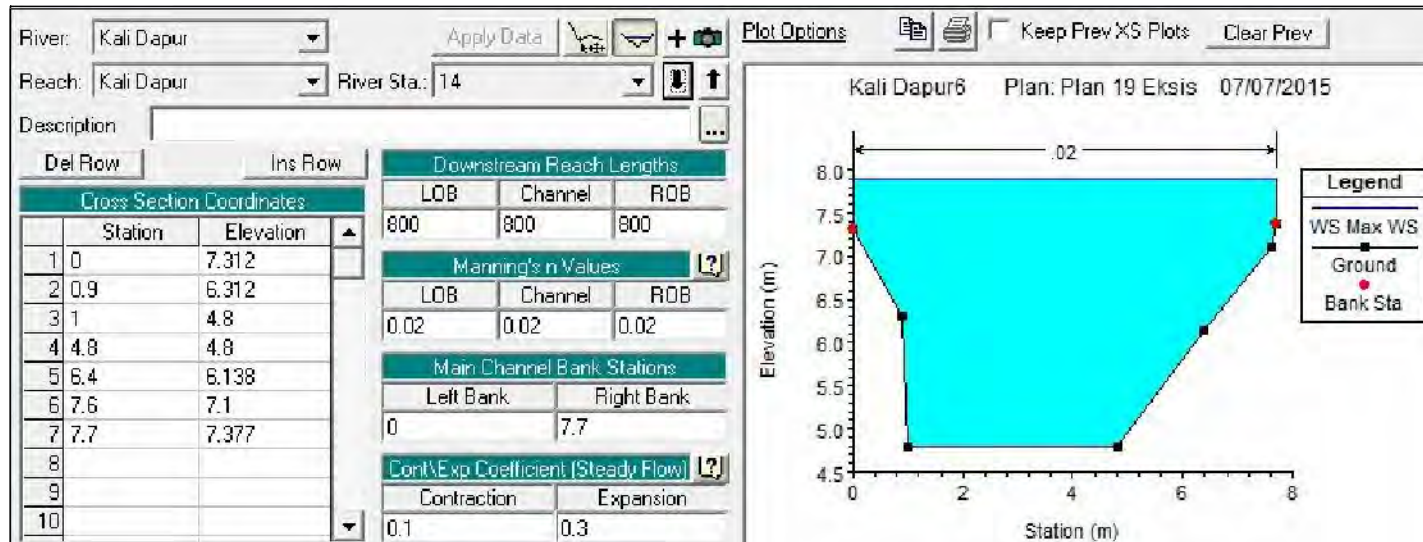
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

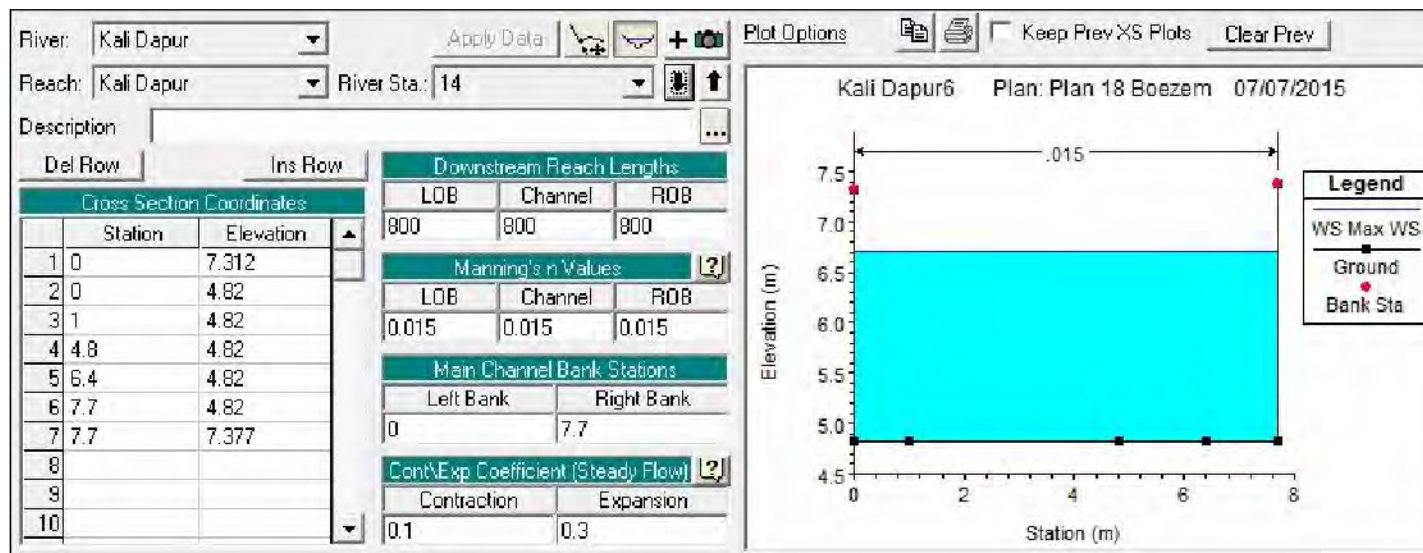
Cross Section
RS 14
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

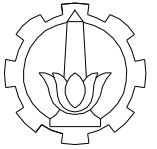
150



RS 14 EKSISTING



RS 14 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

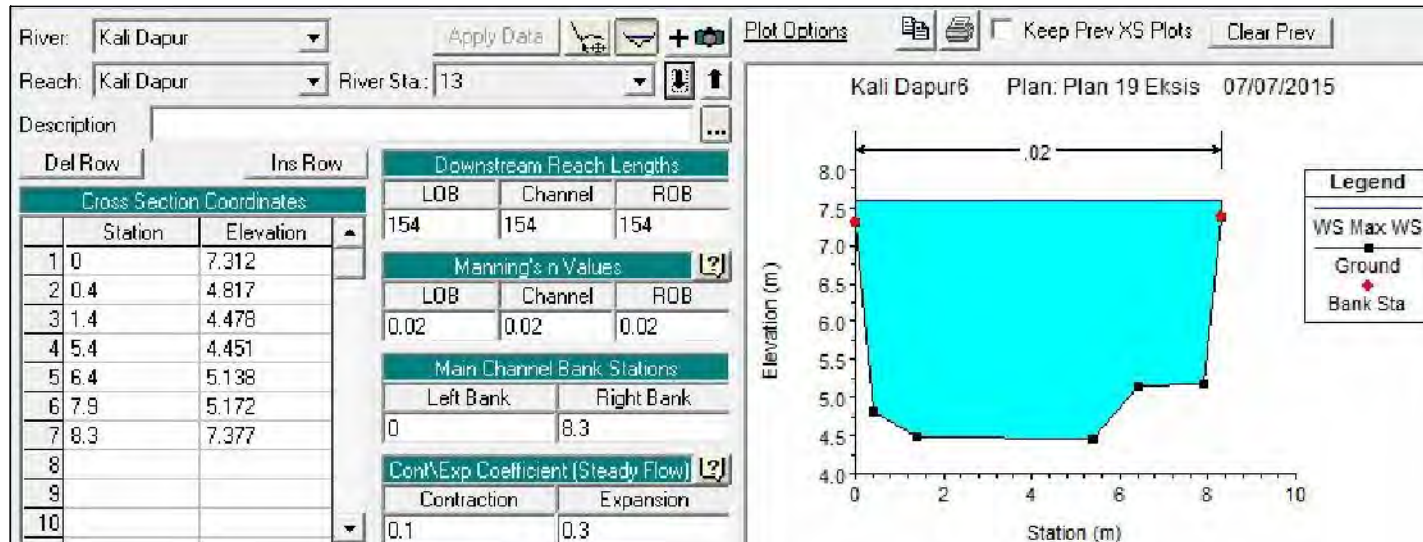
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

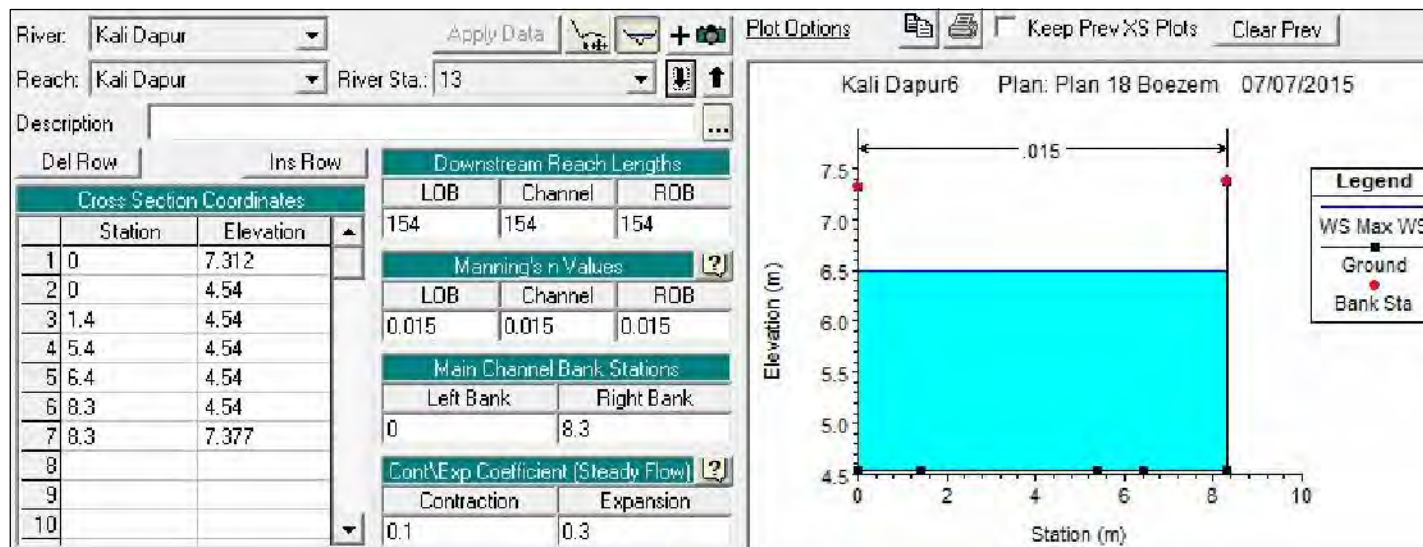
Cross Section
RS 13
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

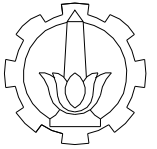
151



RS 13 EKSISTING



RS 13 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

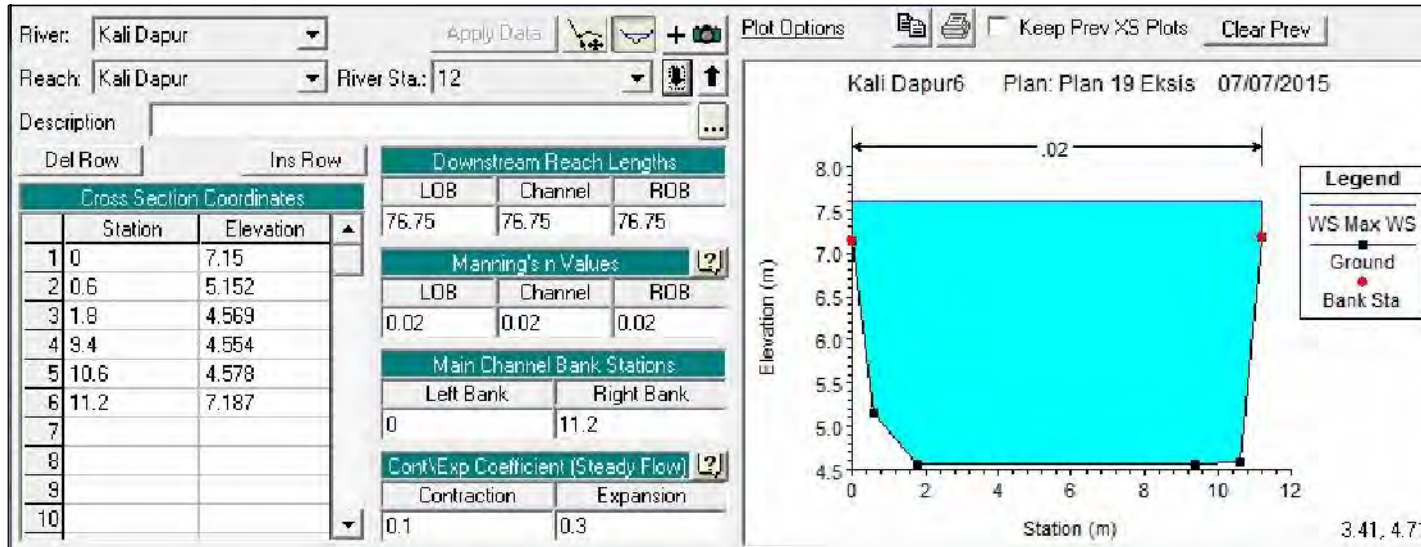
DOSEN PEMBIMBING II

Yang Ratri Savitri, ST., MT.

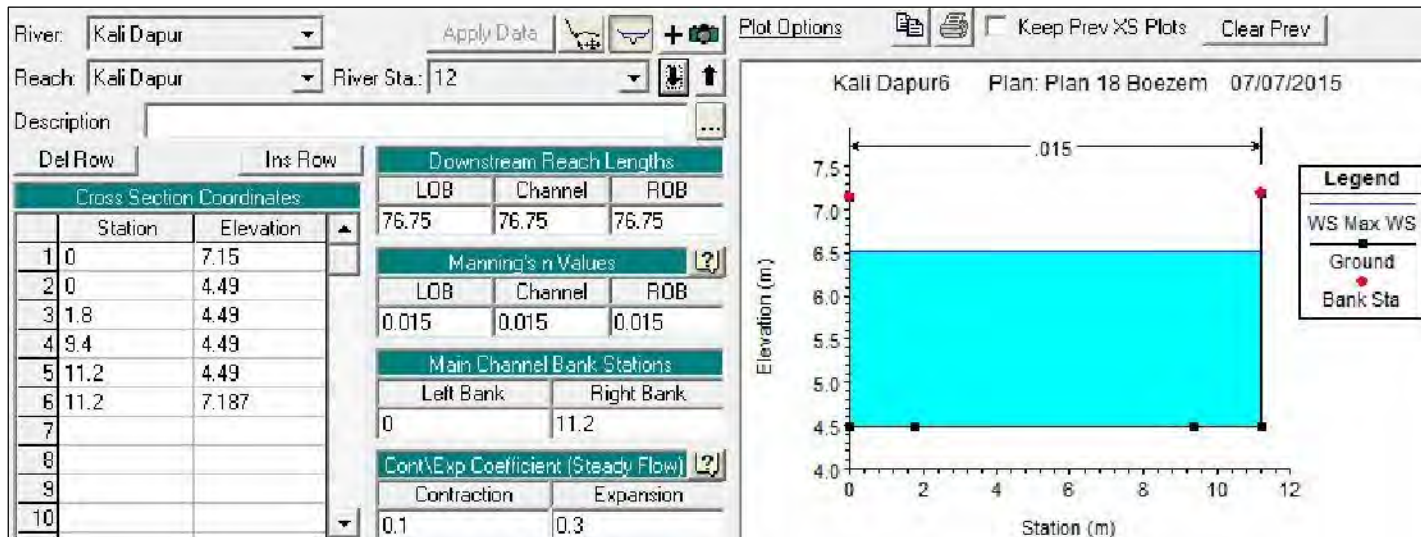
JUDUL GAMBAR

Cross Section
RS 12
Eksisting dan Normalisasi

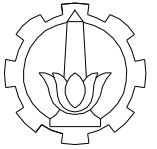
NOMOR HALAMAN



RS 12 EKSISTING



RS 12 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

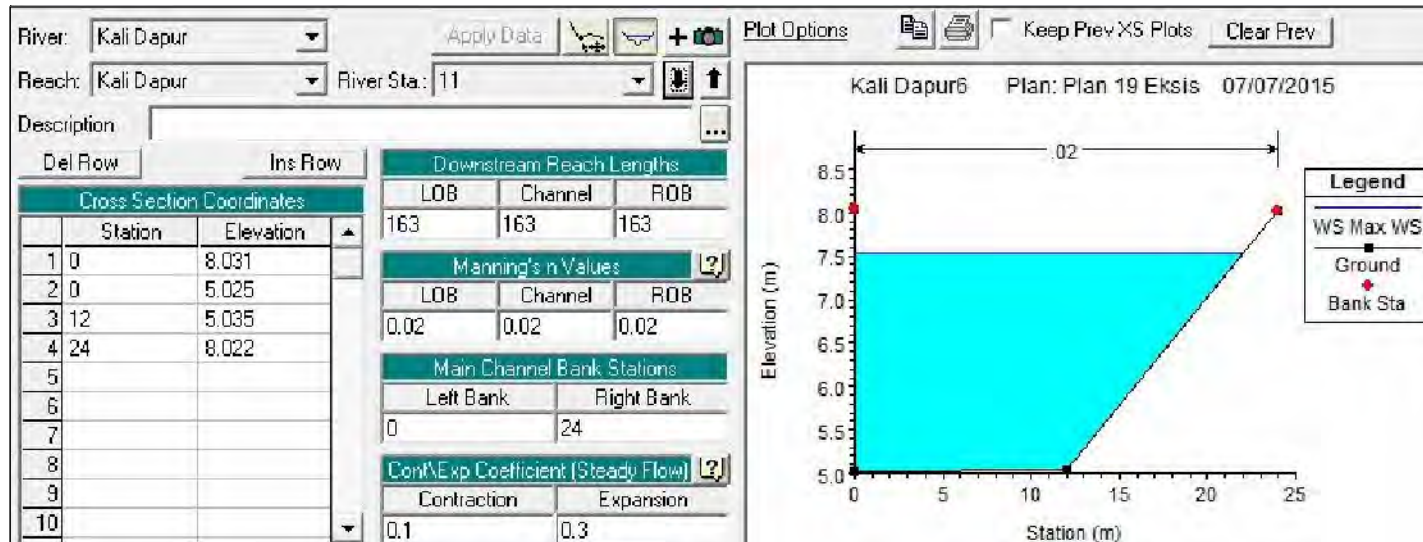
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

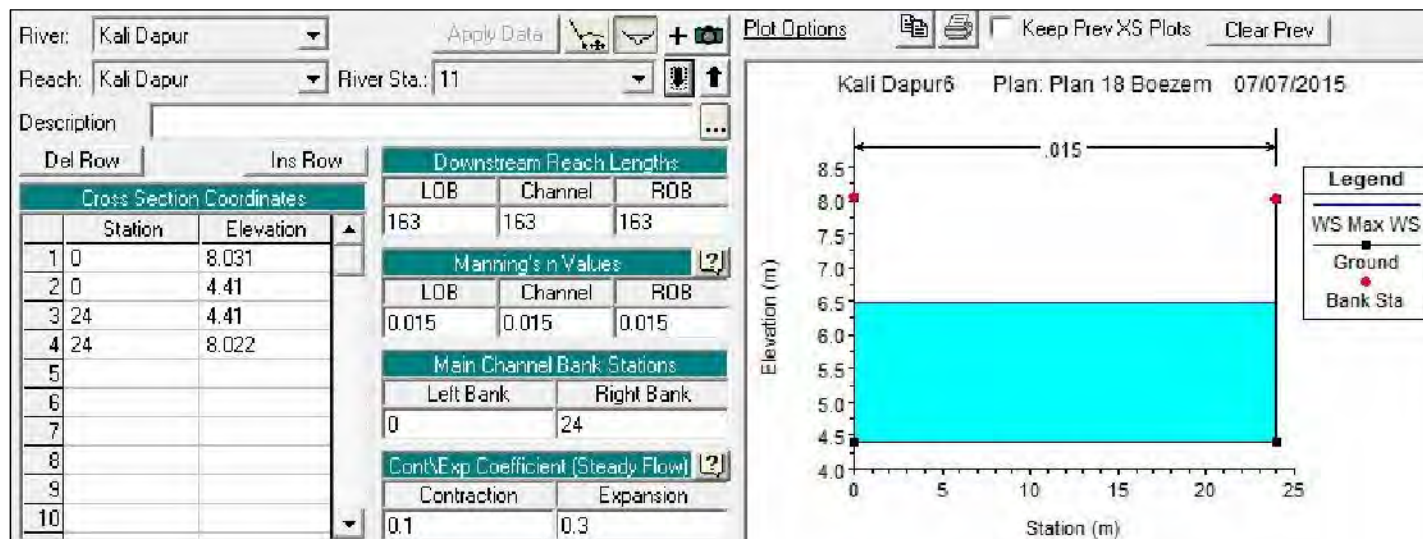
Cross Section
RS 11
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

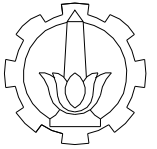
153



RS 11 EKSISTING



RS 11 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

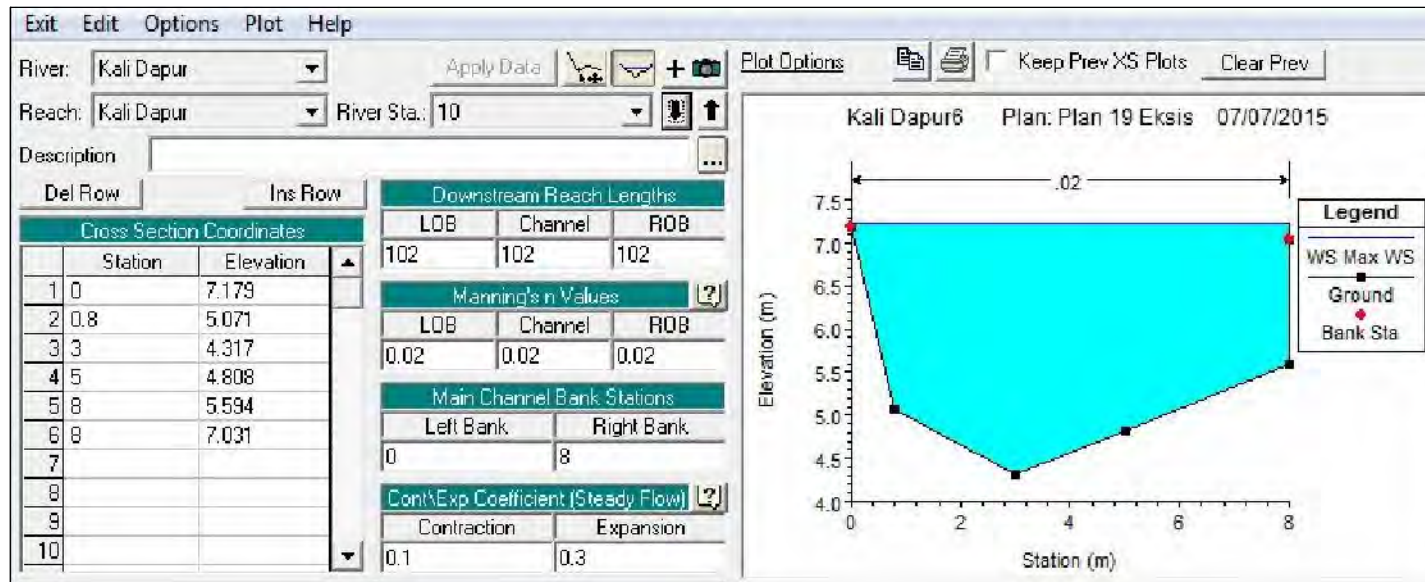
DOSEN PEMBIMBING II

Yang Ratri Savitri, ST., MT.

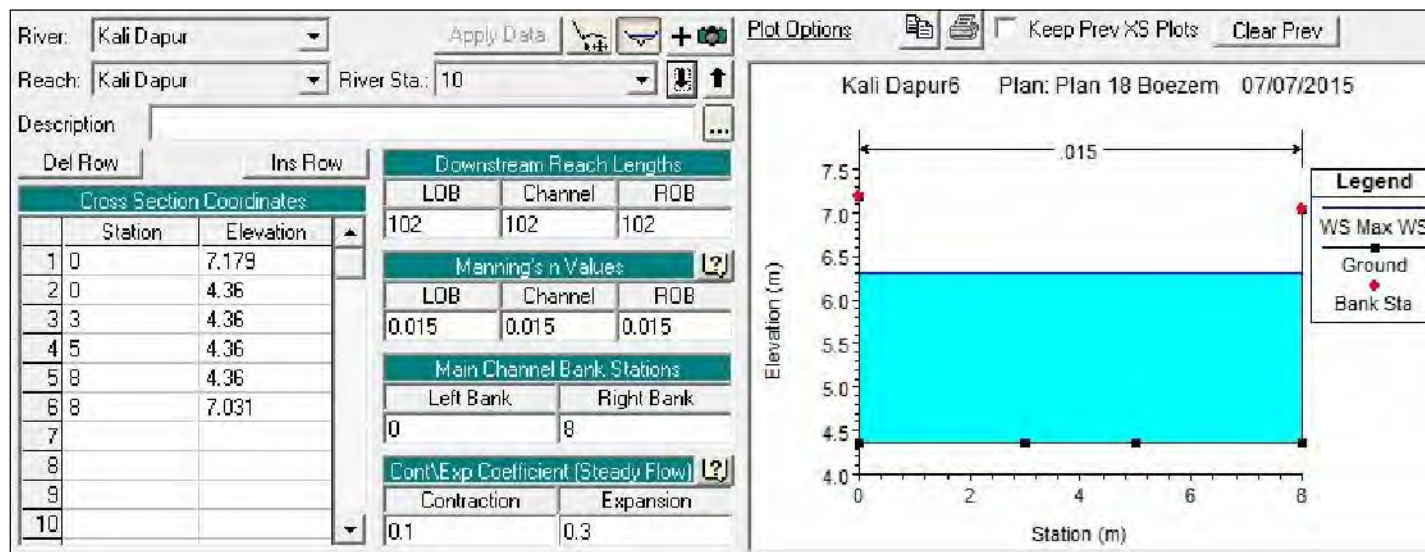
JUDUL GAMBAR

Cross Section
RS 10
Eksisting dan Normalisasi

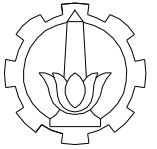
NOMOR HALAMAN



RS 10 EKSISTING



RS 10 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

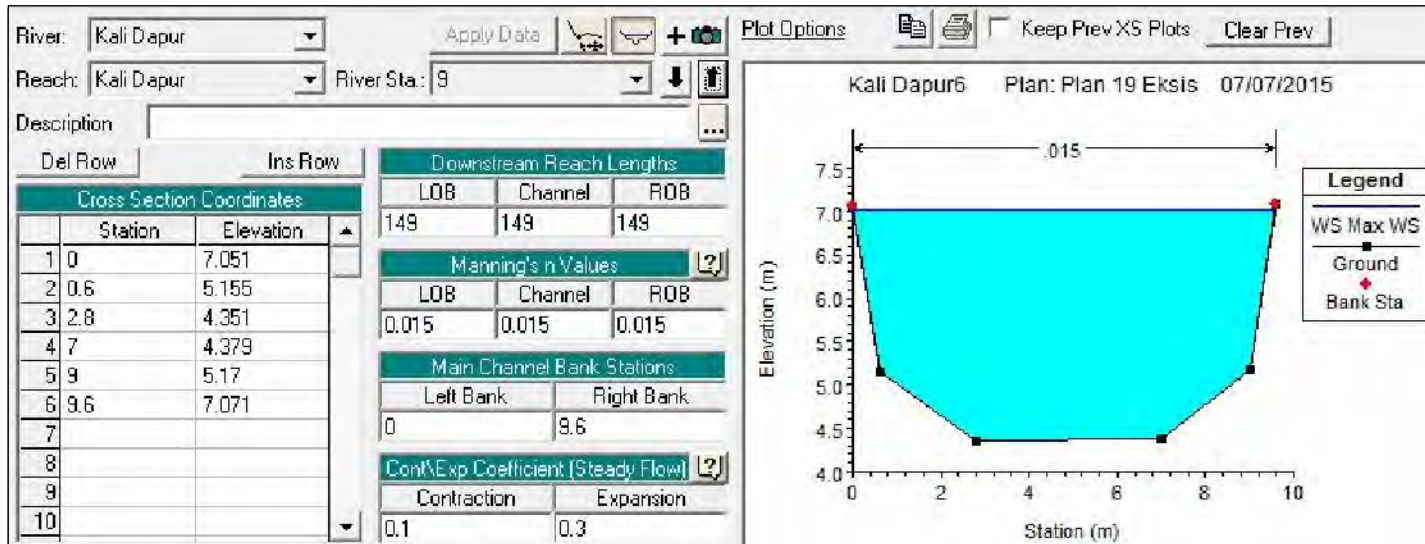
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

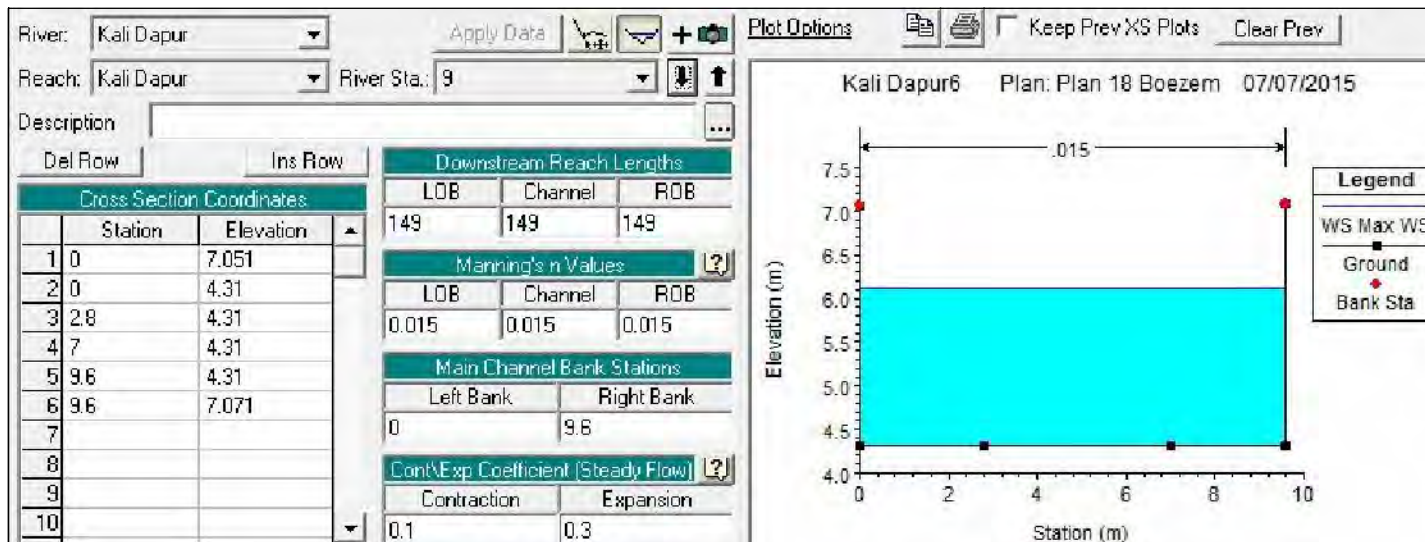
Cross Section
RS 9
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

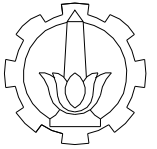
155



RS 9 EKSTING



RS 9 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

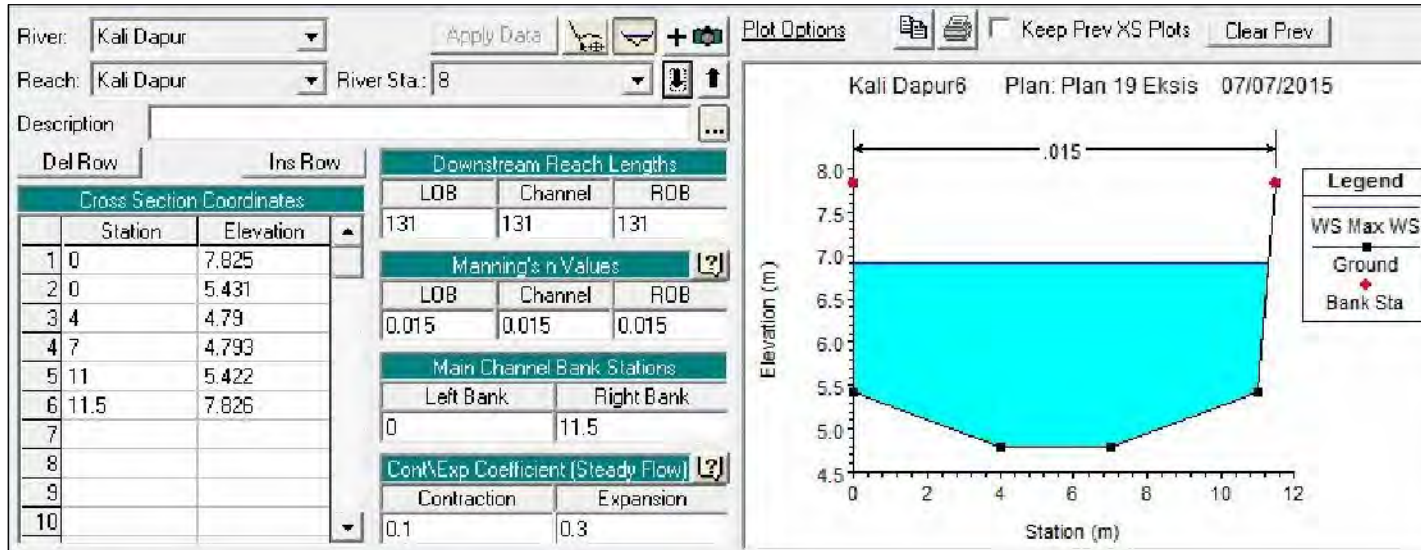
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

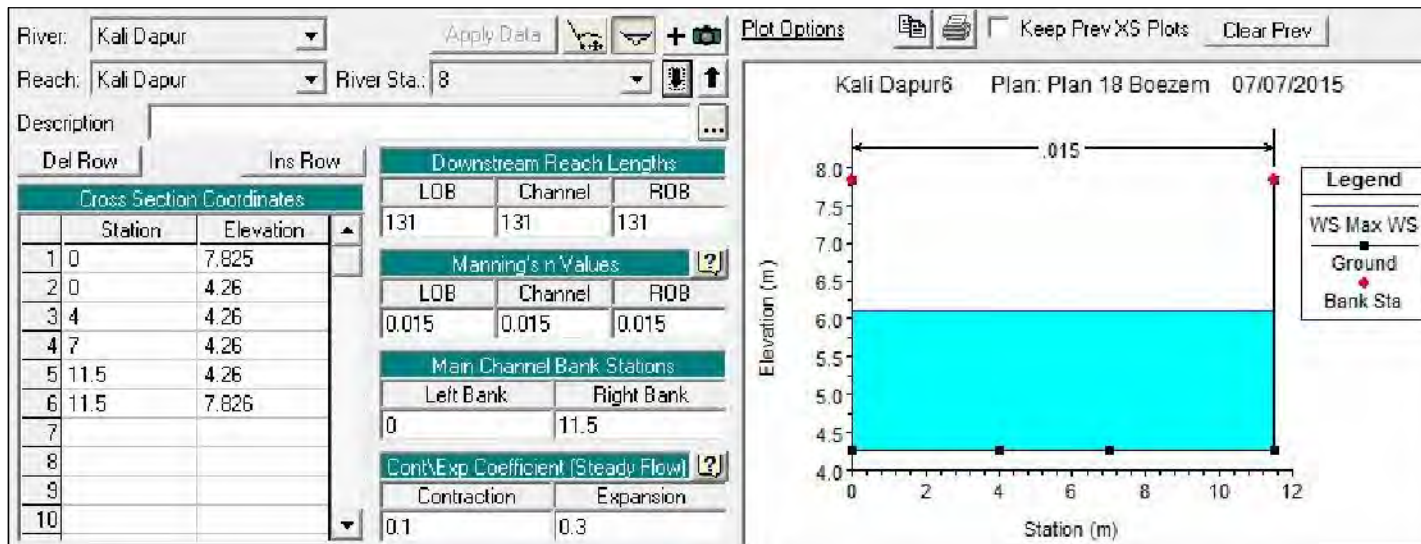
Cross Section
RS 8
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

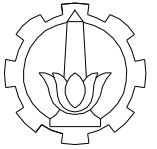
156



RS 8 EKSTING



RS 8 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

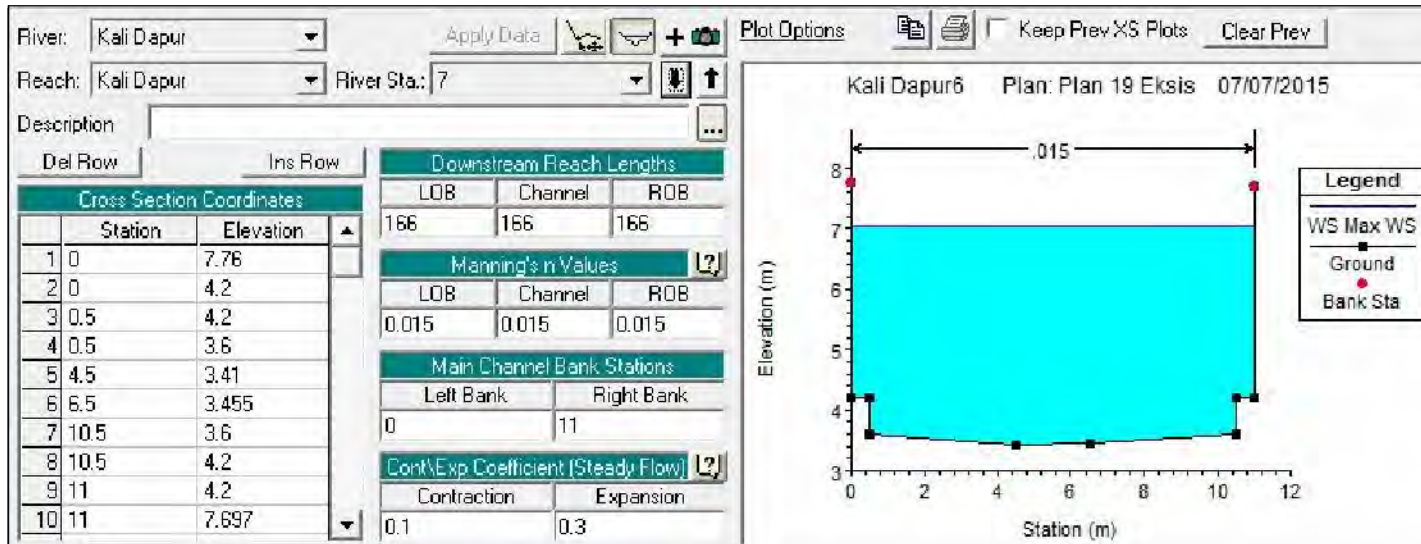
DOSEN PEMBIMBING II

Yang Ratri Savitri, ST., MT.

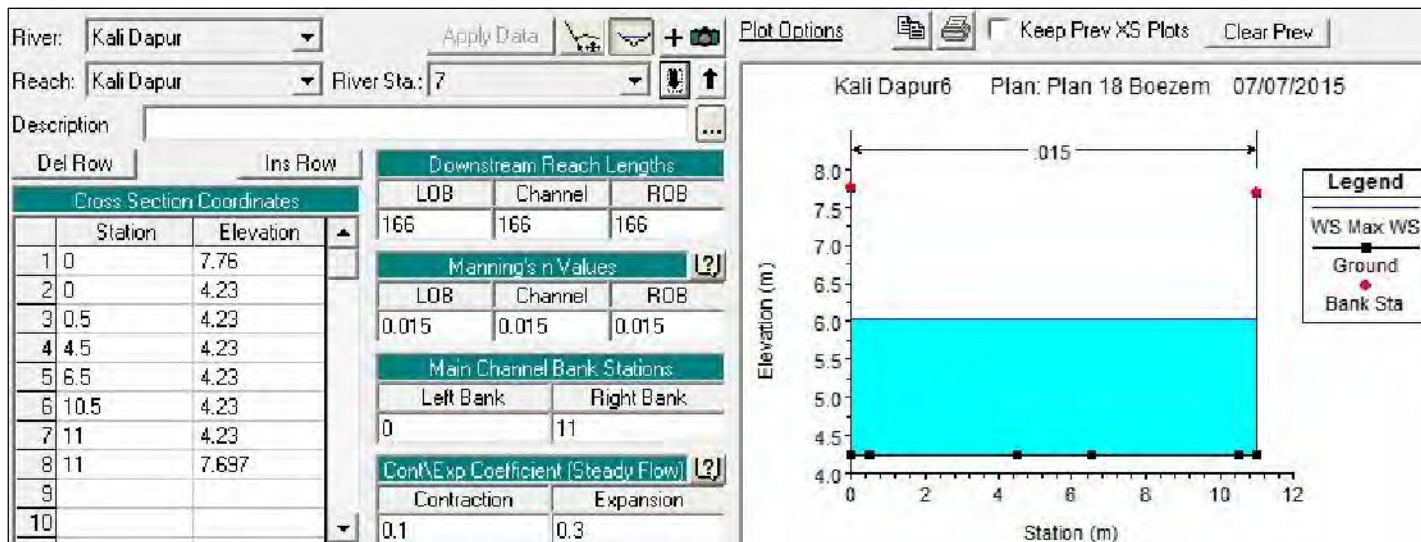
JUDUL GAMBAR

Cross Section
RS 7
Eksisting dan Normalisasi

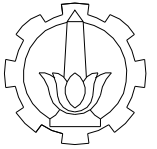
NOMOR HALAMAN



RS 7 EKSISTING



RS 7 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

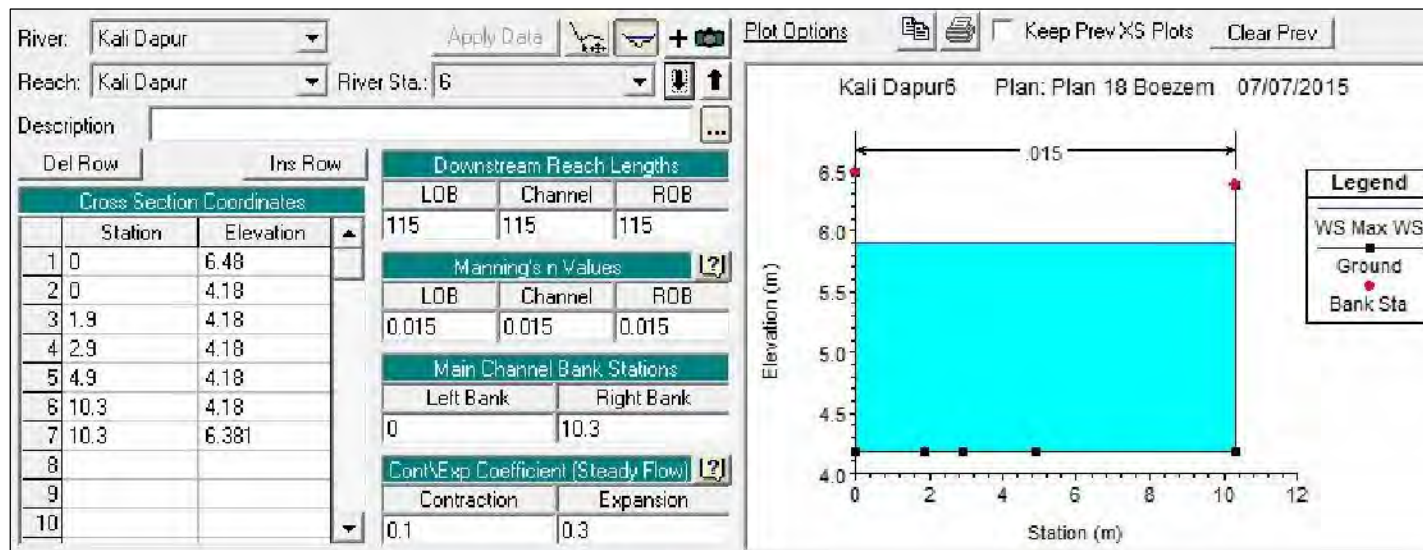
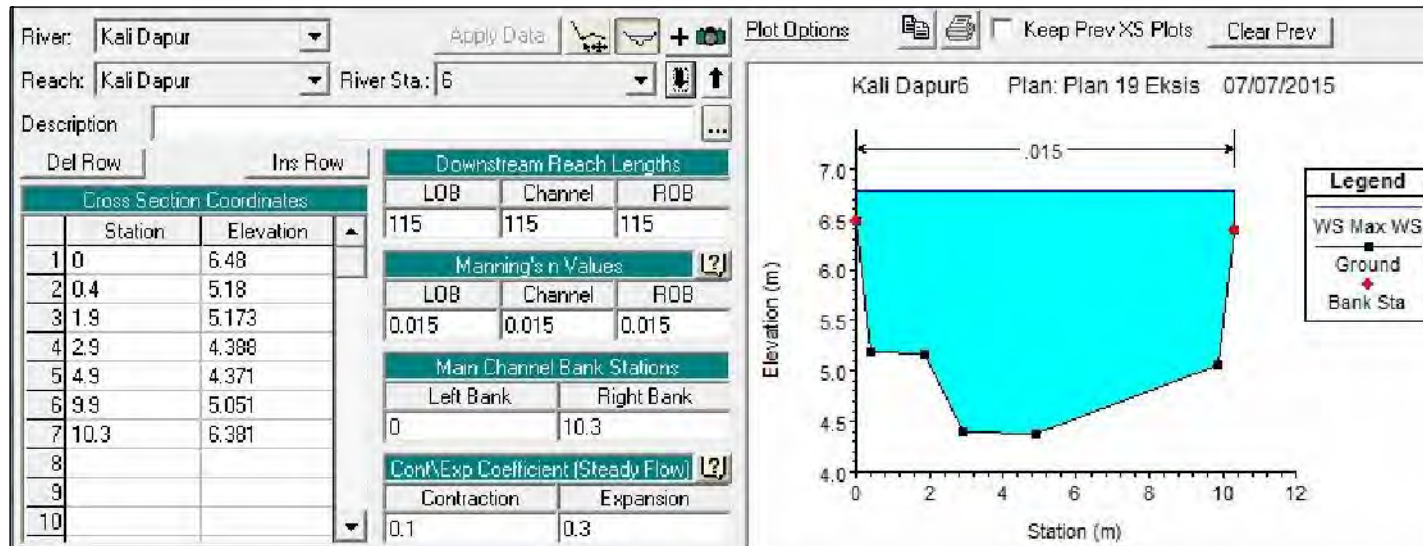
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

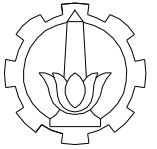
Cross Section
RS 6
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

158



RS 6 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

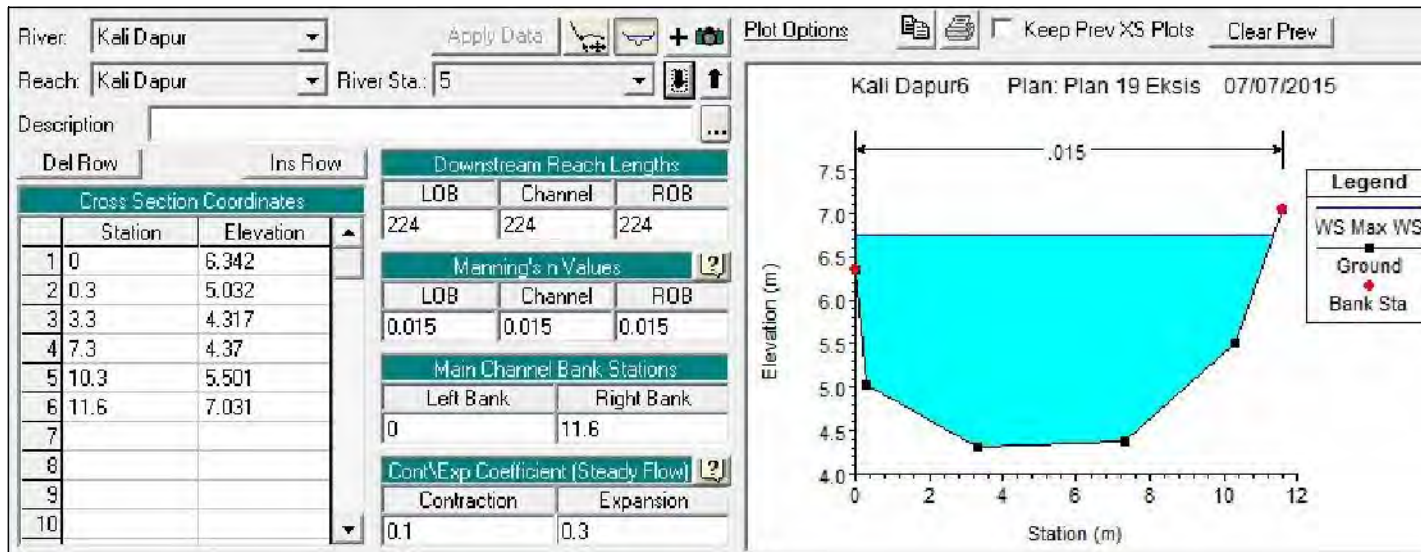
DOSEN PEMBIMBING II

Yang Ratri Savitri, ST., MT.

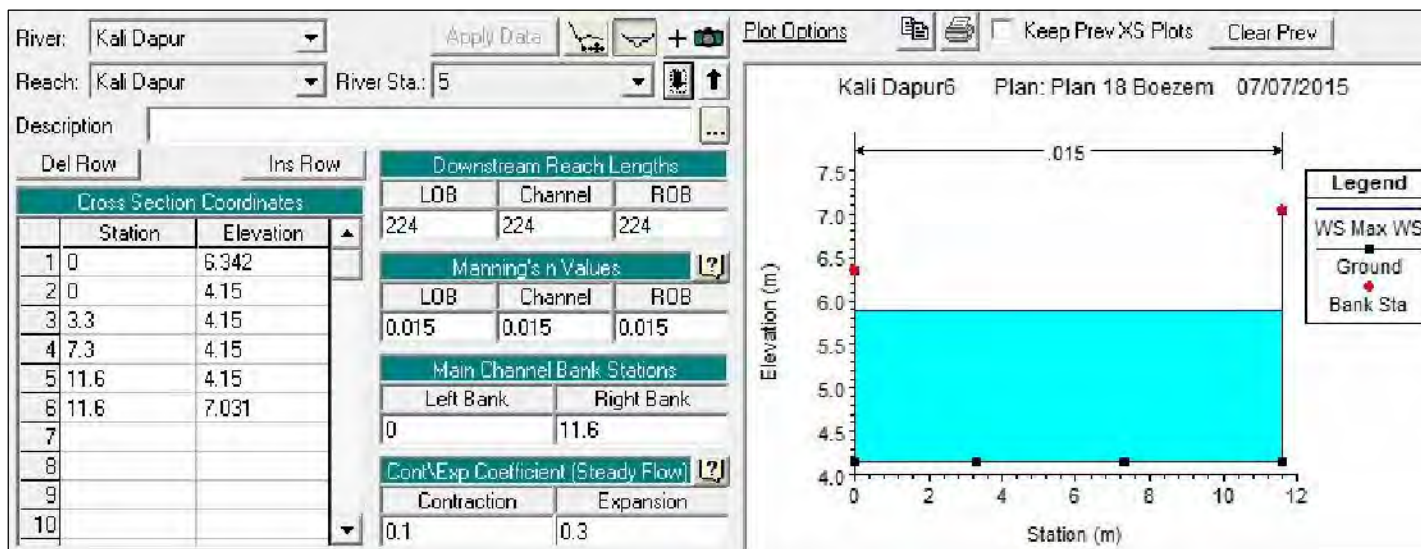
JUDUL GAMBAR

Cross Section
RS 5
Eksisting dan Normalisasi

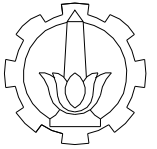
NOMOR HALAMAN



RS 5 EKSISTING



RS 5 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

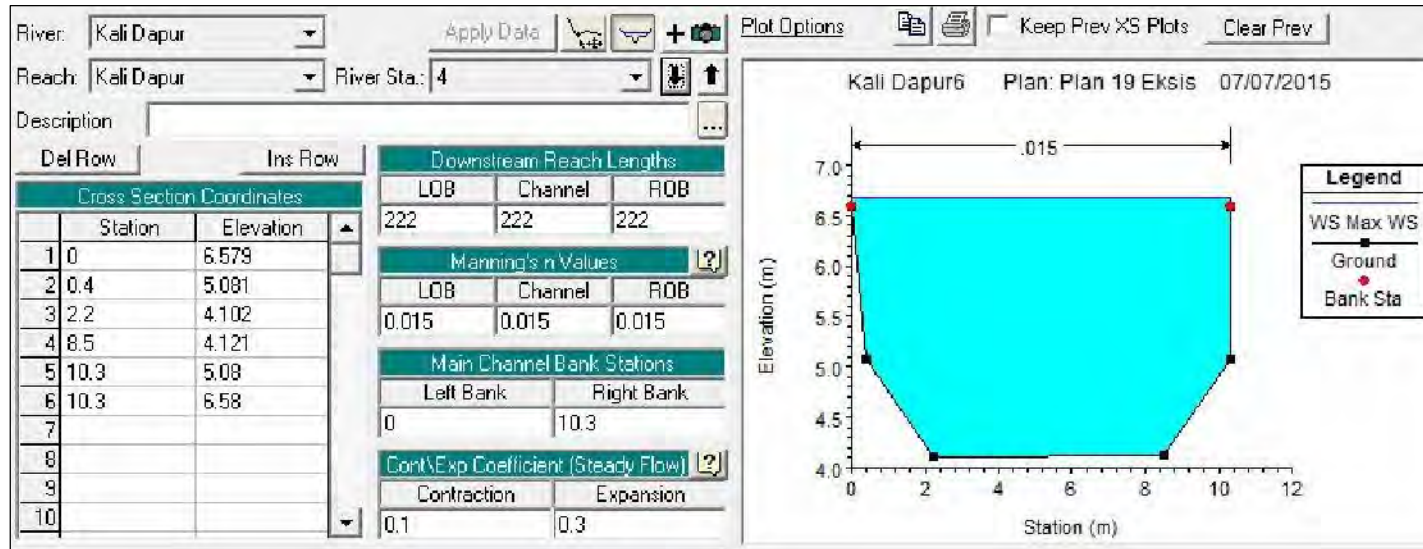
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

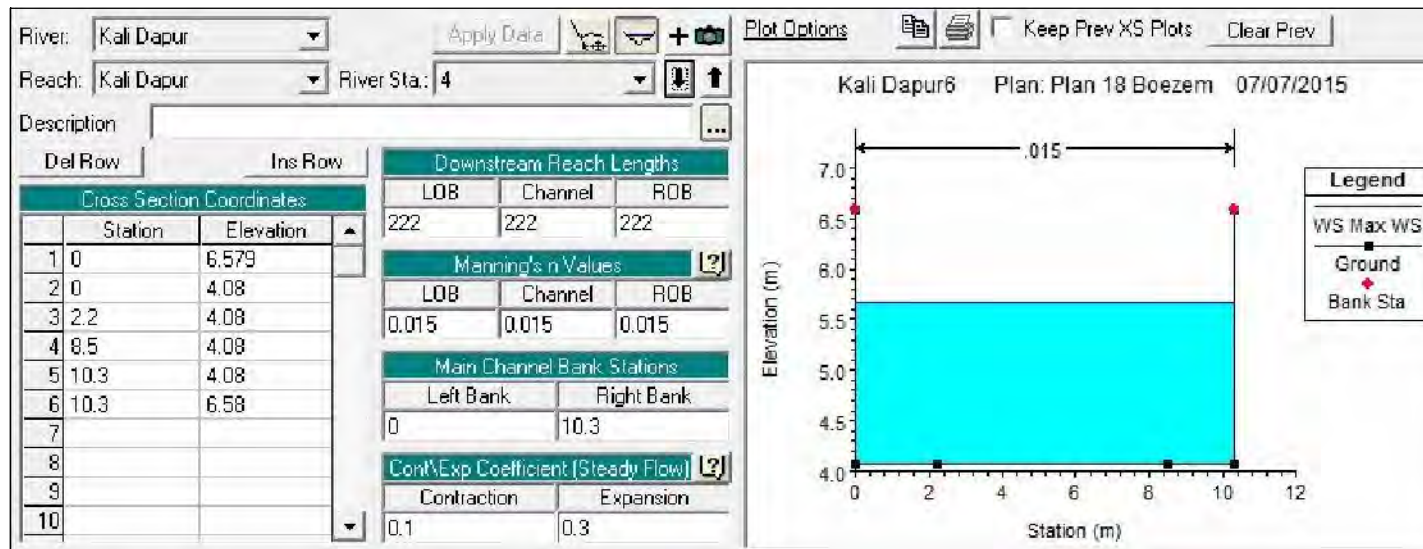
Cross Section
RS 4
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

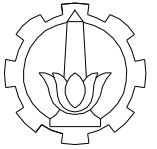
160



RS 4 EKSISTING



RS 4 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

DOSEN PEMBIMBING II

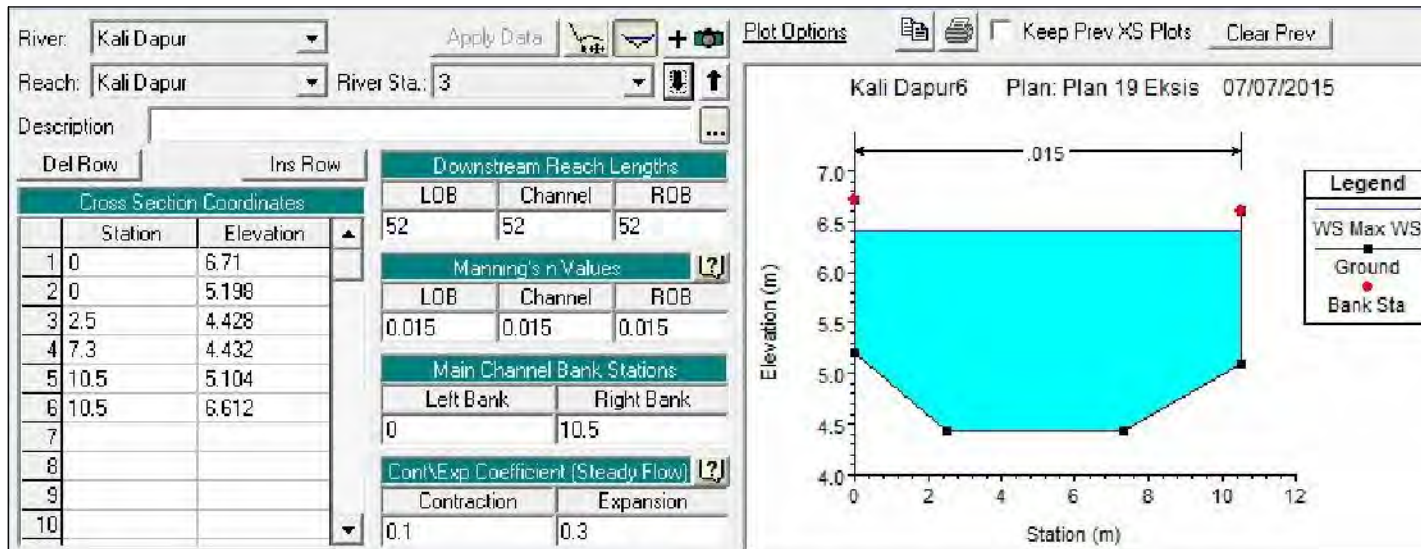
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

JUDUL GAMBAR

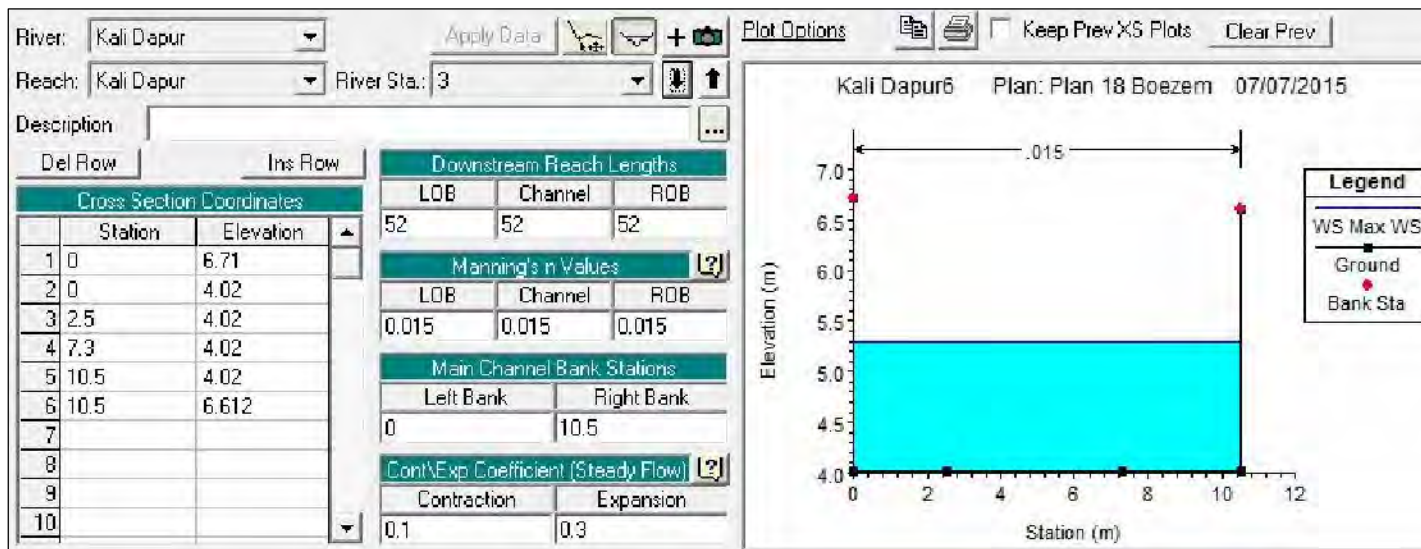
Cross Section
RS 3
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN

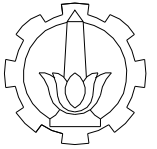
161



RS 3 EKSISTING



RS 3 NORMALISASI



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
DI DAERAH ALIRAN SUNGAI (DAS)
KALI DAPUR / OTIK SEHUBUNGAN
DENGAN PERKEMBANGAN KOTA
LAMONGAN

NAMA

Ichsan Rizkyandi

NRP

3111 100 048

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc

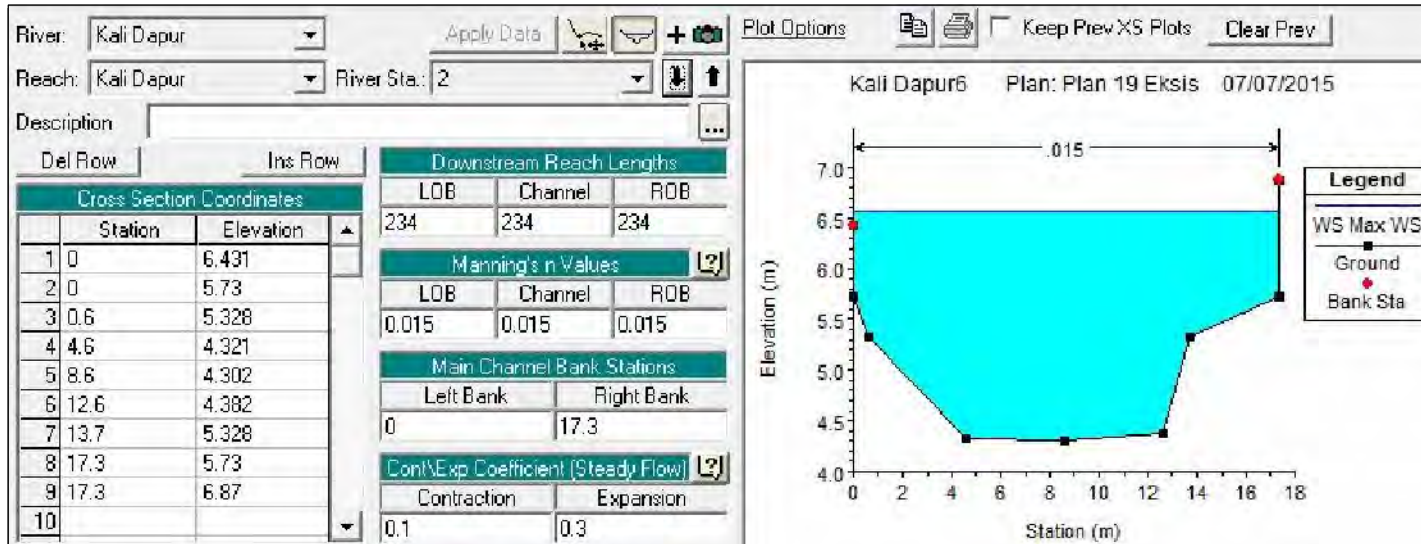
DOSEN PEMBIMBING II

Yang Ratri Savitri, ST., MT.

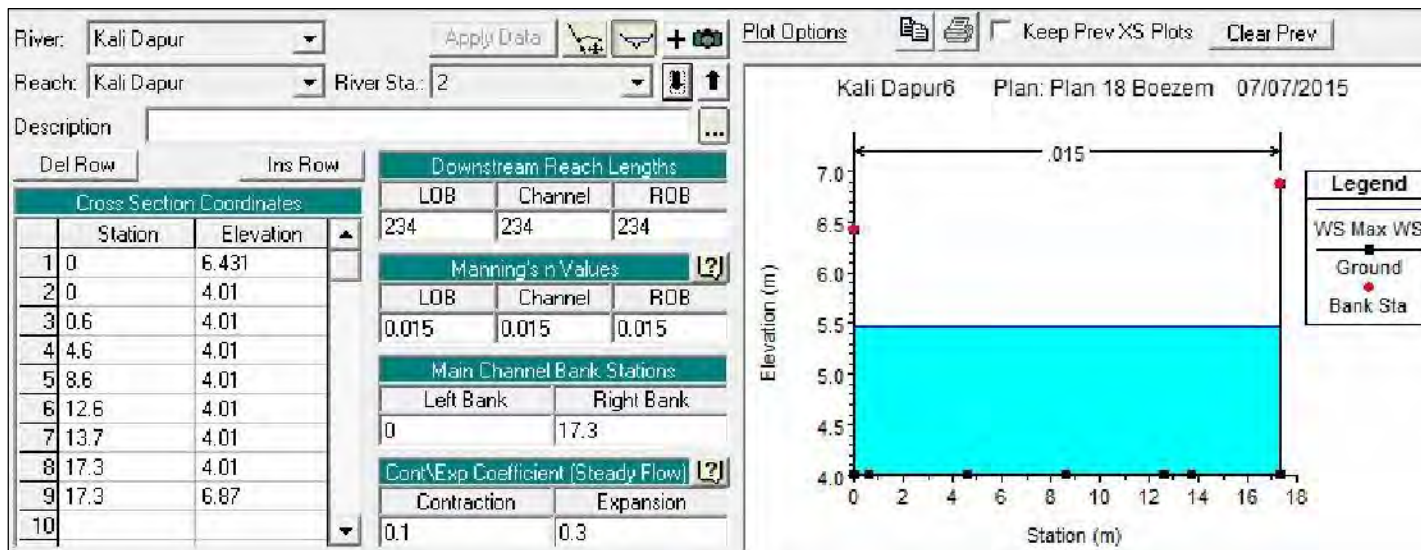
JUDUL GAMBAR

Cross Section
RS 2
Eksisting dan Normalisasi

NOMOR HALAMAN



RS 2 EKSISTING



RS 2 NORMALISASI

DAFTAR PUSTAKA

- Chow, V.T., Maidment, D.R and Mays, L.W., 1988. *Applied Hydrology*. Mc. Graw Hill International Edition. Civil Engineering Series.
- Direktorat Jendral Departemen Pekerjaan Umum, *Standar Perencanaan Irigasi - Kriteria Perencanaan 02*, Badan Penerbit Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta, 1986.
- Harto S, 1993. *Analisis Hidrologi*. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Schulz, E.F. 1978. *Problems in Applied Hydrology*. Water Resources Publication. Colorado.
- Soemarto, C.D. 1995. *Hidrologi Teknik (Edisi ke-2)*. Erlangga. Jakarta.
- Soemarto, C.D. 1999. *Hidrologi Teknik*. Jakarta : Erlangga.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid I*. Nova. Bandung.
- Subramanya, K. 1995. *Engineering Hydrology*. TATA McGRAW - HILL Publishing Company Limited, 2nd Edition, New Delhi.
- Suripin. 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Andi. Yogyakarta.

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Semarang, 17 Juli 1993, yang merupakan anak kedua dari dua bersaudara. Dari Semarang, penulis sempat pindah ke Makassar selama 6 tahun dari tahun 1993 hingga tahun 1999. Kemudian, penulis menetap di Surabaya sejak tahun 1999. Selama di Surabaya, penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Dr. Sutomo VI Surabaya, SMPN 2 Surabaya, SMAN 2 Surabaya. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan di jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui jalur tes tulis SNMPTN pada tahun 2011 dan terdaftar dengan NRP 3111100048. Selama masa kuliah, penulis sempat memperoleh juara 2 voli putra (olimpiade FTSP ITS tahun 2014) dan juara 1 voli putra (olimpiade FTSP ITS tahun 2015) bersama tim voli putra Teknik Sipil ITS. Di Jurusan Teknik Sipil ITS, penulis mengambil bidang studi Hidroteknik. Penulis dapat dihubungi melalui email ichsanrizkyandi@yahoo.co.id.

(halaman ini sengaja dikosongkan)