



TESIS (RC-142501)

**STUDI ALTERNATIF JENIS, LOKASI, DAN DIMENSI
PRASARANA PENGENDALIAN BANJIR PADA SISTEM
JARINGAN DRAINASE SALURAN AFVOUR KELOR
KABUPATEN TUBAN**

RANGGA ADI SABRANG

31 15 205 004

PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

PROGRAM MAGISTER

BIDANG KEAHLIAN MANAJEMEN DAN REKAYASA SUMBER AIR

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2017



TESIS (RC-142501)

**STUDI ALTERNATIF JENIS, LOKASI, DAN DIMENSI
PRASARANA PENGENDALIAN BANJIR PADA SISTEM
JARINGAN DRAINASE SALURAN AFVOUR KELOR
KABUPATEN TUBAN**

RANGGA ADI SABRANG

31 15 205 004

PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

PROGRAM MAGISTER

BIDANG KEAHLIAN MANAJEMEN DAN REKAYASA SUMBER AIR

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2017



THESIS (RC-142501)

**ALTERNATIVE STUDY OF TYPE, LOCATION, AND
DIMENSION INFRASTRUCTURAL OF FLOOD CONTROL
IN THE DRAINAGE SYSTEM, AVFOUR KELOR
CHANNELS, TUBAN REGENCY**

RANGGA ADI SABRANG

31 15 205 004

SUPERVISOR

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

MASTER PROGRAM

WATER RESOURCES ENGINEERING AND MANAGEMENT

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND PLANNING

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2017

LEMBAR PENGESAHAN

Tesis disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar

Magister Teknik (M.T.)

Di

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

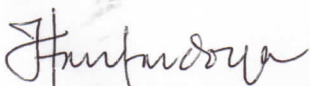
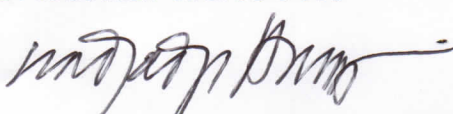

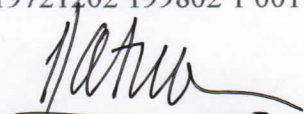
Rangga Adi Sabrang

NRP. 3115205004

Tanggal Ujian : 14 Juni 2017

Periode Wisuda : September 2017

Disetujui Oleh :

- 
1. **Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.** NIP. 19610927 198701 1 001 (Pembimbing)
- 
2. **Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, M.Sc**
NIP. 19540113 198010 1 001 (Penguji)
- 
3. **Dr. Techn. Umbooro Lasminto, ST, M.Sc**
NIP. 19721202 199802 1 001 (Penguji)
- 
4. **Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA**
NIP. 19520311 198003 1 003 (Penguji)



Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Dekan,


Ir. Purwanita Seti anti, M.Sc., Ph.D.

NIP. 19590427 198503 2 001

STUDI ALTERNATIF JENIS, LOKASI, DAN DIMENSI PRASARANA PENGENDALIAN BANJIR PADA SISTEM JARINGAN DRAINASE SALURAN AFVOUR KELOR, KABUPATEN TUBAN

Nama Mahasiswa : Rangga Adi Sabrang
NRP : 3115205004
Jurusan : S2 Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi : Dr. Ir. Wasis Wardoyo M.Sc.

Abstrak

Saluran Avfour Kelor adalah saluran drainase perkotaan yang berfungsi sebagai badan air untuk 17 anak saluran sekundernya. Luas daerah aliran saluran (DAS) Saluran Avfour Kelor kurang lebih 7,3 km². Peran utamanya adalah sebagai pengendali banjir pada kota Tuban. Keadaan tidak mampunya kapasitas saluran ini menampung debit limpasan aliran air dari daerah aliran saluran Afvour Kelor merupakan penyebab terjadinya genangan banjir pada salurannya. Pada saluran Afvour Kelor pada wilayah kelurahan Perbon sering terjadi genangan pada saat selama musim penghujan. Penyebab dari besarnya debit limpasan yang terjadi dari daerah aliran saluran Afvour Kelor, adalah kawasan lahan yang penuh pemukiman sehingga daerah resapan air semakin berkurang. Menurut informasi dari Dinas Pekerjaan Umum Pengairan kabupaten Tuban, genangan yang terjadi mencapai setinggi 0,35 m dengan luas genangan kurang lebih 0,5 km² dan lamanya kurang lebih 4-5 jam. Dengan adanya permasalahan tersebut dan karena belum adanya tindakan dari instansi terkait, maka perlu upaya untuk mengelola sistem drainase di daerah tersebut melalui pengaturan debit limpasan saluran Afvour Kelor.

Maka dari itu dalam pengerjaan Tesis ini diperlukan peninjauan secara langsung di lapangan tepatnya di kawasan tersebut di sekitarnya, hal ini dilakukan untuk mengetahui kondisi kawasan saluran Afvour Kelor. Setelah itu dilakukan suatu perumusan masalah mengenai pengendalian banjir di sistem drainase saluran Afvour Kelor tersebut, seperti menghitung berapa debit banjir yang terjadi di saluran Afvour Kelor, lalu melakukan

bagaimana skenario terbaik untuk mengatur sistem jaringan drainase daerah aliran saluran Avfour Kelor supaya tidak terjadi genangan lagi. Dari rumusan masalah tersebut selanjutnya dilakukan pengumpulan beberapa data, antara lain data hidrologi, data hidrolika, dan data topografi kawasan tersebut. Setelah itu dilakukan analisa hidrologi meliputi analisa data curah hujan, perhitungan debit banjir rencana, serta menggunakan program bantu HEC-HMS untuk menentukan hidrograf banjirnya. Selanjutnya melakukan analisa hidrolika dan melakukan simulasi dari beberapa skenario yang direncanakan dengan program bantu HEC-RAS. Dilakukan sebanyak lima skenario pengendalian banjir antara lain normalisasi saluran Avfour Kelor, perencanaan kolam tampungan pada lokasi-lokasi subdas yang berpengaruh, gabungan beberapa kolam tampung dan normalisasi, gabungan serta perencanaan tanggul saluran. Lalu dipilihlah skenario terbaik yang ditinjau dengan pemilihan tinggi luapan genangan banjir yang terendah dari penampang saluran Avfour Kelor.

Hasil dari penelitian tesis ini adalah skenario keempat merupakan skenario yang mampu mengatasi banjir paling baik dibandingkan keempat skenario lainnya. Hal ini ditunjukkan dengan penurunan tinggi luapan genangan banjir dari 0,35 m menjadi 0,04 m. Dengan adanya kondisi tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa skenario keempat merupakan skenario terbaik untuk mengurangi tinggi luapan genangan banjir di saluran Avfour Kelor.

* Kata kunci : Saluran Avfour Kelor Kecamatan Tuban, kolam tampungan, pompa, normalisasi, tanggul, pengendalian banjir, drainase.

ALTERNATIVE STUDY OF TYPE, LOCATION, AND DIMENSION INFRASTRUCTURAL OF FLOOD CONTROL IN THE DRAINAGE SYSTEM, AVFOUR KELOR CHANNELS, TUBAN REGENCY

Student Name : **Rangga Adi Sabrang**
NRP : **3115205004**
Department : **S2 Civil Engineering FTSP-ITS**
Supervisor : **Dr. Ir. Wasis Wardoyo M.Sc.**

Abstract

The Avfour Kelor channel is an urban drainage channel, that functions as flow the run off from 17 of secondary channels. The chatchment area of the Avfour Kelor channel is approximately 7.3 km². It is main role as flood control in the Tuban town. This channel capacity can not load the runoff of water flows from the catchment area of Afvour Kelor cannel, that is cause of flood puddle happened in that channels. In the Afvour Kelor channel exactly in perbon village, puddle often happens when it's in the rainy season, besides the consequence of big runoff that happens from the catchment area of Afvour Kelor channels, maybe the influence of tide from the sea water also has potential to cause puddle in the area. According to the information of Dinas Pekerjaan Umum Pengairan / Board of Irrigation public work. Tuban regency, puddle in Tuban regency, puddle that happens to reach as high as 0,35 meters high with the width of the puddle is approximately 0.5 kilo meter square wide and it takes more or less 4-5 hours. With the existing problem and due to the inexistence of the action from the related institutions, so it needs an effort to manage drainage system in the area through debit arrangement of runoff of Afvour Kelor channel.

Therefore, in doing this thesis, the review is required directly in the field or field survey exactly in the surrounding area. This matter is done to know the condition of Afvour Kelor channel area. After that, a formulation of problem is done about flood control in drainage system of the Afvour Kelor channels, it's like counting how much flood debit happens in the Afvour Kelor channel, then do how the best scenario is to arrange drainage networking

system in the flowing area of Afvour Kelor channel, so that puddle doesn't happen anymore. From the problem formulation, furthermore the collection of some data is done that is hydrology data, hydraulic data, and topography data of the area. After that analysis of hydrology is done including data analysis of rain fall, the calculation of planned flood debit, as well as assisting program HEC-HMS to determine the hydrograph of flood. Next, doing the hydraulic analysis and doing simulation of some scenarios that are planned by an assisting program HEC-RAS. This research conducted five flood control scenarios including the normalization of the Avfour Kelor channel, the planning of the ponds at influential subdass locations, the combination of several ponds and normalization, and channel embankment planning. Then the best scenario was selected by the lowest flood puddle from the Avfour Kelor channel cross section.

The result of this thesis is the fourth scenario is a scenario that is able to overcome the flood is best compared to the other four scenarios. This is indicated by the decrease in high flood puddle from 0.35 m to 0.04 m. Given these conditions, it can be concluded that the fourth scenario is the best scenario to reduce the high flood puddle in Avfour Kelor channel.

* Keywords : Afvour Kelor channels Tuban, flood control, ponds, pump, normalization, dike, drainage.

KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur saya panjatkan atas kehadiran Allah swt, karena hanya dengan limpahan rahmat, taufik, dan hidayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan Tesis ini dengan judul :

“STUDI ALTERNATIF JENIS, LOKASI, DAN DIMENSI PRASARANA PENGENDALIAN BANJIR PADA SISTEM JARINGAN DRAINASE SALURAN AVFOUR KELOR KABUPATEN TUBAN”.

Tesis ini merupakan salah satu persyaratan untuk menyelesaikan studi pada kurikulum Program Studi S2 Teknik Sipil FTSP – ITS. Penyusunan tesis yang saya kerjakan ini masih jauh dari kesempurnaan. Atas petunjuk dan bimbingan yang baik, untuk itu perkenankan saya mengucapkan terimakasih kepada yang terhormat :

1. Bapak Wasis Wardoyo, selaku Dosen Pembimbing Penelitian ini dan Hidrolika.
2. Bapak Edijatno, selaku Dosen Teknik Penulisan Ilmiah dalam bidang Hidroteknik dan Hidrologi.
3. Bapak Umboro Lasminto, selaku Dosen Hidrolika, dan Hidrolgi.
4. Bapak Nadjaji Anwar, selaku Dosen Manajemen dan Rekayasa Sumber Air.
5. Bapak dan Ibu Dosen yang telah memberikan ilmunya kepada saya.
6. Bapak dan Ibu Karyawan Pascasarjana Teknik Sipil ITS.
7. Saudara Ramdhan Yundra Saputra, saudara Norman Satriyo Wibowo, dan saudara Danu Surendro atas bantuan dalam survei lapangan dan pencarian data-data hidrologi dan hidrolika.
8. Kedua Orang Tua dan Keluarga saya yang telah memberikan dukungan moril dan materi yang tak ternilai.
9. Rekan-rekan mahasiswa S2 Teknik Sipil ITS angkatan 2015, Angel Rumihin, Gilang Idfi, Rachel Zandra Singal, Steven Valerian Brouwer, dan Zulkarnaen.

Saya menyadari sepenuhnya bahwa materi maupun cara penyajian tesis ini masih jauh dari kesempurnaan, mengingat keterbatasan saya selaku penyusun yang masih dalam tahap pembelajaran. Untuk itu saya sangat mengharapkan kritik dan saran yang bersifat

membangun dari pembaca, sebagai perbaikan dalam pengembangan penulisan dan penyusunan di masa yang akan datang.

Akhir kata, semoga tesis saya ini dapat bermanfaat bagi para pembaca pada umumnya dan khususnya bagi saya sendiri.

Surabaya , juni 2017

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	ii
ABSTRAK.....	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR TABEL.....	ix

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Lokasi Studi.....	1
1.3 Rumusan Masalah	4
1.4 Tujuan.....	5
1.5 Batasan Masalah.....	5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Drainase.....	7
2.2 Pengendalian Banjir.....	8
2.3 Curah Hujan Rata-Rata.....	12
2.4 Metode Analisa Curah Hujan	13
2.5 Distribusi Probabilitas	13
2.5.1 Tabel-Tabel Yang Digunakan Dalam Distribusi Probabilitas.....	14
2.6 Uji Distribusi Probabilitas.....	17
2.6.1 Tabel Untuk Metode Chi Kuadrat.....	17
2.6.2 Tabel Untuk Metode Smirnov Kolmogorof.....	17
2.7 Koefisien Pengaliran.....	18
2.8 Analisa Debit Banjir Rencana.....	19
2.8.1 Metode Unit Hidrograf dengan Menggunakan HEC – HMS.....	20
2.8.2 Penelusuran Banjir dengan menggunakan HEC – HMS.....	22
2.9 Analisa Hidrolika.....	23
2.9.1 Analisa Kapasitas Saluran dengan Menggunakan HEC- RAS.....	23

2.10 Penelitian Terkait Sebelumnya.....	24
---	----

BAB III METODOLOGI

3.1 Sistematika Pelaksanaan Penelitian.....	31
3.2 Tahap Persiapan.....	31
3.3 Tahapan Analisa.....	32
3.3.1 Analisa Hidrologi.....	32
3.3.2 Analisa Hidrolika.....	40
3.3.3 Skenario Penelitian.....	40
3.5 <i>Flowchart</i> Metodologi.....	45

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Penentuan Pengaruh Stasiun Curah Hujan.....	47
4.2 Distribusi Problabilitas.....	48
4.3 Uji Distribusi Problabilitas.....	60
4.4 Pemodelan Dengan Program Bantu HEC-HMS.....	75
4.5 Perhitungan Nilai CN (<i>Curve Number</i>).....	75
4.6 Perhitungan Nilai TL (<i>Time Lag</i>).....	78
4.7 Hasil Kondisi Eksisting Saluran.....	80
4.8 Hasil Skenario Pengendalian Banjir 1.....	82
4.9 Hasil Skenario Pengendalian Banjir 2.....	84
4.10 Hasil Skenario Pengendalian Banjir 3.....	87
4.11 Hasil Skenario Pengendalian Banjir 4.....	90
4.12 Hasil Skenario Pengendalian Banjir 5.....	93
4.13 Hasil Profil Muka Air Akibat Dari Semua Skenario.....	96
4.14 Hasil Alternatif Skenario Berdasarkan Tinggi Luapan Banjir Maksimum.....	100

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan.....	103
5.2 Saran.....	105

DAFTAR PUSTAKA.....107

LAMPIRAN.....109

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	1
Lokasi Saluran Afvour Kelor dari jaringan drainase kecamatan Tuban	
Gambar 1.2	2
Kondisi saluran Afvour Kelor pada jarak 1-2 km dari laut Jawa	
Gambar 1.3	3
Lokasi daerah genangan pada saluran Afvour Kelor di kelurahan Perbon, kecamatan Tuban	
Gambar 1.4	3
Jaringan drainase saluran Afvour Kelor dan daerah genangan banjirnya	
Gambar 1.5	4
Genangan air di jalan Manggis, kelurahan Perbon, kecamatan Tuban	
Gambar 2.1	22
Contoh Lag	
Gambar 3.1	41
Skenario 1	
Gambar 3.2	41
Skenario 2	
Gambar 3.3	42
Skenario 3	
Gambar 3.4	42
Skenario 4	
Gambar 3.5	44
Skenario 5	
Gambar 3.6	45
<i>Flow Chart</i> Metodologi	
Gambar 4.1	47
Penentuan wilayah pengaruh hujan dari beberapa stasiun hujan yang ada, dengan penarikan garis segitiga poligon.	
Gambar 4.2	75
Model Tangkapan Air Saluran Afvour Kelor dengan Program HEC-HMS	
Gambar 4.3	81
Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor.	

Gambar 4.4	81
Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5.	
Gambar 4.5	82
Skenario 1	
Gambar 4.6	83
Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 1.	
Gambar 4.7	84
Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 1.	
Gambar 4.8	85
Skenario 2	
Gambar 4.9	86
Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 2.	
Gambar 4.10	87
Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 2.	
Gambar 4.11	88
Skenario 3	
Gambar 4.12	89
Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 3.	
Gambar 4.13	90
Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 3.	
Gambar 4.14	91
Skenario 4	
Gambar 4.15	93
Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 4.	
Gambar 4.16	93
Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 4.	
Gambar 4.17	94
Skenario 5	
Gambar 4.18	95
Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 5.	
Gambar 4.19	96
Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 5.	
Gambar 4.20	100
Grafik Optimasi Pengendalian Banjir Berdasarkan Tinggi Luapan Banjir Maksimum.	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	14
Persyaratan Parameter Statistik Suatu Distribusi	
Tabel 2.2	14
Nilai <i>Reduced Standart Deviation</i> (S_n) dan Nilai <i>Reduced Mean</i> (Y_n)	
Tabel 2.3	15
Nilai <i>Reduced Variate</i> (Y_f)	
Tabel 2.4	15
Nilai <i>Variabel reduksi Gauss</i>	
Tabel 2.5	16
Faktor Frekuensi K_T untuk Distribusi <i>Log Pearson Type III</i> (G atau C_s positif)	
Tabel 2.6	17
Tabel Parameter <i>Chi-Kuadrat</i> , χ^2_{cr}	
Tabel 2.7	18
Nilai P Kritis <i>Smirnov - Kolmogorof</i>	
Tabel 2.8	18
Koefisien Pengaliran	
Tabel 2.9	21
Harga CN yang disesuaikan dengan DAS di Indonesia	
Tabel 4.1	48
Data Curah Hujan stasiun Sidomulyo selama 20 tahun (Tahun 1996 – 2015)	
Tabel 4.2	49
Perhitungan Parameter Statistika	
Tabel 4.3	52
Perhitungan Parameter Statistika	
Tabel 4.4	53
Perhitungan Parameter Statistika	
Tabel 4.5	55
Perhitungan Parameter Statistika	
Tabel 4.6	58

Menentukan nilai $(X_i - \bar{X})^3$ dan $(X_i - \bar{X})^4$ untuk mencari koefisien kepeccengan dan koefisien kurtosis

Tabel 4.7	60
Persyaratan parameter statistik suatu distribusi	
Tabel 4.8	61
Pengurutan data hujan dari besar ke kecil	
Tabel 4.9	65
Perhitungan nilai χ^2 untuk distribusi Normal	
Tabel 4.10	65
Perhitungan nilai χ^2 untuk distribusi Log Normal	
Tabel 4.11	65
Perhitungan Nilai χ^2 untuk distribusi Gumbel	
Tabel 4.12	66
Perhitungan Nilai χ^2 untuk distribusi Log Person Type III	
Tabel 4.13	66
Rekapitulasi nilai χ^2 dan χ^2_{cr}	
Tabel 4.14	67
Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas <i>Log Person Type III</i> dengan Metode <i>Smirnov Kolmogorof</i>	
Tabel 4.15	69
Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas Normal dengan Metode <i>Smirnov Kolmogorof</i>	
Tabel 4.16	70
Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas Log Normal dengan Metode <i>Smirnov Kolmogorof</i>	
Tabel 4.17	72
Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas <i>Gumbel</i> dengan Metode <i>Smirnov Kolmogorof</i>	
Tabel 4.18	74
Nilai tinggi hujan rencana periode ulang dari masing-masing analisa distribusi probabilitas.	

Tabel 4.19	77
Perhitungan Luas Masing - Masing Subdas, Nilai CN dan Impervious Pada DAS Avfour Kelor	
Tabel 4.20	79
Perhitungan TL Masing - Masing Subdas dan Saluran, Pada DAS Avfour Kelor	
Tabel 4.21	80
Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor	
Tabel 4.22	83
Skenario 1 Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor	
Tabel 4.23	85
Dimensi Kolam Tampung	
Tabel 4.24	86
Skenario 2 Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor	
Tabel 4.25	88
Dimensi Kolam Tampung	
Tabel 4.26	89
Skenario 3 Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor	
Tabel 4.27	91
Dimensi Kolam Tampung	
Tabel 4.28	92
Skenario 4 Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor	
Tabel 4.29	94
Skenario 5 Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor	

Tabel 4.30	97
Hasil Penurunan Muka Air Banjir Akibat Semua Skenario Pengendalian Banjir	
Tabel 4.31	100
Skenario Pengendalian Banjir Berdasarkan Tinggi Luapan Banjir Maksimum	

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Saluran Avfour Kelor berada di wilayah kabupaten Tuban Jawa Timur, tepatnya berada di kecamatan Tuban. Saluran ini bermuara ke laut Jawa dan mempunyai panjang kurang lebih 4,1 km dengan luas daerah aliran sebesar 7,3 km², dengan elevasi hulu saluran ± 15 m dan hilir saluran ± 3 m dari permukaan laut. Kondisi eksisting daerah aliran saluran Avfour Kelor ini sebagian besar tata guna lahannya berupa pemukiman, sebagiannya lagi berupa persawahan dan ruang terbuka hijau. Sistem jaringan drainase daerah ini meliputi saluran tersier yaitu saluran-saluran kecil yang menerima limpasan air dari lahan yang ada, saluran sekunder yaitu saluran yang menerima limpasan dari saluran tersier dan membuang limpasannya ke saluran primer, dan saluran primer itu sendiri yaitu saluran Avfour Kelor.

Pada saluran Avfour Kelor terdapat beberapa saluran sekunder yang bermuara di saluran Avfour Kelor, antara lain saluran Kembangbilo, saluran Latsari, saluran Al-Falah, saluran Perbon, saluran Teuku Umar, Saluran Bogorejo, Saluran Alpokat, saluran Sidorejo, saluran Manalagi, saluran Rejoso, saluran Manggis, saluran Letda Sucipto I, saluran Letda Sucipto II, saluran Delima, saluran Nasional I, dan saluran Nasional II.

Daerah aliran saluran Avfour Kelor meliputi beberapa wilayah kecamatan Tuban antara lain Kelurahan Kembangbilo, Kelurahan Latsari, dan Kelurahan Perbon. Berikut adalah lokasi dari saluran Avfour Kelor di kecamatan Tuban kabupaten Tuban.



(sumber : Dinas PU Pengairan kabupaten Tuban, 2015)

Gambar 1.1. Lokasi DAS Avfour Kelor dari jaringan drainase kecamatan Tuban

Dan berikut adalah gambar kondisi eksisting dari saluran Afvour Kelor di kecamatan Tuban kabupaten Tuban.



(sumber : Dinas PU Pengairan kabupaten Tuban, 2015)

Gambar 1.2. Kondisi saluran Afvour Kelor pada jarak 1-2 km dari laut Jawa

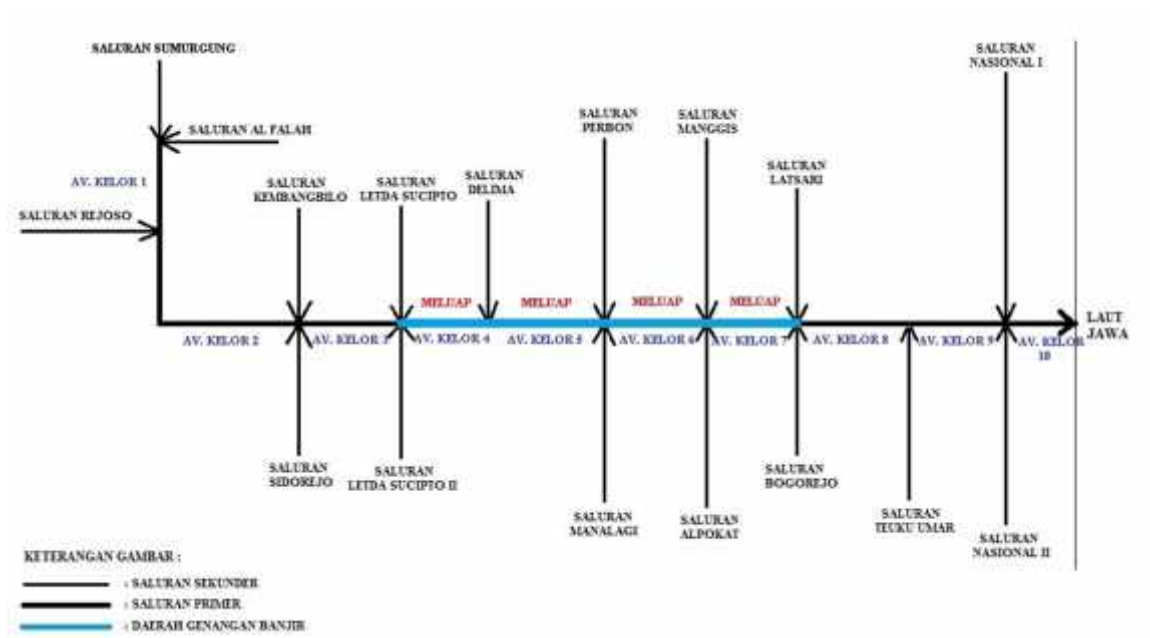
Ditinjau dari topografinya kecamatan Tuban merupakan daerah yang berdekatan dengan laut, sehingga mempunyai keuntungan dan sekaligus kerugian, keuntungannya adalah saluran-saluran utama drainasenya dapat langsung diarahkan ke laut, sedangkan kerugiannya adalah aliran di saluran-saluran tersebut sangat dipengaruhi oleh pasang surut air laut. Keadaan topografi dan tidak mampunya saluran drainase menampung limpasan aliran air dari daerah aliran saluran Afvour Kelor yang merupakan penyebab terjadinya genangan pada daerah hilirnya.

Pada saluran Afvour Kelor di bagian mendekati dari hilirnya, tepatnya sebagian daerah kelurahan Perbon sering terjadi genangan pada saat selama musim penghujan. Selain akibat dari besarnya limpasan yang terjadi dari daerah aliran saluran Afvour Kelor, kemungkinan pengaruh pasang dari air laut juga berpotensi menyebabkan genangan di daerah tersebut. Menurut informasi dari Dinas Pekerjaan Umum Pengairan kabupaten Tuban, genangan yang terjadi mencapai setinggi 30 cm dengan luas genangan kurang lebih 0,5 km² dan lamanya kurang lebih 4-5 jam. Dengan adanya permasalahan tersebut dan karena belum adanya tindakan dari instansi terkait, maka perlu upaya untuk mengelola sistem drainase di daerah tersebut melalui pengaturan debit limpasan saluran Afvour Kelor. Berikut adalah lokasi daerah genangan banjir dan jaringan drainase saluran Afvour Kelor.



(sumber : Google Earth Pro, 2016)

Gambar 1.3. Lokasi daerah genangan pada saluran Avfour Kelor di kelurahan Perbon, kecamatan Tuban



Gambar 1.4. Jaringan drainase saluran Avfour Kelor dan daerah genangan banjirnya

Sedangkan kondisi dari genangan banjir itu sendiri dapat dilihat pada Gambar 1.5 berikut ini.



(sumber : Dinas PU Pengairan kabupaten Tuban, 2015)

Gambar 1.5. Genangan air di jalan Letda Sucipto, kelurahan Perbon, kecamatan Tuban.

Untuk menyelesaikan permasalahan tersebut, maka diperlukan studi mengenai potensi kemampuan drainase saluran Afvour Kelor dalam menanggulangi permasalahan genangan banjir tersebut. Maka dari itu dalam studi ini diberikan judul, **“STUDI ALTERNATIF JENIS, LOKASI, DAN DIMENSI PRASARANA PENGENDALIAN BANJIR PADA SISTEM JARINGAN DRAINASE SALURAN AFVOUR KELOR, KABUPATEN TUBAN”**.

Jadi pada penelitian ini akan dilakukan pengaturan sistem drainase saluran Afvour Kelor. Pengaturan dilakukan dengan membuat beberapa skenario penelitian yaitu menggabungkan rencana dari letak tampungan dan pompa, tampungan dan tampungan, serta tampungan dan pelebaran saluran yang dekat dengan lokasi genangan banjir, tujuannya untuk menekan debit limpasan di hilir dan memperlama atau menunda waktu limpasannya. Sehingga limpasan air hujan tidak membebani daerah hilir saluran Afvour Kelor dan diharapkan tidak terjadi genangan banjir lagi.

1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang di atas, adapun rumusan masalahnya sebagai berikut :

1. Berapa debit limpasan maksimum yang terjadi di daerah aliran saluran Afvour Kelor, sehingga terjadi genangan banjir disana?

2. Bagaimana skenario untuk mengatur sistem jaringan drainase daerah aliran saluran Afvour Kelor supaya tidak terjadi genangan lagi di daerah hilir nya ?
3. Bagaimana kondisi kapasitas saluran Avfour Kelor dalam menerima limpasan sebelum dan sesudah dilakukan pengaturan?
4. Skenario mana yang terbaik untuk mengatasi genangan banjir yang terjadi di saluran Afvour Kelor?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan dari rumusan masalah di atas :

1. Menghitung debit limpasan maksimum yang terjadi di daerah aliran saluran Afvour Kelor.
2. Melakukan beberapa skenario untuk mengatur sistem jaringan drainase daerah aliran saluran Avfour Kelor supaya tidak terjadi genangan lagi di daerah hilir nya.
3. Mengetahui kondisi kapasitas saluran Afvour Kelor dalam menerima limpasan sebelum dan sesudah dilakukan pengaturan.
4. Menentukan skenario terbaik untuk mengatasi genangan banjir yang terjadi di saluran Afvour Kelor .

1.4 Batasan Masalah

Ruang lingkup bahasan yang dibahas dalam thesis ini dibatasi pada :

1. Analisa hidrologi
2. Analisa hidrolika
3. Skenario Penelitian
4. Lokasi studi daerah aliran saluran Afvour Kelor.

Sedangkan ruang lingkup yang tidak dibahas dalam thesis ini antara lain:

1. Perhitungan sedimentasi.
2. Teknik pelaksanaan di lapangan.
3. Rencana Anggaran Biaya

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Drainase

Menurut Mulyanto (2012), drainase adalah suatu ilmu tentang pengeringan tanah. Drainase (drainage) berasal dari kata *to drain* yang berarti mengeringkan atau mengalirkan air dan merupakan terminologi yang digunakan untuk menyatakan sistem-sistem yang berkaitan dengan penanganan masalah kelebihan air, baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Pengertian drainase tidak terbatas pada teknis pembuangan air yang berlebihan namun lebih luas lagi menyangkut keterkaitannya dengan aspek kehidupan yang berada didalam kawasan diperkotaan. Semua hal yang menyangkut kelebihan air yang berada di kawasan kota sudah pasti dapat menimbulkan permasalahan yang cukup kompleks. Dengan semakin kompleksnya permasalahan drainase perkotaan maka di dalam perencanaan dan pembangunannya tergantung pada kemampuan masing-masing perencana. Dengan demikian didalam proses pekerjaannya memerlukan kerja sama dengan beberapa ahli di bidang lain yang terkait.

Selanjutnya menurut Maryono (2001), sistem drainase perkotaan dapat dibagi menjadi dua macam sistem dan ditambah dengan pengendalian banjir (*flood control*), sistem tersebut adalah :

- a. Sistem Jaringan Drainase Utama (*Major Urban Drainage System*), berfungsi mengumpulkan aliran air hujan dari minor drainase sistem untuk diteruskan ke badan air atau *flood control* (sungai yang melalui daerah pemerintahan kota dan kabupaten, seperti: waduk, rawa-rawa, sungai dan muara laut untuk kota-kota ditepi pantai).
- b. Drainase Lokal (*Minor Urban Drainage System*), adalah jaringan drainase yang melayani bagian-bagian khusus perkotaan seperti kawasan *real estate*, kawasan komersial, kawasan industri, kawasan perkampungan, kawasan kompleks-komplek, perumahan dan lain-lain.

- c. Struktur saluran, secara hirarki drainase perkotaan mulai dari yang paling hulu akan terdiri dari: saluran kwarter/saluran kolektor jaringan drainase lokal, saluran tersier, saluran sekunder dan saluran primer.

2.2. Pengendalian Banjir

Pengendalian banjir merupakan suatu yang kompleks. Dimensi rekayasannya (*engineering*) melibatkan banyak disiplin ilmu teknik antara lain: hidrologi, hidrolika, erosi DAS, teknik sungai, morfologi & sedimentasi sungai, rekayasa sistem pengendalian banjir, sistem drainase kota, bangunan air dll. Pengendalian banjir merupakan bagian dari pengelolaan sumber daya air yang lebih spesifik untuk mengendalikan debit banjir umumnya melalui dam-dam pengendali banjir, atau peningkatan sistem pembawa (sungai, drainase) dan pencegahan hal –hal yang berpotensi merusak dengan cara mengelola tata guna lahan dan daerah banjir (*flood plains*). (Robert J. Kodoatie, “PSDA Terpadu”).

Banjir adalah suatu kondisi dimana tidak tertampungnya air dalam saluran pembuang (kali) atau terhambatnya aliran air di dalam saluran pembuang. (Suripin, 2004). Banjir merupakan peristiwa alam yang dapat menimbulkan kerugian harta benda penduduk serta dapat pula menimbulkan korban jiwa. Dikatakan banjir apabila terjadi luapan air yang disebabkan kurangnya kapasitas penampang saluran. Banjir di bagian hulu biasanya arus banjirnya deras, daya gerusnya besar, tetapi durasinya pendek. Sedangkan di bagian hilir arusnya tidak deras (karena landai), tetapi durasi banjirnya panjang. Beberapa karakteristik yang berkaitan dengan banjir, diantaranya adalah :

- a. Banjir dapat datang secara tiba-tiba dengan intensitas besar namun dapat langsung mengalir.
- b. Banjir datang secara perlahan namun intensitas hujannya sedikit.
- c. Pola banjirnya musiman.
- d. Banjir datang secara perlahan namun dapat menjadi genangan yang lama di daerah depresi.
- e. Akibat yang ditimbulkan adalah terjadinya genangan, erosi, dan sedimentasi. Sedangkan akibat lainnya adalah terisolasinya daerah pemukiman dan diperlukan evakuasi penduduk.

Banyak faktor menjadi penyebab terjadinya banjir. Namun secara umum penyebab terjadinya banjir dapat diklasifikasikan dalam 2 kategori, yaitu banjir yang disebabkan oleh sebab-sebab alami dan banjir yang diakibatkan oleh tindakan manusia.

Yang termasuk sebab-sebab alami diantaranya adalah :

1. Curah hujan

Indonesia mempunyai iklim tropis sehingga sepanjang tahun mempunyai dua musim yaitu musim hujan yang umumnya terjadi antara bulan Oktober sampai bulan Maret, dan musim kemarau yang terjadi antara bulan April sampai bulan September. Pada musim penghujan, curah hujan yang tinggi akan mengakibatkan banjir di sungai dan apabila banjir tersebut melebihi tebing sungai maka akan timbul banjir atau genangan.

2. Pengaruh Fisiografi

Fisiografi atau geografi fisik sungai seperti bentuk, fungsi dan kemiringan daerah pengaliran sungai (DPS), kemiringan sungai, geometrik hidrolis (bentuk penampang seperti lebar, kedalaman, potongan memanjang, material dasar sungai), lokasi sungai dll. merupakan hal-hal yang mempengaruhi terjadinya banjir.

3. Erosi dan Sedimentasi

Erosi dan sedimentasi di DPS berpengaruh terhadap pengurangan kapasitas penampang sungai. Erosi dan sedimentasi menjadi problem klasik sungai-sungai di Indonesia. Besarnya sedimentasi akan mengurangi kapasitas saluran, sehingga timbul genangan dan banjir di sungai.

4. Kapasitas sungai

Pengurangan kapasitas aliran banjir pada sungai dapat disebabkan oleh pengendapan yang berasal dari erosi DAS dan erosi tanggul sungai yang berlebihan dan sedimentasi di sungai yang dikarenakan tidak adanya vegetasi penutup dan penggunaan lahan yang tidak tepat.

5. Kapasitas Drainase yang tidak memadai
Hampir semua kota-kota di Indonesia mempunyai drainase daerah genangan yang tidak memadai, sehingga kota-kota tersebut sering menjadi langganan banjir di musim hujan.
6. Pengaruh air pasang
Air pasang laut memperlambat aliran sungai ke laut. Pada waktu banjir bersamaan dengan air pasang yang tinggi maka tinggi genangan atau banjir menjadi besar karena terjadi aliran balik (*backwater*).

Sedangkan yang termasuk sebab-sebab banjir karena tindakan manusia adalah:

1. Perubahan Kondisi DAS
Perubahan DAS seperti penggundulan hutan, usaha pertanian yang kurang tepat, perluasan kota, dan perubahan tata guna lahan lainnya, dapat memperburuk masalah banjir karena meningkatnya aliran banjir. Perubahan tata guna lahan memberikan kontribusi yang besar terhadap naiknya kuantitas dan kualitas banjir.
2. Kawasan kumuh
Perumahan kumuh yang terdapat di sepanjang sungai, dapat merupakan penghambat aliran. Masalah kawasan kumuh dikenal sebagai faktor penting terhadap masalah banjir daerah perkotaan.
3. Sampah
Ketidaksiplinan masyarakat untuk membuang sampah pada tempat yang ditentukan, umumnya mereka langsung membuang sampah ke sungai. Di kotakota besar hal ini sangat mudah dijumpai. Pembuangan sampah di alur sungai dapat meninggikan muka air banjir karena menghalangi aliran air.
4. Drainase lahan
Drainase perkotaan dan pengembangan pertanian pada daerah bantuan banjir akan mengurangi kemampuan bantaran dalam menampung debit air yang tinggi.

5. Bendung dan bangunan air

Bendung dan bangunan lain seperti pilar jembatan dapat meningkatkan elevasi muka air banjir karena efek aliran balik (*backwater*).

6. Kerusakan bangunan pengendali banjir

Pemeliharaan yang kurang memadai dari bangunan pengendali banjir sehingga menimbulkan kerusakan dan akhirnya menjadi tidak berfungsi dapat meningkatkan kuantitas banjir.

7. Perencanaan sistem pengendalian banjir tidak tepat

Beberapa sistem pengendalian banjir memang dapat mengurangi kerusakan akibat banjir kecil sampai sedang, tetapi mungkin dapat menambah kerusakan selama banjir-banjir yang besar. Sebagai contoh bangunan tanggul sungai yang tinggi. Limpasan pada tanggul pada waktu terjadi banjir yang melebihi banjir rencana dapat menyebabkan keruntuhan tanggul, hal ini menimbulkan kecepatan aliran air menjadi sangat besar yang melalui bobolnya tanggul sehingga menimbulkan banjir yang besar.

(Robert J. Kodoatie, Sugiyanto, "Banjir")

Daerah genangan banjir terjadi akibat adanya peningkatan jumlah penduduk, kebutuhan infrastruktur terutama permukiman meningkat, sehingga merubah sifat dan karakteristik tata guna lahan. Sama dengan prinsip pengendalian banjir perubahan tata guna lahan yang tidak terkendali menyebabkan aliran permukaan (*run-off*) meningkat. Hal-hal yang menyebabkan terjadinya genangan air di suatu lokasi antara lain seperti dimensi saluran yang tidak sesuai, perubahan tata guna lahan yang menyebabkan terjadinya peningkatan debit banjir di suatu daerah aliran sistem drainase, elevasi saluran tidak memadai, lokasi merupakan daerah cekungan, tanggul kurang tinggi, kapasitas tampungan kurang besar, dimensi gorong-gorong terlalu kecil sehingga terjadi aliran balik, adanya penyempitan saluran, tersumbatnya saluran oleh endapan, sedimentasi atau timbunan sampah, dan lain-lain.

Cara pengendalian banjir dapat dilakukan secara struktur dan non struktur, tetapi dalam penelitian ini hanya dilakukan dengan cara struktur saja antara lain seperti :

1. Normalisasi alur sungai/saluran dan tanggul

Pada pengendalian banjir dengan cara ini dapat dilakukan pada hampir seluruh sungai-sungai di bagian hilir. Pada pekerjaan ini diharapkan dapat menambah kapasitas pengaliran dan memperbaiki alur sungai. Faktor-faktor yang perlu diperhatikan pada cara ini adalah penggunaan penampang ganda dengan debit dominan untuk penampang bawah, perencanaan alur stabil terhadap proses erosi dan sedimentasi dasar sungai maupun erosi tebing dan elevasi muka banjir.

2. Pembuatan bangunan pengendali banjir seperti kolam tampungan

Seperti halnya bendungan, kolam penampungan (*retention basin*) berfungsi untuk menyimpan sementara debit sungai sehingga puncak banjir dapat dikurangi. Tingkat pengurangan banjir tergantung pada karakteristik hidrograf banjir, volume kolam dan dinamika beberapa bangunan *outlet*. Wilayah yang digunakan untuk kolam penampungan biasanya di daerah dataran rendah atau rawa. Dengan perencanaan dan pelaksanaan tata guna lahan yang baik, kolam penampungan dapat digunakan untuk pertanian. Untuk strategi pengendalian yang diperlukan:

- a. Pengontrolan yang memadai untuk menjamin ketepatan peramalan banjir.
- b. Sistem drainase yang baik untuk mengosongkan air dari daerah tampungan secepatnya setelah banjir surut.

2.3. Curah Hujan Rata-Rata

Data hujan yang diperoleh dari alat penakar hujan merupakan hujan yang terjadi hanya pada satu tempat atau titik saja. Mengingat hujan sangat bervariasi terhadap tempat, maka untuk kawasan yang luas suatu hujan alat penakar hujan belum dapat menggambarkan hujan wilayah tersebut. Dalam hal ini diperlukan perhitungan rata-rata curah hujan beberapa stasiun, data hujan yang diperlukan untuk analisa hidrologi telah terhimpun data hujan sepanjang tahun.

Curah hujan yang diperlukan untuk rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada satu titik tertentu, curah hujan ini disebut juga sebagai curah hujan wilayah dan dinyatakan dalam mm. Untuk mendapatkan gambaran mengenai distribusi curah hujan di seluruh daerah aliran saluran Avfour Kelor, maka dipilih beberapa stasiun yang tersebar di seluruh DAS Avfour Kelor. Stasiun terpilih adalah stasiun yang berada dalam cakupan areal DAS dan memiliki data pengukuran secara lengkap. Beberapa cara yang dapat dipakai untuk menentukan curah hujan rata-rata adalah sebagai berikut

2.4. Metode Analisa Curah Hujan

Dalam analisa curah hujannya kawasan perumahan ini dipengaruhi oleh satu stasiun hujan, yaitu stasiun hujan Kandangan. Ada tiga metode untuk melakukan perhitungan hujan rata rata daerah pengaliran, yaitu metode *aritmatik mean*, metode *Thiesen Poligon*, dan metode *Isyohiet*. Dari ketiga cara tersebut hanya dua cara pertama yang paling sering digunakan di Indonesia karena kesederhanaannya.

2.5. Distribusi Probabilitas

Dalam analisis Frekuensi data hujan atau data debit guna memperoleh nilai hujan rencana atau debit rencana, dikenal beberapa distribusi probabilitas kontinu yang digunakan, yaitu : Gumbel, Normal, Log Normal, dan *Log Pearson Type III*.

Penentuan jenis distribusi probabilitas yang sesuai dengan data dilakukan dengan mencocokkan parameter data tersebut dengan syarat masing – masing jenis distribusi seperti pada tabel (2.1).

Tabel 2.1. Persyaratan parameter statistik suatu distribusi

No	Distribusi	Persyaratan
1	Gumbel	$C_S = 1,14$ $C_R = 5,4$
2	Normal	$C_S = 0$ $C_R = 3$
3	Log Normal	$C_S = C_{v^3} + 3 C_v$ $C_R = C_{v^8} + 6C_{v^6} + 15C_{v^4} + 15C_{v^2} + 3$
4	<i>Log Pearson Type III</i>	selain dari nilai di atas

(sumber : Kamiana,2010,hal 27)

Disamping dengan menggunakan persyaratan seperti tercantum dalam Tabel (2.1), guna mendapatkan hasil perhitungan yang menyakinkan, atau jika tidak ada yang memenuhi persyaratan pada Tabel (2.2) maka penggunaan suatu distribusi probabilitas biasanya diuji dengan metode *Chi – kuadrat* atau *Smirnov Kolmogorov*.

2.5.1. Tabel-Tabel Yang Dipergunakan Dalam Distribusi Probabilitas .

Tabel 2.2. Nilai *Reduced Standart Deviation* (Sn) dan Nilai *Reduced Mean* (Yn)

N	Sn	Yn	N	Sn	Yn
10	0,9497	0,4952			
15	1,0210	0,5128	60	1,1750	0,5521
20	1,0630	0,5236	70	1,1850	0,5548
25	1,0910	0,5390	80	1,1940	0,5567
30	1,1120	0,5362	90	1,2010	0,5586
35	1,1280	0,5403	100	1,2060	0,5600
40	1,1410	0,5436	20	1,2360	0,5672
45	1,1520	0,5463	500	1,2590	0,5724
50	1,1610	0,5485	1000	1,2690	0,5745

(sumber : Kamiana, 2010, hal 203)

Tabel 2.3. Nilai *Reduced Variate* (Y_T)

Periode Ulang T (Tahun)	Y_T
2	0,3065
5	1,4999
10	2,2504
20	2,9702
25	3,1255
50	3,9010
100	4,6001

(sumber : Kamiana, 2010, hal 203)

Tabel 2.4. Nilai *Variabel reduksi Gauss*

No	Periode ulang,T (tahun)	Kr
1	1,001	-3,05
2	1,005	-2,58
3	1,010	-2,33
4	1,050	-1,64
5	1,110	-1,28
6	1,250	-0,84
6	1,250	-0,84
7	1,330	-0,67
8	1,430	-0,52
9	1,670	-0,25
10	2,000	-0,15
11	2,500	0,25
12	3,330	0,52
13	4,000	0,67
14	5,000	0,84
15	10,000	1,28
16	20,000	1,64
17	50,000	2,05
18	100,000	2,33
19	200,000	2,58
20	500,000	2,88
21	1000,000	3,09

(sumber : Kamiana, 2010, hal 204)

Tabel 2.5. Faktor Frekuensi K_T untuk Distribusi *Log Pearson Type III* (G atau C_s positif)

G or C_s	Return period in years					
	2	5	10	25	50	100
	0,5	0,2	0,1	0,04	0,02	0,01
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051
2,9	-0,390	0,440	1,195	2,277	3,134	4,013
2,8	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973
2,7	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,097	3,932
2,6	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845
2,4	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800
2,3	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705
2,1	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,924	3,656
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605
1,9	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,7	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444
1,6	-0,254	0,690	1,329	2,163	2,780	3,388
1,5	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,743	3,330
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271
1,3	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149
1,1	-0,180	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087
1,0	-0,165	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400
0,0	-0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326

(sumber : Kamiana, 2010, hal 205)

2.6. Uji Distribusi Probabilitas

Uji distribusi probabilitas dimaksudkan untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Sebagaimana telah diuraikan sebelumnya, bahwa terdapat 2 metode pengujian

distribusi probabilitas, yaitu Metode *Chi – Kuadrat* (x^2) dan Metode *Smirnov – Kolmogorof*.

2.6.1. Tabel Untuk Metode *Chi – Kuadrat* (χ^2)

Berikut adalah tabel *Chi-Kuadrat*, χ^2_{cr} :

Tabel 2.6. Tabel Parameter *Chi-Kuadrat*, χ^2_{cr}

dk	derajat kepercayaan					
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025
1	0,00004	0,00016	0,00098	0,0039	3,841	5,024
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,448

(sumber : Kamiana, 2010, hal 207)

2.6.2. Tabel Untuk Metode *Smirnov – Kolmogorof* (secara analisis)

Berikut adalah tabel Nilai P Kritis *Smirnov – Kolmogorof* :

Tabel 2.7. Nilai P Kritis *Smirnov - Kolmogorof*

N	(derajat kepercayaan)			
	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	$\frac{1,07}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N^{0,5}}}$

(sumber : Kamiana, 2010, hal 208)

2.7. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) adalah perbandingan antara air yang mengalir dipermukaan tanah (surface run off) dengan air hujan yang terjadi. Besar debit banjir rencana dipengaruhi oleh besar nilai koefisien pengaliran atau koefisien limpasan yang tergantung pada penggunaan lahan (*land use*), jenis tanah dan juga topografi daerah pengaliran.

Tabel 2.8. Koefisien Pengaliran

Deskripsi Lahan/Karakter permukiman	Koefisien pengaliran (C)
Business : <ul style="list-style-type: none"> • Perkotaan • Pinggiran 	0,70 – 0,95 0,50 – 0,70
Perumahan : <ul style="list-style-type: none"> • Rumah tinggal • Multiunit, terpisah • Multiunit,tergabung • Perkampungan • Apartemen 	0,30 – 0,50 0,40 – 0,60 0,60 – 0,75 0,25 – 0,40 0,50 – 0,70
Deskripsi Lahan/Karakter permukiman	Koefisien pengaliran (C)
Perkerasan : <ul style="list-style-type: none"> • Aspal dan beton • Batu bata,paving 	0,70 – 0,95 0,15 – 0,20
Halaman berpasir : <ul style="list-style-type: none"> • Datar (2 %) • Curam (7 %) 	0,05 – 0,10 0,15 – 0,20
Halaman tanah : <ul style="list-style-type: none"> • Datar 0 – 5% • Curam (7 %) 	0,13 – 0,40 0,18 – 0,22
Hutan : <ul style="list-style-type: none"> • Datar 0 – 5 % • Bergelombang 5 – 10% • Berbukit 10 – 30% 	0,10 – 0,40 0,25 – 0,50 0,30 – 0,60

(sumber : Kamiana, 2010, hal 85)

2.8. Analisa Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana adalah debit maksimum di sungai atau saluran dengan periode ulang yang sudah ditentukan yang dapat dialirkan tanpa membahayakan proyek irigasi dan stabilitas bangunan - bangunannya. Dalam kaitannya dengan rencana pembuatan bangunan air, besaran rancangan berupa debit banjir rancangan harus didapatkan melalui kegiatan analisis hidrologi. Banjir rencana merupakan besarnya debit banjir yang ditetapkan sebagai dasar penentuan kapasitas dan mendimensi bangunan-bangunan hidrolis, sedemikian hingga kerusakan yang dapat ditimbulkan baik langsung maupun tidak langsung oleh banjir tidak boleh terjadi selama besaran banjir tidak terlampaui.

Debit banjir rencana idealnya didapatkan dengan cara hidrograf satuan apabila tersedia pasangan data debit dan hujan yang cukup. Bila pasangan data debit dan data hujan tidak tersedia, debit banjir rancangan bisa ditentukan dengan menggunakan hidrograf satuan sintetik yang diturunkan berdasarkan andaian transformasi hujan menjadi hidrograf ditentukan oleh beberapa parameter fisik DAS yang bisa diukur.

Hidrograf adalah kurva yang memberi hubungan antara parameter aliran dan waktu. Parameter tersebut bisa berupa kedalaman air (elevasi) atau debit aliran, sehingga terdapat dua macam hidrograf yaitu hidrograf muka air dan hidrograf debit. Hidrograf muka air dapat ditransformasikan menggunakan rating curve (Triatmojo, 2010).

2.8.1. Metode Unit Hidrograf dengan Menggunakan HEC – HMS

HEC-HMS adalah salah satu perangkat lunak yang dikembangkan oleh U.S.Army Corps of Engineering. Perangkat lunak ini digunakan untuk analisa hidrologi dengan memanipulasikan proses curah hujan dan limpasan langsung (*run off*) dari sebuah daerah aliran sungai (DAS). HEC HMS dapat diaplikasikan dalam area geografik yang sangat luas untuk menyelesaikan masalah, meliputi hidrologi banjir dan limpasan air dari suatu DAS. Hidrograf satuan yang dihasilkan oleh HEC-HMS dapat digunakan secara langsung ataupun digabungkan dengan perangkat lunak lain (U.S. Army Corps of Engineering, 2001).

Model HEC HMS dapat memberikan simulasi hidrologi dari puncak aliran harian untuk perhitungan debit banjir rencana dari suatu daerah aliran sungai (DAS). Dalam pengoperasiannya, HEC-HMS menggunakan sistem windows, sehingga model ini menjadi mudah dipelajari dan mudah untuk digunakan, tetapi tetap dilakukan dengan

pendalaman dan pemahaman dengan model yang digunakan. Konsep dasar perhitungan model HEC HMS adalah data hujan sebagai input air untuk satu atau beberapa sub daerah tangkapan air (*sub bassin*) yang sedang dianalisa.

Dalam Permodelan menggunakan HEC-HMS 3.5 ini, disediakan beberapa pilihan metode yang dapat dipakai untuk perhitungan hidrograf satuan. Metode yang dipakai adalah Hidrograf satuan SCS (*Soil Conservation Service*).

2.8.1.1. Hidrograf satuan sintesis SCS

Hidrograf Satuan Sintetik SCS (*Soil Conservation Service*) merupakan suatu cara untuk mendapatkan hidrograf banjir rancangan dalam suatu DAS. Dalam metode SCS, *runoff* dari suatu daerah aliran ditentukan berdasarkan ciri-ciri *catchment*-nya, yang diukur dari peta atau penilaian pada pengamatan lapangan. Kunci parameter dari *catchment* yang bersangkutan adalah luas, panjang dan kemiringan dari tapak aliran, serta tata guna lahan. Parameter tata guna lahan meliputi neraca antara komponen-komponen yang kedap dan meresap air serta jenis dari komponen yang meresap.

Diantara parameter *catchment* yang paling menentukan untuk *runoff* adalah persentase luas yang kedap air dan Angka Kurva (CN). Angka kurva yang lebih tinggi berarti *runoff*-nya juga lebih tinggi, dengan batasan teoritis dari CN adalah = 100 yang berarti sama dengan *runoff*-nya 100%. Penggunaan lahan yang ada telah diinterpretasikan sesuai dengan kelompok-kelompok penggunaan lahan dengan karakteristik air limpasan yang berbeda, sebagai berikut:

Tabel 2.9. Harga CN yang disesuaikan dengan DAS di Indonesia

Kelompok Penggunaan Lahan untuk Pematasan	Kedap Air (%)	Serap Air (CN)
<u>Areal pemukiman (dengan kepadatan penduduk):</u>		
50 – 150 orang/ha (kawasan perumahan baru)	85	74
50 – 150 orang /ha (kawasan perumahan lama)	70	74
150 – 250 orang /ha	85	79
250 – 350 orang /ha	90	84
Lebih dari 350 orang /ha	95	88
<u>Lahan terbuka:</u>		
Rerumputan (>75%)	0	74
Campuran (wilayah rerumputan 25-75%)	0	79
<u>Lain-lain:</u>		
Industri, bisnis dan perdagangan	95	88
Fasilitas umum / kampus	70	79
Jalan utama, areal parkir mobil dsb.	100	

(Sumber : Surabaya Drainage Master Plan Report)

2.8.2. Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) dengan menggunakan HEC – HMS

Dalam Permodelan menggunakan HEC-HMS 3.5 ini, disediakan beberapa pilihan metode yang dapat dipakai untuk perhitungan penulusan banjir (*Flood Routing*). Metode yang dipakai adalah Metode Lag Routing, dalam pemilihan metode ini disesuaikan dengan data-data input yang kita punya.

2.8.2.1. Metode *Lag Routing*

Metode penelusuran banjir *Lag* ini adalah metode paling sederhana dari model penelusuran dalam HEC-HMS. Hidrograf *outflow* sama dengan hidrograf *inflow*, tetapi dengan semua penyalinan koordinat oleh durasi tertentu. Aliran tidak dilemahkan, sehingga bentuk tidak berubah. Model ini digunakan secara luas, terutama di saluran drainase perkotaan

(Pilgrim dan Cordery, 1993). Secara matematis, koordinat hilir dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$O_t = \begin{cases} I_t & t < t_l \\ I_{t-t_l} & t \geq t_l \end{cases}$$

.....(2.32)

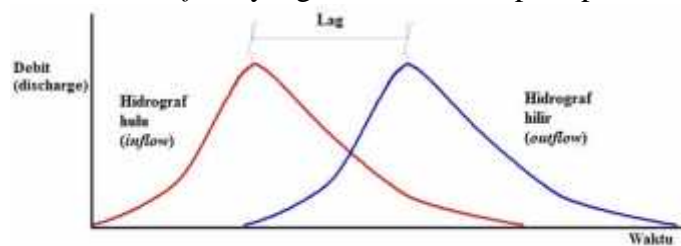
Dimana :

O_t = Koordinat hidrograf *outflow* di waktu t

I_t = Koordinat hidrograf *inflow* di waktu t

lag = Waktu dimana koordinat *inflow* harus tertinggal

Gambar 2.2 mengilustrasikan hasil dari penerapan model lag. Dalam gambar, hulu (*inflow*) hidrograf adalah kondisi batas. Hidrograf hilir adalah *outflow* terhitung, dengan masing-masing koordinat sama dengan koordinat *inflow* yang lebih awal, tetapi terpisah dalam waktu.



Gambar 2.1. Contoh Lag

(Sumber : Panduan HEC-HMS)

Model *Lag* adalah kasus khusus dari model lain, karena hasilnya dapat digandakan jika parameter dari model-model lain yang dipilih dengan cermat. Sebagai contoh, jika $X = 0.50$ dan $K = t$ dalam model Muskingum, aliran hidrograf dihitung akan sama dengan hidrograf *inflow* tertinggal oleh K . Jika data hidrograf pengamatan tersedia, lag dapat diperkirakan dari ini sebagai waktu berlalu antara waktu dari pusat massa bidang dua hidrograf, antara waktu puncak hidrograf.

2.9. Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika bertujuan untuk menetapkan dimensi bangunan air sehingga dapat mengetahui kemampuan penampang dalam menampung dan mengalirkan debit rencana. Sebagaimana diketahui bahwa salah satu penyebab banjir adalah karena ketidakmampuan penampang saluran dalam mengalirkan debit banjir yang terjadi.

Perhitungan profil muka air dilakukan dengan model matematika untuk membuat simulasi keadaan aliran maupun untuk mendapatkan parameter hidrolis yang diperlukan. Perhitungan aliran dengan model matematika adalah perhitungan yang didasarkan pada formulasi dari hasil hubungan matematika berdasarkan prinsip - prinsip yang dikenal dalam penelitian ini simulasi matematika menggunakan program HEC-RAS.

2.9.1. Analisa Kapasitas Saluran dengan Menggunakan HEC- RAS

Dalam perhitungan analisa kapasitas saluran eksisting, digunakan program aplikasi untuk memodelkan aliran yaitu Hec-Ras, dimana program ini merupakan permodelan dimensi aliran permanen maupun tak permanen (*steady flow and unsteady flow*). *Steady flow* merupakan aliran dimana kedalaman air (h) dan kecepatan aliran tidak berubah terhadap waktu. Sedangkan *Unsteady flow* merupakan aliran dimana kedalaman air (h) berubah menurut waktu demikian pula kecepatan aliran berubah menurut waktu.

Permodelan hidrolis bertujuan untuk mendapatkan kedalaman air, kecepatan aliran di lokasi perencanaan. Analisa dapat dilakukan dengan menggunakan data yaitu berupa geometri saluran, debit dari hasil analisa hidrologi, koefisien Manning. Hasil dari analisa hidrolis yaitu mengetahui kedalaman air, sehingga dapat diketahui profil muka air pada penampang saluran terjadi limpasan atau tidak.

2.10. Penelitian Terkait Sebelumnya

Dalam subbab ini penulis memaparkan beberapa penelitian tentang pengendalian banjir yang pernah dilakukan sebelumnya. Adapun pemaparannya antara lain :

- a. Benjamin J.B. Naonlohy (2008)¹, dalam penelitiannya yang berjudul “*STUDI ALTERNATIF PENGENDALIAN BANJIR SUNGAI TONDANO DI KOTA MANADO*”, menyatakan bahwa untuk mengurangi resiko terjadinya kerusakan dan kerugian akibat banjir dibutuhkan upaya pengendalian banjir yang dapat segera direalisasikan di lapangan, antara lain melalui penanganan jangka pendek dengan bangunan pengendali banjir atau pengendalian banjir secara struktural. Masalah yang dihadapi adalah bagaimana mendapatkan upaya penanganan yang efektif dengan dampak negatif yang minimal terhadap kegiatan pemanfaatan sungai lainnya. Solusi yang bisa dilakukan adalah

melalui kajian kondisi eksisting sungai dan karakteristik banjirnya untuk menentukan ruas-ruas sungai yang rawan banjir guna penetapan prioritas penanganan dan kajian terhadap alternatif rencana pengendalian banjir yang ada untuk menentukan rencana yang optimal. Penentuan rencana yang optimal dilakukan berdasarkan kelayakan hidraulika, dalam hal ini keamanan dalam mengalirkan debit banjir rancangan yang terkait dengan profil muka air dan kecepatannya, serta dampak rencana penanganan tersebut terhadap kegiatan pemanfaatan sungai. Tujuan penelitian ini untuk menentukan ruas-ruas kritis di Sungai Tondano guna penentuan prioritas pembangunan dan mendapatkan alternatif pengendalian banjir yang terbaik berdasarkan hasil kajian beberapa alternatif yang ada. Hasil ini diharapkan bermanfaat sebagai masukan dan bahan pertimbangan bagi para pengambil keputusan dan pihak-pihak yang terkait dalam perencanaan dan pembangunan di Kota Manado, khususnya dalam upaya penanganan banjir. Keberhasilan suatu rencana pengendalian banjir maupun bangunan hidraulik pada umumnya sangat ditentukan oleh informasi hidrologi, sehingga adanya ketidakpastian dalam penggunaan rumus-rumus empirik akibat keterbatasan data terukur perlu diminimalisir. Hal ini dapat diantisipasi melalui pembangunan jaringan hidrometri dan pembenahan sistem pendataan yang memadai agar didapatkan informasi hidrologi yang akurat seperti pasangan data debit dan hujan jam-jaman terukur yang antara lainnya dibutuhkan dalam penentuan indeks-phi, durasi dan distribusi hujan serta penentuan hidrograf banjir rancangan. Berdasarkan hasil kajian penelitian ditetapkan alternatif terbaik adalah dengan revisi rencana tanggul.

- b. Bayu Akbar Krisnamukti (2009)¹, dalam penelitiannya yang berjudul “*KAJIAN PENGENDALIAN BANJIR SISTEM SUNGAI ALOPOHU KABUPATEN GORONTALO PROPINSI GORONTALO*”, menyatakan bahwa Banjir yang sering terjadi di Sungai Alopohu merupakan salah satu dampak yang terjadi akibat kerusakan yang terjadi morfologi Sungai Alopohu. Jika hujan turun cukup deras maka aliran sungai ini bisa meluap dan membanjiri atau menggenangi daerah yang terdapat di sekitar sungai tersebut. Mengingat arti penting dari daerah yang akan dilindungi tersebut dan maka perlu dilakukan studi dan perencanaan teknis penanggulangan banjir yang disebabkan oleh sungai-sungai tersebut. Alur Sistem Sungai Alopohu yang dimaksud dalam

studi ini adalah alur-alur sungai yang bermuara ke Sungai Alopohu yang terdiri dari Sungai Alo, Pulubala, Reksonegoro, dan Pohn. Tujuan dari studi ini adalah merencanakan bangunan pengendali banjir yang diharapkan dapat mengurangi kerugian akibat banjir yang terjadi di aliran Sungai Alopohu. Adapun manfaatnya adalah dapat diperolehnya suatu usaha penanggulangan banjir yang bisa mengurangi dampak negatif banjir sungai tersebut terhadap wilayah studi dan masyarakat setempat. Hasilnya setelah dilakukan upaya pengendalian banjir seperti pembuatan tanggul, maka kapasitas tampungan dari Sungai Reksonegoro, Pohn, dan Alopohu mampu menampung debit sampai dengan kala ulang 25 tahun.

- c. Tri Nugroho Waskito (2012)¹, dalam penelitiannya yang berjudul “*EVALUASI PENGENDALIAN BANJIR SUNGAI CIBEET KABUPATEN BEKASI*”, menyatakan bahwa banjir sebagai salah satu komponen daya rusak air yang perlu dikendalikan agar dampak kerugiannya dapat diminimalkan. Usaha pengendalian banjir ini mencakup identifikasi lokasi banjir, perencanaan pengendalian banjir, penyusunan strategi pengendalian banjir, dan pelaksanaan program-program strategi sebagai implementasi dari strategi pengendalian banjir itu sendiri. Pengembangan kawasan untuk pemenuhan berbagai kebutuhan seperti sarana permukiman, pertanian, perdagangan, industri, perkantoran, jalan dan lain-lain dari tahun ke tahun semakin meningkat sebagai dampak pertumbuhan penduduk dan pengembangan aktivitasnya, hal tersebut menyebabkan menurunnya kualitas lingkungan termasuk menurunnya kualitas daerah aliran sungai sehingga menyebabkan terjadinya hal-hal yang menimbulkan kerugian, yang paling nyata yaitu kekeringan di musim kemarau dan banjir di musim hujan. Kondisi sungai Citarum Hilir mulai dari Bendung Walahar sampai dengan Muara Gembong pada beberapa lokasi sering banjir. Hal tersebut diperkirakan karena beberapa hal antara lain: berkurangnya kapasitas sungai akibat sedimentasi, pembangunan fisik pada daerah aliran sungai untuk berbagai kepentingan (Perumahan, Industri, dll) yang menyebabkan berkurangnya daerah terbuka/resapan air serta adanya tambahan debit yang cukup besar dari sungai Cibeet. Maksud penelitian tesis ini adalah melakukan kajian terhadap kinerja kapasitas tampung alur Sungai Cibeet dan banjir yang terjadi melalui pendekatan pemodelan hidraulik sebagai dasar

penyusunan alternatif upaya pengendalian banjir. Adapun tujuan penulisan tesis ini adalah menyusun alternatif upaya pengendalian banjir Sungai Cibeet secara struktural sehingga dampak kerugian akibat bencana banjir dapat diminimalisi. Tahapan dan prioritas pelaksanaan fisik konstruksi disusun berdasarkan pertimbangan kondisi lapangan, manfaat dan biaya. Dengan pertimbangan tersebut prioritas pelaksanaan fisik konstruksi disusun, sebagai berikut :

- Jangka pendek / darurat, yaitu tahap yang harus segera dikerjakan karena kondisi lapangan saat ini, dikhawatirkan bila tidak segera ditangani akan terjadi luapan adalah pekerjaan normalisasi sungai.
- Jangka menengah, termasuk dalam tahap ini adalah peninggian tebing (tanggul).
- Apabila ada perubahan tata guna lahan sebaiknya para pengembang membangun suatu tampungan air dan menahanya pada saat alur muka air di sungai tinggi lalu membuangnya pada saat muka air surut.

d. Arbor Reseda (2012)¹, dalam penelitiannya yang berjudul “*Kajian Efektifitas Pengendalian Banjir di DAS Garang*”, menyatakan bahwa sudah banyak studi yang merekomendasikan pembangunan beberapa waduk dan penanganan fisik lainnya namun sebagian besar belum dilaksanakan karena terkendala biaya. Saat ini peneliti ingin melakukan penelitian mengenai efektifitas kombinasi pembangunan infrastruktur pengendalian banjir di DAS Garang. Diharapkan dengan adanya penelitian ini dapat mengetahui skenario yang paling efektif yang dapat diimplementasikan di lapangan untuk pengendalian banjir di DAS Garang. Maksud penelitian ini adalah untuk mengkaji karakteristik dan efektivitas tampungan air dan pengaruh geomorfologi sungai dalam perambatan banjir di DAS. Tujuan penelitian ini antara lain : mempelajari karakteristik hidrologi DAS Garang, meneliti karakteristik hidraulik aliran Sungai Garang, meneliti penelusuran banjir di DAS Garang dan pengendalian banjir dengan debit periode ulang 100 tahun melalui skenario-skenario, meneliti efektifitas waduk terhadap peredaman debit puncak banjir dan waktu terjadinya serta mengkaji hubungan antara luas dan volume genangan dengan peredaman debit banjir di dalam suatu waduk. Berdasarkan topik penelitian,

peneliti bermaksud menjelaskan bahwa pembuatan tampungan-tampungan air di hulu dapat meredam debit puncak banjir sedangkan normalisasi sungai di hilir dapat meningkatkan kapasitas debit banjir. Sehingga pembuatan tampungan-tampungan air di hulu dan normalisasi sungai di hilir dapat secara efektif mengendalikan banjir di DAS Garang. Hasil yang didapat bahwa skenario yang paling efektif adalah skenario dimana kondisi eksisting dengan adanya Waduk Jatibarang dengan ditambah pembuatan Waduk Garang di Sub DAS Garang. Namun skenario tersebut tidak dapat mengendalikan debit banjir periode ulang 100 tahun sehingga dibutuhkan kombinasi-kombinasi skenario, yaitu dengan memanfaatkan keberadaan Waduk Jatibarang dan menambah pembuatan Waduk Mundingan di hulu Sub DAS Garang dan Waduk Garang.

e. Rahmia Fauziah (2015)¹, dalam penelitiannya yang berjudul “*PENGENDALIAN BANJIR MENGGUNAKAN POMPA (Studi Kasus: Drainase Jalan Simping Tetap Kota Dumai)*”, menyatakan bahwa kolam penampungan (retensi) adalah suatu bangunan atau konstruksi yang berfungsi untuk menampung sementara air banjir atau hujan dan sementara itu sungai induknya tidak dapat menampung lagi debit banjir yang ada. Perencanaan kolam penampungan ini dikombinasikan dengan pompa sehingga pembuangan air dari kolam penampungan bisa lebih cepat. Untuk menghitung volume tampungan serta kapasitas pompa dilakukan berdasarkan hidrograf banjir yang masuk ke pompa dan kolam. Klasifikasi pompa tergantung dari konstruksi, kapasitas, dan spesifikasinya. Berdasarkan Suripin (2004), klasifikasi pompa terbagi dua kelompok, yaitu:

- Pompa turbo, berdasarkan arah aliran fluida dalam melewati roda putar atau sudu-sudu, pompa turbo dibedakan menjadi tiga kelompok, yaitu pompa sentrifugal, pompa aliran campuran (*mixed flow pumps*) atau pompa ulir (*scrow pumps*) dan pompa aksial (*axial pumps*) atau pompa propeller (*propeller pumps*).
- Pompa non turbo, pompa non turbo terdiri dari pompa regeneratif, pompa torak (*reciprocating pumps*), pompa vacuum, pompa jet, dan air lift.

Dari penelitian yang dilakukan menunjukkan bahwa semakin besar kapasitas pompa yang digunakan maka akan semakin cepat dalam menanggulangi banjir

genangan yang yang terjadi. Akan tetapi pemilihan kapasitas pompa yang besar harus mempertimbangkan biaya operasional dan pemeliharaan pompa.

f. Billy Laula M (2014)¹, dalam penelitiannya yang berjudul “*ANALISIS PENANGGULANGAN BANJIR PADA SISTEM DRAINASE DI JALAN SEMARANG KECAMATAN BUBUTAN KOTA SURABAYA-JAWA TIMUR*”, menyatakan bahwa dari hasil survei dan observasi lapangan ketika frekuensi hujan kurang dari satu jam di lokasi studi banyak terjadi genangan yang muncul pada beberapa titik, hal ini dikarenakan air yang menggenang di jalan tidak dapat mengalir dengan baik menuju saluran drainase eksisting. Kondisi fisik saluran eksisting di lokasi studi juga terdapat kerusakan-kerusakan pada dinding saluran. Selain saluran eksisting, di sekitar lokasi studi juga tidak ditemukan adanya bangunan penunjang seperti rumah pompa, berdasarkan pengamatan di lapangan rumah pompa air terdekat dan yang berhubungan dengan lokasi studi hanya rumah pompa air dupak bandarejo yang berjarak $\pm 2,1$ km, rumah pompa air asem jaya dengan jarak $\pm 2,15$ km, dan rumah pompa air greges dengan jarak terjauh $\pm 3,73$ km. Dimana bangunan tersebut dapat dimanfaatkan ketika saluran drainase mengalami kelebihan debit. Jika kondisi seperti ini dibiarkan berlarut - larut, maka dengan intensitas hujan yang tinggi akan berpotensi meningkatkan terjadinya genangan/banjir. Dapat dipastikan permasalahan banjir kota Surabaya khususnya pada jalan Semarang tidak akan pernah selesai. Dibutuhkan suatu penyelesaian untuk masalah pengendalian banjir, dari fakta yang ada maka perlu adanya analisis pada sistem drainase di jalan Semarang. Tujuan penelitian ini untuk mengevaluasi saluran drainase eksisting, mendapatkan data besarnya curah hujan, mendapatkan dimensi saluran yang mampu menampung debit air rencana dan penanggulangan permasalahan genangan dan banjir di lokasi studi. Hasil yang didapatkan adalah Upaya untuk penanggulangan permasalahan yang diambil berdasarkan tinjauan teknis dan aspek non struktural, diantaranya sebagai berikut:

- Kriteria saluran drainase harusnya dibuat homogen, dalam artian dimensi saluran minimal mempunyai dimensi yang sama terhitung mulai dari hulu sampai dengan hilir.
- Kegiatan pelaksanaan pembangunan, berpedoman pada Peraturan Daerah yang berlaku pada daerah studi.

- Pemantapan undang-undang untuk persampahan, persil, perdagangan, dan *masterplan drainage*.
- Pemantapan organisasi pengelola yang ada secara berkesinambungan.
- Peningkatan peran serta masyarakat dan swasta di sekitar lokasi dalam penanganan drainase.

Mengacu pada beberapa point diatas maka diambil tindakan normalisasi saluran guna untuk memenuhi kriteria teknis yang ada. Dimana saluran normalisasi dirancang menjadi suatu saluran yang homogen sehingga dapat memaksimalkan kinerja saluran itu sendiri. Sehingga apabila ditinjau dari ketentuan yang ditetapkan jika $Q \text{ kapasitas} > Q \text{ limpasan}$, maka hasil dari normalisasi sudah dapat dinyatakan memenuhi persyaratan.

- g. Gilang Idfi (2017)¹, dalam penelitiannya yang berjudul “*SKENARIO KOLAM RETENSI UNTUK MENURUNKAN DEBIT PUNCAK BANJIR KALI NGOTOK*”, menyatakan bahwa Kali Ngotok merupakan saluran alam yang berfungsi sebagai badan air untuk 13 anak sungai dan 3 saluran drainase. Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) Kali Ngotok $\pm 722 \text{ km}^2$. Peran utamanya adalah sebagai pengendali banjir pada Kabupaten Jombang. Pada musim penghujan, debit yang mengalir dari anak sungai dan saluran drainase yang bermuara di Kali Ngotok melebihi kapasitas alir yang ada, sehingga menyebabkan meluapnya air ke lahan di kiri dan kanan sungai. Belum adanya upaya untuk mengatasi masalah tersebut, maka penelitian ini bertujuan memberikan solusi untuk mengatasi luapan banjir di Kali Ngotok. Inti dari penelitian ini adalah memodelkan skenario untuk menurunkan debit puncak banjir di Kali Ngotok dengan memanfaatkan kolam retensi yang dibangun di beberapa anak sungai yang berpengaruh. Pada awal studi direncanakan ada 5 macam skenario, dari hasil analisa diketahui debit puncak dari masing-masing skenario tersebut adalah 545.49 m³/s, 516.59 m³/s, 503.40 m³/s, 498.39 m³/s dan 454.88 m³/s. Dengan debit eksisting yang terjadi adalah 566.70 m³/s. Dari hasil analisa juga diketahui bahwa banjir terjadi pada bagian hulu Kali Ngotok, untuk itu dilakukan simulasi kembali dengan merencanakan skenario 6 yaitu kolam retensi ditempatkan pada anak sungai yang terletak di hulu Kali Ngotok tepatnya di Kali Jombang Kulon dan Kali Sambong. Dari analisa diketahui

bahwa, skenario 6 mampu menurunkan elevasi muka air di Kali Ngotok, sehingga skenario ini merupakan skenario yang efektif dan efisien untuk mengatasi permasalahan banjir di Kali Ngotok.

BAB III

METODOLOGI

3.1. Sistematika Pelaksanaan Penelitian

Sistematika pelaksanaan penelitian mengenai studi pengendalian banjir sistem drainase saluran Afvour Kelor kecamatan Tuban, dan langkah-langkah yang dapat diambil dalam penyusunan adalah sebagai berikut:

3.2. Tahapan Persiapan

Tahapan persiapan yang akan dilakukan dalam studi ini , antara lain meliputi :

1. Pengumpulan Data

Mengumpulkan data-data yang berhubungan dengan studi penelitian ini anantara lain :

- **Peta Lokasi**

Peta lokasi digunakan untuk mengetahui letak dari lokasi studi yang terkait.

- **Data Tata Guna Lahan**

Data tata guna lahan digunakan untuk mengetahui penggunaan lahan, sehingga dapat menentukan banyaknya air yang mampu diserap oleh lahan. Dalam perhitungan analisis hidrologi digunakan untuk mengetahui koefisien pengaliran lahan.

- **Data Curah Hujan.**

Data curah hujan yang digunakan berupa data curah hujan harian. Data ini diperoleh dari Dinas PU Pengairan kabupaten Tuban. Curah hujan digunakan untuk menghitung tinggi hujan rencana dalam perhitungan analisa hidrologi.

- **Peta Stasiun Hujan**

Peta stasiun hujan yang digunakan untuk mengetahui letak stasiun hujan yang berpengaruh di daerah aliran saluran Afvour Kelor. Stasiun terpilih dari analisa *Thiessen Polygon* adalah stasiun yang mempengaruhi tinggi hujan di DAS saluran Afvour Kelor.

- **Lay Out Sistem Jaringan Drainase saluran Afvour Kelor**
Lay Out sistem jaringan digunakan untuk mengetahui jaringan drainase yang akan melayani limpasan air hujan dari kawasan DAS saluran Afvour Kelor.
- **Data Ukur Saluran**
 Data ukur saluran digunakan untuk mengetahui dimensi saluran-saluran yang ada di dalam jaringan drainase kawasan.

3.3. Tahapan Analisa

Analisa data dilakukan sebagai bahan masukan untuk pengambilan keputusan apabila terjadi suatu masalah.

3.3.1. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi dilakukan dengan bantuan program *HEC-HMS*. Pada tahap analisa ini dilakukan pemodelan DAS saluran Afvoir Kelor. Data input yang digunakan antara lain tinggi hujan rencana, jaringan drainase, luas setiap sub DAS, data saluran, dan lain lain. Hasil dari simulasi model berupa data hidrograf banjir baik di setiap sub DAS maupun di semua DAS. Berikut adalah tahapan-tahapan dalam menganalisa Hidrologi.

3.3.1.1. Metode Analisa Curah Hujan

Ada tiga metode untuk melakukan perhitungan hujan rata rata daerah pengaliran, yaitu metode *aritmatik mean*, metode *Thiesen Poligon*, dan metode *Isyohiet*. Dari ketiga cara tersebut hanya dua cara pertama yang paling sering digunakan di Indonesia karena kesederhanaannya.

1. Metode rata-rata aritmatik (*Aritmatic Mean*)

Metode rata-rata aritmatik ini, digunakan dengan cara menghitung rata-rata curah hujan dari stasiun yang terdekat. Rumus yang digunakan untuk cara ini adalah sebagai berikut :

$$\bar{P} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i \dots \dots \dots (2.1)$$

Keterangan :

R_x = curah hujan rata rata daerah pengaliran (mm)

n = jumlah stasiun hujan

R_i = curah hujan di stasiun hujan ke-i (mm)

2. Metode rata-rata *Thiesen Poligon*

Cara ini lebih teliti dibandingkan cara sebelumnya terutama untuk daerah pematusan yang penyebaran stasiunnya tidak merata. Dengan memperhitungkan daerah pengaruh hujan dari masing masing stasiun maka diharapkan hasilnya lebih mendekati dari kenyataan.

Rumusan *Poligon Thiesen* adalah sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{(A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2 + \dots + A_n \cdot R_n)}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2.2)$$

dengan:

R = curah hujan rata-rata

R_1, R_2, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan

A_1, A_2, A_n = bagian luas yang mewakili tiap titik pengamatan

n = jumlah titik pengamatan

(sumber : *Suripin, 2003, hal 27*)

3.3.1.2. Distribusi Probabilitas

Dalam analisis Frekuensi data hujan atau data debit guna memperoleh nilai hujan rencana atau debit rencana, dikenal beberapa distribusi probabilitas kontinu yang digunakan, yaitu : Gumbel, Normal, Log Normal, dan *Log Pearson Type III*.

Penentuan jenis distribusi probabilitas yang sesuai dengan data dilakukan dengan mencocokkan parameter data tersebut dengan syarat masing – masing jenis distribusi seperti pada tabel (2.1).

Rumus-rumus persyaratan parameter statistik suatu distribusi :

• Koefisien Kepencengan (cs) = $\frac{n \sum_{i=1}^n (X - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(n-3)(S)^3} \dots\dots\dots(2.3)$

• Koefisien Kurtosis (ck) = $\frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S)^4} \dots\dots\dots(2.4)$

- \bar{X} = nilai rata – rata dari X = $\frac{\sum_{i=1}^n x_i}{N}$(2.5)

- Standar Deviasi (s) = $\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$(2.6)

- Xi = data hujan atau debit ke = i
- N = jumlah data

Disamping dengan menggunakan persyaratan seperti tercantum dalam Tabel (2.1), guna mendapatkan hasil perhitungan yang menyakinkan, atau jika tidak ada yang memenuhi persyaratan pada Tabel (2.2) maka penggunaan suatu distribusi probabilitas biasanya diuji dengan metode *Chi – kuadrat* atau *Smirnov Kolmogorov*.

1). Distribusi Probabilitas Gumbel.

Jika data hujan yang dipergunakan dalam perhitungan adalah berupa sampel (populasi terbatas), maka perhitungan hujan rencana berdasarkan Distribusi Probabilitas Gumbel dilakukan dengan rumus – rumus berikut.

$$X_T = \bar{X} + S \times K.....(2.7)$$

keterangan rumus :

X_T = hujan rencna atau debit dengan periode ulang T.

\bar{X} = nilai rata – rata dari data hujan (X)

s = standart Deviasi dari data hujam (X)

K = factor Frekuensi Gumbel : $K = \frac{Y_T \cdot Y_n}{S_n}.....(2.8)$

Y_T = reduced variate = $-\ln -\ln \frac{T-1}{T}.....(2.9)$

= nilai Y_T bisa ditentukan berdasarkan lampiran

S_n = *Reduced* standart deviasi

Y_n = *Reduced mean*

(sumber : *Kamiana, 2010, hal 26, 27, dan 28*)

2). Distribusi Probabilitas Normal

Perhitungan hujan rencana berdasarkan Distribusi Probabilitas Normal,jika data dipergunakan adalah berupa sampel,dilakukan dengan rumus – rumus berikut.

$$X_T = \bar{X} + K_T S.....(2.10)$$

ketrerangan rumus :

X_T = Hujan rencnan dengan periode ulang T tahun

\bar{X} = Nilai rata – rata dari data hujan (X) mm

s = Standart deviasi dari data hujan (X) mm

K_T = Faktor frekuensi ,nilainya bergantung dari T (lihat Tabel) *variable Reduksi Gauss* pada lampiran

(*sumber : Kamiana,2010,hal 30*)

3). Distribusi Probabilitas Log Normal.

Perhitungan hujan rencana berdasarkan Distribusi Probabilitas Log Normal, jika data dipergunakan adalah berupa sampel, dilakukan dengan rumus – rumus berikut.

$$\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + K_T \times S_x \dots\dots\dots(2.11)$$

Keterangan rumus :

Log X_T = nilai logaritma hujan rencana dengan periode ulang T.

$$\overline{\text{Log } X} = \text{nilai rata – rata dari log } x = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } x_i}{n} \dots\dots(2.12)$$

$$S_x = \text{deviasi standart dari log } x \\ = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } x_i - \overline{\text{Log } X})^2}{n-1} \dots\dots\dots(2.13)$$

K_T = Faktor frekuensi,nilainya bergantung dari T

(*sumber : Kamiana,2010,hal 31 dan 32*)

4). Distribusi Probabilitas Log Person Type III

Perhitungan hujan rencana berdasarkan Distribusi Probabilitas *Log Person Type III*, jika data yang dipergunakan adalah berupa sampel, dilakukan dengan rumus – rumus berikut.

$$\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + K_T \times S_x \dots\dots\dots(2.14)$$

keterangan rumus :

Log X_T = nilai logaritma hujan rencana dengan periode ulang T

$$\overline{\text{Log } X} = \text{nilai rata – rata dari log } x = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } x_i}{n} \dots\dots\dots(2.15)$$

S_x = deviasi standart dari log x

$$= \frac{\sum_{i=1}^n (1 - \frac{x_i - \bar{x}}{x - \bar{x}})^{0,5}}{n-1} \dots\dots\dots(2.16)$$

K_T = Variabel standart, besarnya bergantung koefisien kepengangan (Cs atau G).

(sumber : Kamiana,2010,hal 33)

3.3.1.3. Uji Distribusi Probabilitas

Uji distribusi probabilitas dimaksudkan untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

Sebagaimana telah diuraikan sebelumnya, bahwa terdapat 2 metode pengujian distribusi probabilitas, yaitu Metode *Chi – Kuadrat* (x^2) dan Metode *Smirnov – Kolmogorof*.

1). Metode Chi – Kuadrat (χ^2)

Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan Metode Uji Chi – Kuadrat adalah sebagai berikut :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(O_f - E_f)^2}{E_f} \dots\dots\dots(2.17)$$

Keterangan rumus :

χ^2 = Parameter *Chi – Kuadrat* terhitung.

E_i = Frekuensi yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelas nya.

O_f = Frekuensi yang diamati pada kelas yang sama

n = Jumlah sub kelompok

Derajat nyata atau derajat kepercayaan (α) tertentu yang sering diambil adalah 5%.Derajat kebebasan (Dk) dihitung dengan rumus :

$$DK = K - (p + 1) \dots\dots\dots(2.18)$$

$$K = 1 + 3,3 \text{ Log } n \dots\dots\dots(2.19)$$

Keterangan rumus :

Dk = Derajat Kebebasan

P = banyaknya parameter, untuk uji *Chi- Kuadrat* adalah 2.

K = jumlah kelas distribusi

n = Banyaknya data

selanjutnya distribusi probabilitas yang dipakai untuk menentukan curah hujan rencana adalah distribusi probabilitas yang mempunyai simpangan maksimum terkecil dan lebih kecil dari simpangan kritis, atau dirumuskan sebagai berikut :

$$\chi^2 < \chi^2_{cr}$$

Keterangan rumus :

χ^2 = parameter *Chi – Kuadrat* terhitung.

χ^2_{cr} = parameter *Chi – Kuadrat* kritis

Prosedur perhitungan dengan menggunakan metode *Chi – Kuadrat* adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya
2. Menghitung jumlah kelas
3. Menghitung derajat kebebasan (Dk) dan χ^2_{cr}
4. Menghitung kelas distribusi
5. Menghitung interval kelas
6. Perhitungan nilai χ^2
7. Bandingan nilai χ^2 terhadap χ^2_{cr}

(*sumber : Kamiana, 2010, hal 36 dan 37*)

2). Metode Smirnov – Kolmogorof (secara analisis)

pengujian distribusi probabilitas dengan Metode *Smirnov –kolmogorof* dilakukan dengan langkah- langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Urutkan data (X_i) dari besar ke kecil atau sebaliknya.
2. Tentukan peluang teoritis masing – masing data yang sudah diurut tersebut $P(X_i)$, dengan rumus tertentu, rumus *Weibull* misalnya :

$$P(X_i) = \frac{n+1}{i} \cdot \frac{i}{n+1} \dots \dots \dots (2.20)$$

n = jumlah data;

i = nomor urut data (setelah diurut dari besar ke kecil atau sebaliknya).

3. Tentukan peluang teoritis masing – masing data yang sudah diurut tersebut $P'(X_i)$, berdasarkan persamaan distribusi probabilitas yang dipilih (Gumbel, Normal, dan sebagainya)

4. hitung selisih (P_i) antara peluang empiris dan teoritis untuk setiap data yang sudah diurut :

$$P_i = P(X_i) - P(X_i) \dots \dots \dots (2.21)$$

5. Tentukan apakah $P_i < P$ kritis, jika “tidak” artinya Distribusi Probabilitas yang dipilih tidak dapat diterima, demikian sebaliknya.

6. P kritis

(sumber : Kamiana, 2010, hal 43)

3.3.1.4. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) adalah perbandingan antara air yang mengalir dipermukaan tanah (surface run off) dengan air hujan yang terjadi. Besar debit banjir rencana dipengaruhi oleh besar nilai koefisien pengaliran atau koefisien limpasan yang tergantung pada penggunaan lahan (*land use*) , jenis tanah dan juga topografi daerah pengaliran.

3.3.1.5. Perhitungan Distribusi Hujan Jam –Jaman

Untuk perhitungan debit dengan menggunakan rumus hidrograf satuan sintesis, diperlukan data hujan jam-jaman. Distribusi curah hujan jam-jaman dihitung dengan rumus:

$$R_t = R_o \left[\frac{T}{t} \right]^{2/3} \dots \dots \dots (2.22)$$

Dimana :

- R_t = rata-rata hujan pada jam ke-t
- R_o = $\frac{RZ}{T}$
- T = lama waktu hujan terpusat (jam)
- t = waktu hujan (jam)

Untuk menghitung rata-rata curah hujan pada jam ke-t, digunakan rumus:

$$R_t' = t.R_t - (t-1).R_{(t-1)} \dots \dots \dots (2.23)$$

Dimana :

- R_t' = tinggi hujan pada jam ke-t (mm)
- R_t = rata-rata tinggi hujan sampai jam ke-t (mm)
- t = waktu hujan (jam)
- R_(t-1) = rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke-t (mm)

Dalam perhitungan distribusi hujan efektif, rumus yang digunakan adalah:

$$R = C.R_t \dots\dots\dots (2.24)$$

Dimana :

R = tinggi hujan efektif (mm)

C = koefisien pengaliran

R_t = tinggi hujan rencana

3.3.1.7. Analisa Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana adalah debit maksimum di sungai atau saluran dengan periode ulang yang sudah ditentukan yang dapat dialirkan tanpa membahayakan proyek irigasi dan stabilitas bangunan - bangunannya. Dalam kaitannya dengan rencana pembuatan bangunan air, besaran rancangan berupa debit banjir rancangan harus didapatkan melalui kegiatan analisis hidrologi. Banjir rencana merupakan besarnya debit banjir yang ditetapkan sebagai dasar penentuan kapasitas dan mendimensi bangunan-bangunan hidrolis, sedemikian hingga kerusakan yang dapat ditimbulkan baik langsung maupun tidak langsung oleh banjir tidak boleh terjadi selama besaran banjir tidak terlampaui.

Debit banjir rencana idealnya didapatkan dengan cara hidrograf satuan apabila tersedia pasangan data debit dan hujan yang cukup. Bila pasangan data debit dan data hujan tidak tersedia, debit banjir rancangan bisa ditentukan dengan menggunakan hidrograf satuan sintetik yang diturunkan berdasarkan andaian transformasi hujan menjadi hidrograf ditentukan oleh beberapa parameter fisik DAS yang bisa diukur.

Hidrograf adalah kurva yang memberi hubungan antara parameter aliran dan waktu. Parameter tersebut bisa berupa kedalaman air (elevasi) atau debit aliran, sehingga terdapat dua macam hidrograf yaitu hidrograf muka air dan hidrograf debit. Hidrograf muka air dapat ditransformasikan menggunakan rating curve (Triatmojo, 2010).

3.3.2. Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika dilakukan dengan bantuan program *HEC-RAS*. Data input yang digunakan adalah data hidrograf banjir hasil dari pemodelan program *HEC-HMS* dan data ukur setiap saluran. Hasil dari simulasi model berupa kondisi profil muka air di setiap saluran.

3.3.3. Skenario Penelitian

Skenario penelitian bertujuan untuk mencari alternatif untuk menyelesaikan permasalahan banjir yang terjadi di saluran Avfour Kelor. Dari lokasi yang sering terjadi genangan banjir di saat hujan dibuatlah skenario untuk menghilangkan genangan banjir tersebut.

Skenario dalam studi ini menggabungkan rencana dari letak tampungan dan pompa, tampungan dan tampungan, serta tampungan dan pelebaran saluran yang dekat dengan lokasi genangan banjir. Skenario yang telah direncanakan dapat dilihat dan diamati pada gambar 3.1 sampai 3.5 yaitu sebagai berikut:

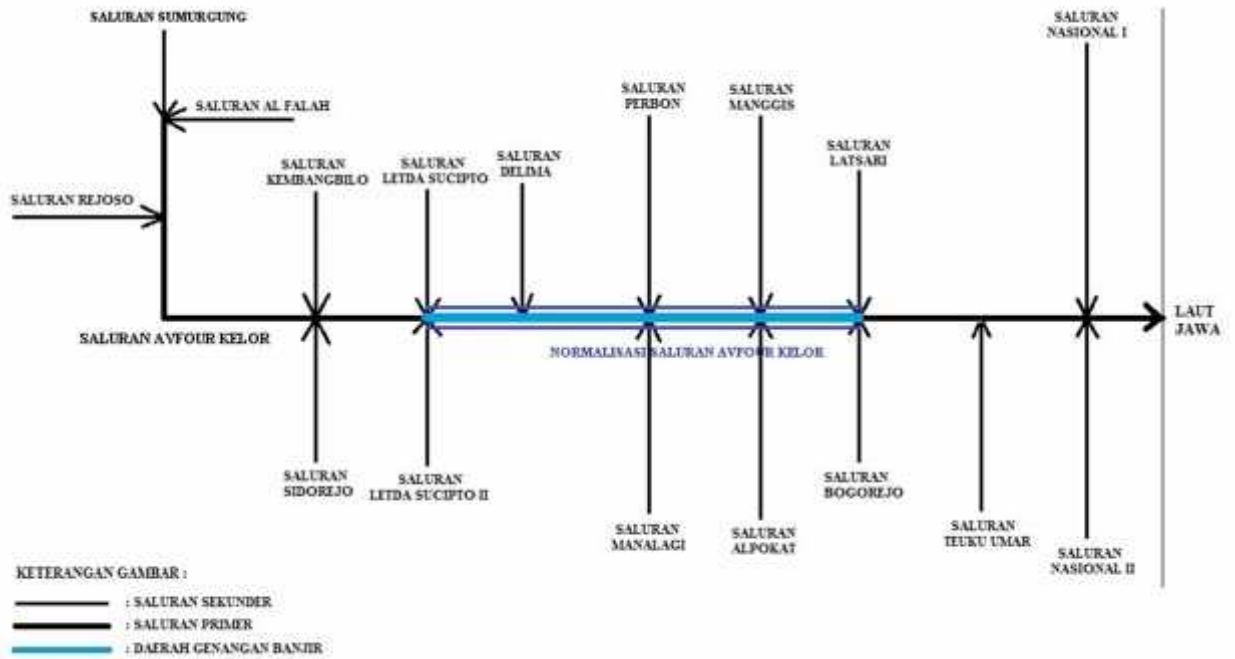
Skenario 1, Normalisasi saluran Avfour Kelor pada daerah genangan banjir (gambar 3.1).

Skenario 2, 9 kolam tampung di lokasi A, B, C, D, E, F, G, H, dan I (gambar 3.2).

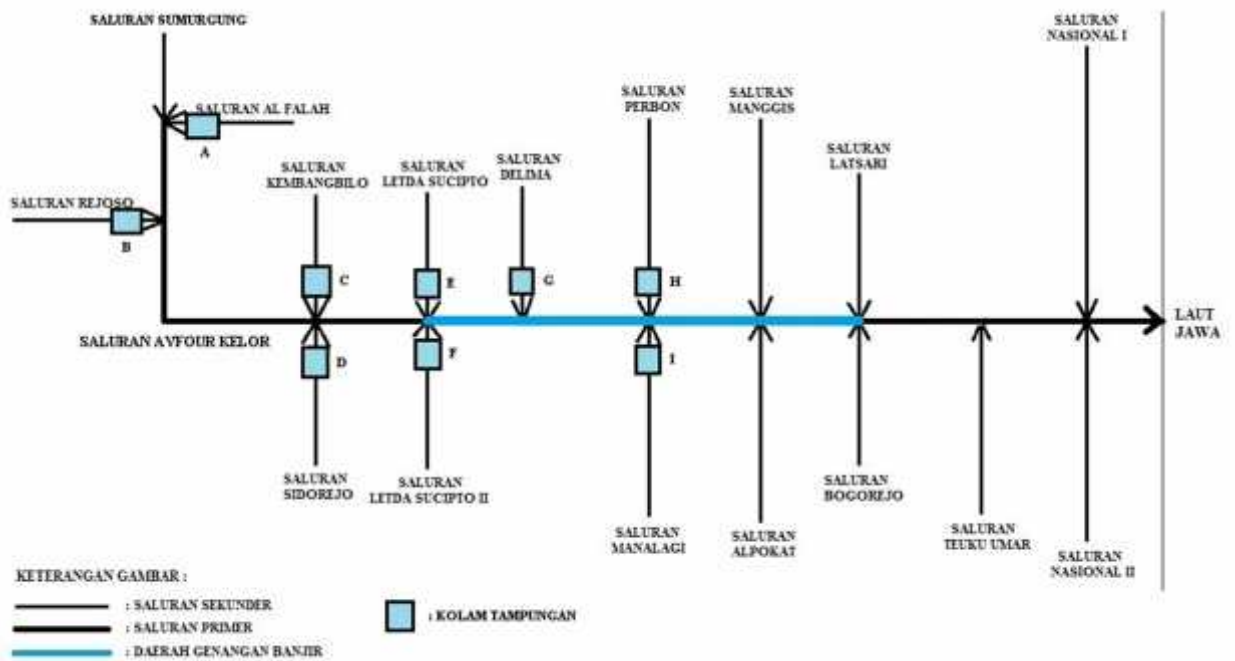
Skenario 3, 1 kolam tampung di lokasi J (gambar 3.3).

Skenario 4, 5 kolam tampung di lokasi D, F, G, H, I dan normalisasi saluran Avfour Kelor di daerah genangan (gambar 3.4).

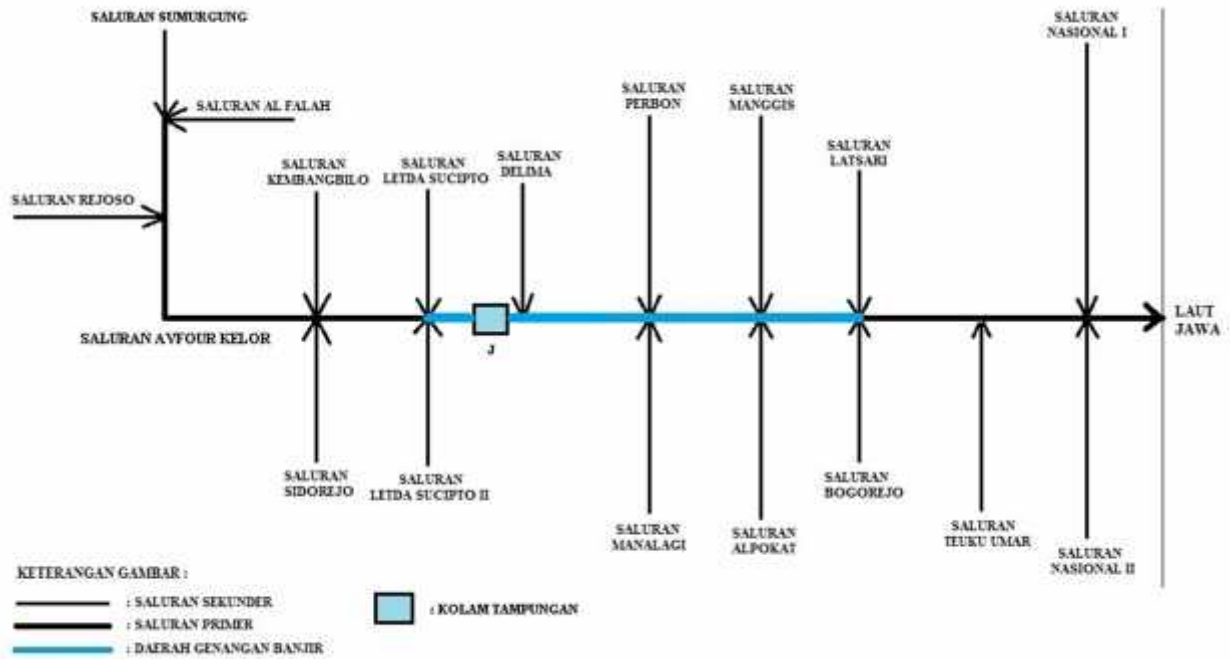
Skenario 5, Pembuatan tanggul atau menambah tinggi jagaan saluran Avfour Kelor di daerah genangan banjir (gambar 3.5).



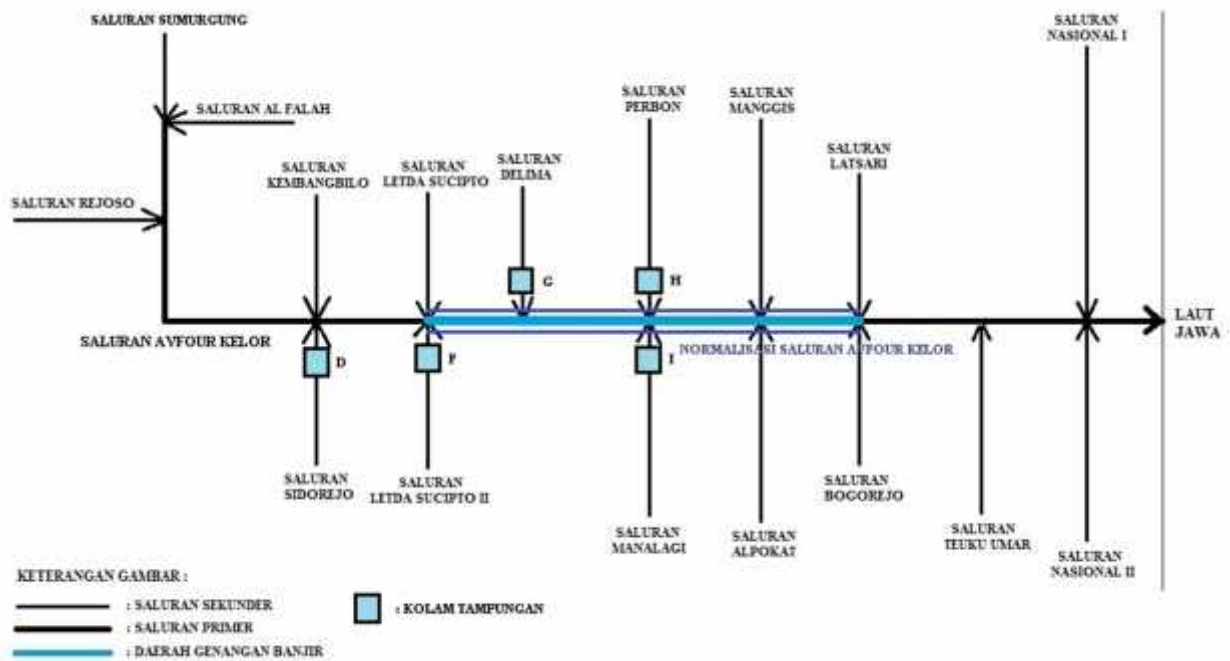
Gambar 3.1 Skenario 1



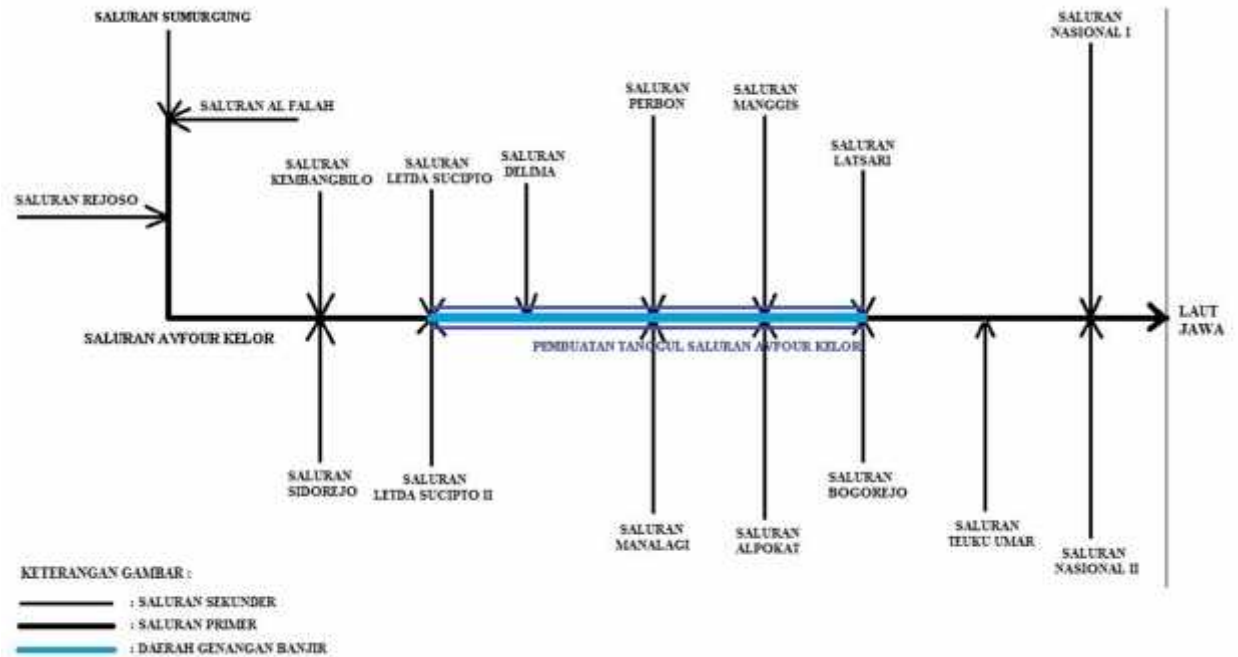
Gambar 3.2 Skenario 2



Gambar 3.3 Skenario 3



Gambar 3.4 Skenario 4

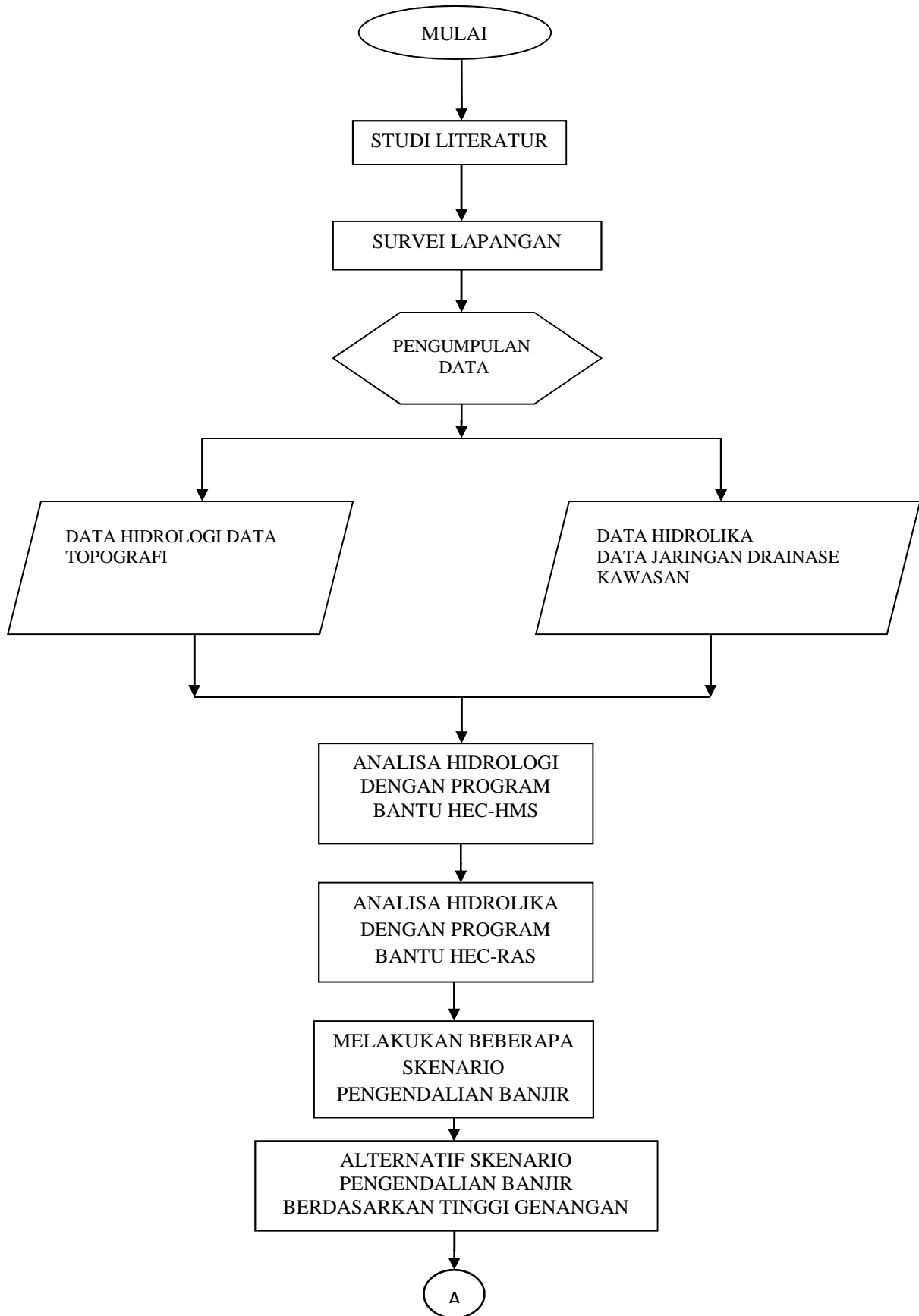


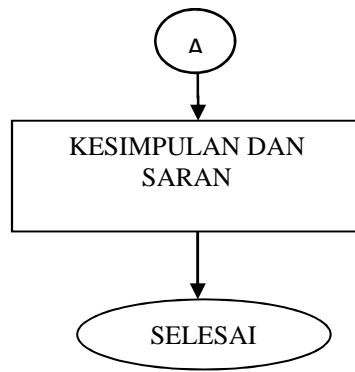
Gambar 3.5 Skenario 5

Skenario-skenario ini disusun berdasarkan lokasi dekat genangan banjir yang terjadi, ketersediaan lahan yang ada untuk prasarana dan subdas-subdas yang berpengaruh menyebabkan genangan banjir di sana. Penyusunan 5 skenario di atas dilakukan secara coba-coba (*trial and error*) pada analisa penelitian ini dan melihat keadaan topografi dari das saluran Avfour Kelor itu sendiri. Lalu dipilih skenario terbaik berdasarkan tinggi genangan terendah banjirnya.

3.4. Kesimpulan dan Saran

Kesimpulan dari penelitian ini diperoleh dari hasil data yang memuat jawaban - jawaban dari permasalahan genangan banjir saluran Avfour Kelor. Pada tahapan ini juga dirumuskan saran - saran yang perlu disampaikan yang bertujuan untuk menyempurnakan penelitian ini di masa yang akan datang. Langkah - langkah pelaksanaan penelitian ini dapat dilihat pada gambar 3.8 sebagai berikut.





Gambar 3.6. Flow Chart Motodologi

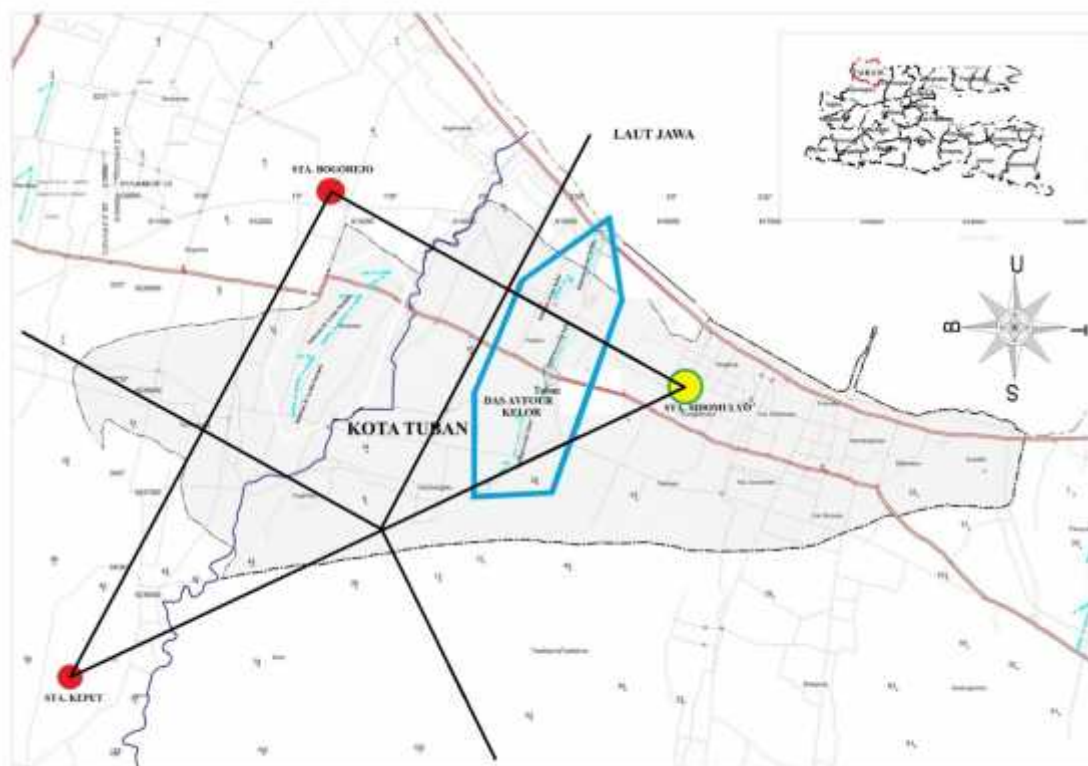
“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Penentuan Pengaruh Stasiun Curah Hujan

Berdasarkan gambar peta lokasi stasiun hujan kabupaten Tuban yang ada, lokasi wilayah kawasan daerah aliran saluran Afvour Kelor dipengaruhi oleh satu stasiun hujan, yaitu stasiun hujan Sidomulyo. Hal ini didapatkan dari hasil penarikan garis-garis yang membentuk segitiga poligon dari lokasi beberapa stasiun hujan yang ada di sekitar kawasan tersebut, sehingga dihasilkan batas-batas garis pengaruh stasiun hujan tersebut dari penarikan garis tegak lurus terhadap sisi-sisi tengah segitiga dari metode *thiessen polygon*. Berikut adalah gambar penentuan pengaruh stasiun hujan wilayah DAS Avfour Kelor menggunakan metode *thiessen polygon*.



Gambar 4.1 Penentuan wilayah pengaruh hujan dari beberapa stasiun hujan yang ada, dengan metode *thiessen polygon*.

Berikut ini adalah tabel data curah hujan untuk stasiun sidomulyo yang diambil datanya selama 20 tahun. Data ini adalah data hujan harian maksimum per tahun.

Tabel 4.1. Data Curah Hujan stasiun Sidomulyo selama 20 tahun
(Tahun 1996 – 2015)

No	Tahun	R (mm)
1	1996	79
2	1997	90
3	1998	94
4	1999	78
5	2000	79
6	2001	117
7	2002	124
8	2003	120
9	2004	70
10	2005	75
11	2006	82
12	2007	127
13	2008	80
14	2009	110
15	2010	205
16	2011	130
17	2012	90
18	2013	57
19	2014	55
20	2015	97

(sumber : Dinas Pekerjaan Umum Pengairan Tuban)

Data hujan di atas diambil dari hujan maksimum harian per tahun.

4.2 DISTRIBUSI PROBABILITAS

Untuk mencari kemungkinan keluarnya nilai hujan rencana dalam periode ulang waktu tertentu, maka dapat digunakan analisa distribusi probabilitas. Dalam analisis Frekuensi data hujan atau data debit guna memperoleh nilai hujan rencana atau debit rencana, dikenal beberapa distribusi probabilitas kontinu yang digunakan, yaitu : Gumbel, Normal, Log Normal, dan *Log Person Type III*.

4.2.1 Distribusi Probabilitas Gumbel

1. Perhitungan parameter statistika

Tabel 4.2

Tabel Perhitungan Parameter Statistika

Tahun	X (mm)	Xi-X	(Xi-X) ²
1996	79	18,95	359,103
1997	90	7,95	63,203
1998	94	3,95	15,603
1999	78	19,95	398,003
2000	79	18,95	359,103
2001	117	-19,05	362,903
2002	124	-26,05	678,603
2003	120	-22,05	486,203
2004	70	27,95	781,203
2005	75	22,95	526,703
2006	82	15,95	254,403
2007	127	-29,05	843,903
2008	80	17,95	322,203
2009	110	-12,05	145,203
2010	205	-107,05	11459,703
2011	130	-32,05	1027,203
2012	90	7,95	63,203
2013	57	40,95	1676,903
2014	55	42,95	1844,703
2015	97	0,95	0,903
Jumlah :	1959		21668,950

- a. Harga rata – rata (Xi)

$$X_i = \frac{\sum x}{n} = \frac{1}{2} = 97,95 \text{ mm}$$

- b. Standart Deviasi (s)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - x)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{2}{2-1}}$$

$$= 17,163$$

2. Perhitungan K (Faktor Frekwensi Gumbel)

Dengan jumlah data (n) = 20 maka didapatkan :

$$y_n = 0,5236$$

$$s_n = 1,0630$$

Dengan periode ulang (T) = 2 tahun didapat

$$\begin{aligned} y_t &= -\ln - \ln \frac{T-1}{T} \\ &= -\ln - \ln \frac{2-1}{2} \\ &= 0,3665 \end{aligned}$$

Dengan y_n , s_n , dan y_t yang sudah didapatkan di atas maka nilai k adalah :

$$K = \frac{y - y_n}{s} = \frac{0,3 - 0,5}{1,0} = -0,1477$$

3. Perhitungan Nilai hujan Rencana periode ulang 2 tahun (X_2) :

$$\begin{aligned} X_2 &= X_i + (S \times K) \\ &= 97,95 + (17,163 \times (-0,1477)) \\ &= 95,415 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan nilai hujan rencana periode ulang 5 tahun, 10 tahun, dan 25 tahun.

Dengan periode ulang (T) = 5 tahun didapat

$$\begin{aligned} y_t &= -\ln - \ln \frac{T-1}{T} \\ &= -\ln - \ln \frac{5-1}{5} \\ &= 1,499 \end{aligned}$$

Dengan y_n , s_n dan y_t yang sudah didapatkan di atas maka nilai k adalah :

$$K = \frac{y - y_n}{s} = \frac{1,4 - 0,5}{1,0} = 0,9176$$

$$\begin{aligned}
X_5 &= X_i + (S \times K) \\
&= 97,95 + (17,163 \times 0,9176) \\
&= 113,698 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Dengan periode ulang (T) = 10 tahun didapat

$$\begin{aligned}
y_t &= -\ln - \ln \frac{T-1}{T} \\
&= -\ln - \ln \frac{1-1}{1} \\
&= 2,250
\end{aligned}$$

Dengan y_n , s_n dan y_t yang sudah didapatkan di atas maka nilai k adalah :

$$K = \frac{y - y}{s} = \frac{2,2 - 0,5}{1,0} = 1,624$$

$$\begin{aligned}
X_{10} &= X_i + (S \times K) \\
&= 97,95 + (17,163 \times 1,624) \\
&= 125,822 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Dengan periode ulang (T) = 25 tahun didapat

$$\begin{aligned}
y_t &= -\ln - \ln \frac{T-1}{T} \\
&= -\ln - \ln \frac{2-1}{2} \\
&= 3,198
\end{aligned}$$

Dengan y_n , s_n dan y_t yang sudah didapatkan di atas maka nilai k adalah :

$$K = \frac{y - y}{s} = \frac{3,1 - 0,5}{1,0} = 2,516$$

$$\begin{aligned}
X_{25} &= X_i + (S \times K) \\
&= 97,95 + (17,163 \times 2,516) \\
&= 141,132 \text{ mm}
\end{aligned}$$

4.2.2 Distribusi Probabilitas Normal

1. Perhitungan parameter statistika

Tabel 4.3

Perhitungan Parameter Statistika

Tahun	X (mm)	Xi-X	(Xi-X) ²
1996	79	18,95	359,103
1997	90	7,95	63,203
1998	94	3,95	15,603
1999	78	19,95	398,003
2000	79	18,95	359,103
2001	117	-19,05	362,903
2002	124	-26,05	678,603
2003	120	-22,05	486,203
2004	70	27,95	781,203
2005	75	22,95	526,703
2006	82	15,95	254,403
2007	127	-29,05	843,903
2008	80	17,95	322,203
2009	110	-12,05	145,203
2010	205	-107,05	11459,703
2011	130	-32,05	1027,203
2012	90	7,95	63,203
2013	57	40,95	1676,903
2014	55	42,95	1844,703
2015	97	0,95	0,903
Jumlah :	1959		21668,950

a. Harga rata – rata (Xi)

$$X_i = \frac{\sum x}{n} = \frac{1}{2} = 97,95 \text{ mm}$$

b. Standart Deviasi (s)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - x)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{21668,9}{2-1}}$$

$$= 17,163$$

2. Perhitungan Nilai K_T berdasarkan Tabel nilai variabel reduksi *Gauss*.

Nilai K_T di hitung berdasarkan nilai T , didapat untuk :

$$T = 2, \text{ maka nilai } K_T = -0,15$$

$$T = 5, \text{ maka nilai } K_T = 0,84$$

$$T = 10, \text{ maka nilai } K_T = 1,28$$

$$T = 25, \text{ maka nilai } K_T = 1,68$$

3. Perhitungan hujan rencana dengan periode ulang 2 tahun, 5 tahun, dan 10 tahun

(X_2 , X_5 , dan X_{10}) :

$$\begin{aligned} X_2 = X_i + (K_T S) &= 97,95 + (-0,15 \cdot 17,163) \\ &= 95,375 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_5 = X_i + (K_T S) &= 97,95 + (0,84 \cdot 17,163) \\ &= 112,367 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_{10} = X_i + (K_T S) &= 97,95 + (1,28 \cdot 17,163) \\ &= 119,918 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_{25} = X_i + (K_T S) &= 97,95 + (1,68 \cdot 17,163) \\ &= 126,783 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.2.3 Distribusi Probabilitas Log Normal

1. Perhitungan Parameter Statistik

Tabel 4.4. Perhitungan Parameter Statistika

Tahun	X (mm)	Log X	Log Xi - Log X	(Log Xi - Log X) ²
1996	79	1,898	0,072	0,005
1997	90	1,954	0,016	0,000
1998	94	1,973	-0,003	0,000
1999	78	1,892	0,078	0,006
2000	79	1,898	0,072	0,005
2001	117	2,068	-0,098	0,010
2002	124	2,093	-0,123	0,015
2003	120	2,079	-0,109	0,012

Lanjutan Tabel 4.4. Perhitungan Parameter Statistika

Tahun	X (mm)	Log X	Log Xi - Log X	(Log Xi - Log X) ²
2004	70	1,845	0,125	0,016
2005	75	1,875	0,095	0,009
2006	82	1,914	0,056	0,003
2007	127	2,104	-0,134	0,018
2008	80	1,903	0,067	0,004
2009	110	2,041	-0,071	0,005
2010	205	2,312	-0,342	0,117
2011	130	2,114	-0,144	0,021
2012	90	1,954	0,016	0,000
2013	57	1,756	0,214	0,046
2014	55	1,740	0,230	0,053
2015	97	1,987	-0,017	0,000
Jumlah :	1959	39,401		0,354

Berdasarkan Tabel 4.4 diatas diperoleh (log Xi) :

$$\log X_i = \frac{\sum l_i \cdot X}{n} = \frac{3,4}{2} = 1,7$$

a. Berdasarkan Tabel 4.4 diatas diperoleh S log X :

$$S \log X = \left(\frac{\sum (l_i \cdot X - l_i \cdot x)^2}{n-1} \right)^{0,5}$$

$$= \left(\frac{0,3}{2-1} \right)^{0,5}$$

$$= 0,136$$

2. Perhitungan Nilai K_T

Perhitungan Nilai K_T berdasarkan Tabel nilai variabel reduksi *Gauss*.

Nilai K_T di hitung berdasarkan nilai T, didapat untuk :

T = 2, maka nilai K_T = -0,15

T = 5, maka nilai K_T = 0,84

T = 10, maka nilai K_T = 1,28

T = 25, maka nilai K_T = 1,68

3. Perhitungan hujan rencana dengan periode ulang 2 tahun, 5 tahun, dan 10 tahun

(X_2, X_5, X_{10})

$$\begin{aligned} \log X_2 &= \log X_i + (K_T \times S \log x) \\ &= 1,97 + (-0,15 \times 0,136) \\ &= 1,95 \end{aligned}$$

$$X_2 = 94,756 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \log X_5 &= \log X_i + (K_T \times S \log x) \\ &= 1,97 + (0,84 \times 0,136) \\ &= 2,084 \end{aligned}$$

$$X_5 = 107,727 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \log X_{10} &= \log X_i + (K_T \times S \log x) \\ &= 1,97 + (1,28 \times 0,136) \\ &= 2,144 \end{aligned}$$

$$X_{10} = 118,568 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \log X_{25} &= \log X_i + (K_T \times S \log x) \\ &= 1,97 + (1,68 \times 0,136) \\ &= 2,198 \end{aligned}$$

$$X_{25} = 125,488 \text{ mm}$$

4.2.4 Distribusi Probabilitas Log Pearson Type III

1. Perhitungan Parameter Statistik

Tabel 4.5. Perhitungan Parameter Statistika

Tahun	X (mm)	Log X	Log Xi - Log X	(Log Xi - Log X) ²	(Log Xi - Log X) ³
1996	79	1,898	0,072	0,005	0,000
1997	90	1,954	0,016	0,000	0,000
1998	94	1,973	-0,003	0,000	0,000
1999	78	1,892	0,078	0,006	0,000
2000	79	1,898	0,072	0,005	0,000
2001	117	2,068	-0,098	0,010	-0,001
2002	124	2,093	-0,123	0,015	-0,002

Lanjutan Tabel 4.5. Perhitungan Parameter Statistika

Tahun	X (mm)	Log X	Log Xi - Log X	(Log Xi - Log X) ²	(Log Xi - Log X) ³
2003	120	2,079	-0,109	0,012	-0,001
2004	70	1,845	0,125	0,016	0,002
2005	75	1,875	0,095	0,009	0,001
2006	82	1,914	0,056	0,003	0,000
2007	127	2,104	-0,134	0,018	-0,002
2008	80	1,903	0,067	0,004	0,000
2009	110	2,041	-0,071	0,005	0,000
2010	205	2,312	-0,342	0,117	-0,040
2011	130	2,114	-0,144	0,021	-0,003
2012	90	1,954	0,016	0,000	0,000
2013	57	1,756	0,214	0,046	0,010
2014	55	1,740	0,230	0,053	0,012
2015	97	1,987	-0,017	0,000	0,000
Jumlah :	1959	39,401		0,354	-0,001

a. Berdasarkan tabel 4.5 diatas diperoleh (log Xi) :

$$\log Xi = \frac{\sum l_i X}{n} = \frac{3,4}{2} = 1,7$$

b. Berdasarkan tabel 4.5 diatas diperoleh S log X :

$$S \log X = \left(\frac{\sum (l_i X - l_i x)^2}{n-1} \right)^{0,5}$$

$$= \left(\frac{0,3}{2-1} \right)^{0,5}$$

$$= 0,136$$

c. Berdasarkan tabel 4.5 di atas diperoleh Cs :

$$Cs = \frac{n \sum (l_i X - l_i x)^3}{(n-1)(n-2)(\sum (l_i X - l_i x)^2)^{1,5}} = \frac{2 \cdot (-0,0)}{1 \cdot 1 \cdot (0,1)^{1,5}}$$

$$= \frac{-0,0}{0,8}$$

$$= -0,0232$$

2. Perhitungan Nilai K_T berdasarkan Tabel faktor frekuensi untuk distribusi *Log Pearson III*.

Nilai K_r dihitung berdasarkan nilai T dan nilai C_s atau G didapatkan untuk :

$$T = 2, C_s = -0,0232, \text{ maka nilai } K_T = 0,0034$$

$$T = 5, C_s = -0,0232, \text{ maka nilai } K_T = 0,8428$$

$$T = 10, C_s = -0,0232, \text{ maka nilai } K_T = 1,2796$$

$$T = 25, C_s = -0,0232, \text{ maka nilai } K_T = 1,7394$$

3. Perhitungan hujan rencana dengan periode ulang 2 tahun (X_2)

$$\text{Log } X_2 = \text{Log } X_i + (K_T \times S \log X)$$

$$= 1,97 + (0,0034 \times 0,136)$$

$$= 1,9704$$

$$X_2 = 94,842 \text{ mm}$$

Perhitungan hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun (X_5)

$$\text{Log } X_5 = \log X_i + (K_T \times S \text{ Log } x)$$

$$= 1,97 + (0,8424 \times 0,136)$$

$$= 2,084$$

$$X_5 = 107,815 \text{ mm}$$

Perhitungan hujan rencana dengan periode ulang 10 tahun (X_{10})

$$\text{Log } X_{10} = \log X_i + (K_T \times S \text{ Log } x)$$

$$= 1,97 + (1,2796 \times 0,136)$$

$$= 2,144$$

$$X_{10} = 118,660 \text{ mm}$$

Perhitungan hujan rencana dengan periode ulang 25 tahun (X_{25})

$$\text{Log } X_{25} = \log X_i + (K_T \times S \text{ Log } x)$$

$$= 1,97 + (1,7394 \times 0,136)$$

$$= 2,144$$

$$X_{25} = 125,578 \text{ mm}$$

➤ Penentuan Pemilihan Jenis Distribusi Probabilitas

Tabel 4.6.

Menentukan nilai $(X_i - \bar{X})^3$ dan $(X_i - \bar{X})^4$ untuk mencari koefisien kepeccengan dan koefisien kurtosis

Tahun	X (mm)	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
1996	79	18,95	359,103	6804,992	128954,606
1997	90	7,95	63,203	502,460	3994,556
1998	94	3,95	15,603	61,630	243,438
1999	78	19,95	398,003	7940,150	158405,990
2000	79	18,95	359,103	6804,992	128954,606
2001	117	-19,05	362,903	-6913,293	131698,225
2002	124	-26,05	678,603	-17677,595	460501,353
2003	120	-22,05	486,203	-10720,765	236392,871
2004	70	27,95	781,203	21834,610	610277,346
2005	75	22,95	526,703	12087,822	277415,524
2006	82	15,95	254,403	4057,720	64720,632
2007	127	-29,05	843,903	-24515,368	712171,430
2008	80	17,95	322,203	5783,535	103814,451
2009	110	-12,05	145,203	-1749,690	21083,766
2010	205	-107,05	11459,703	-1226761,153	131324781,389
2011	130	-32,05	1027,203	-32921,840	1055144,976
2012	90	7,95	63,203	502,460	3994,556
2013	57	40,95	1676,903	68669,157	2812001,995
2014	55	42,95	1844,703	79229,972	3402927,314
2015	97	0,95	0,903	0,857	0,815
Jumlah :	1959		21668,950	-1106979,345	141637479,835

Koefisien Kepeccengan (Cs) :

➤ Untuk distribusi probabilitas Gumbel dan Normal :

$$\begin{aligned}
 (C_s) &= \frac{n \sum (X - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(s)^3} = \frac{2 \cdot (-1106979,345)}{(2-1)(2-2)(3,7)^3} \\
 &= \frac{-2113958,69}{1 \cdot 50,653} \\
 &= -1,68
 \end{aligned}$$

➤ Untuk distribusi probabilitas Log Normal dan Log Pearson Type III :

$$(C_s) = \frac{n \sum (L(X - \bar{X}))^3}{(n-1)(n-2)(s)^3} = \frac{2 \cdot (-0,0)}{(2-1)(2-2)(0,1)^3}$$

$$= \frac{-0,0}{0,8}$$

$$= -0,023$$

Koefisien Kurtosis (Ck) :

➤ Untuk distribusi probabilitas Gumbel dan Normal :

$$\begin{aligned} (Ck) &= \frac{n^2 \Sigma(X - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(s)^4} \\ &= \frac{20^2 \cdot 1,8}{(2-1)(2-2)(2-3)(3,7)^4} \\ &= \frac{54}{7!} \\ &= 7,49 \end{aligned}$$

➤ Untuk distribusi probabilitas Log Normal dan Log Pearson Type III :

$$\begin{aligned} (Ck) &= \frac{n^2 \Sigma(L(X - \bar{X}))^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(L)^4} \\ &= \frac{20^2 \cdot 0,0}{(2-1)(2-2)(2-3)(0,1)^4} \\ &= \frac{7,6}{1,9} \\ &= 3,87 \end{aligned}$$

Penentuan jenis distribusi probabilitas yang sesuai dengan data dilakukan dengan mencocokkan parameter data tersebut dengan syarat masing – masing jenis distribusi.

Tabel 4.7. Persyaratan parameter statistik suatu distribusi

NO	Distribusi	Persyaratan
1	Gumbel	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$
2	Normal	$C_s = 0$ $C_k = 3$
3	Log Normal	$C_s = C_v^2 + 3 C_v$ $C_k = C + 6 C_v^6 + 15 C_v^4 + 16 C_v^2 + 3$
4	Log Person III	Selain dari nilai di atas

Dari keempat distribusi yang mendekati dengan persyaratan parameter statistik suatu distribusi, adalah Log Pearson Type III yang dipakai untuk menghitung.

Disamping dengan menggunakan persyaratan seperti tercantum dalam Tabel 4.7, guna mendapatkan hasil perhitungan yang meyakinkan, atau jika tidak ada yang memenuhi persyaratan pada Tabel 4.7, maka penggunaan suatu distribusi probabilitas biasanya diuji dengan metode Chi-Kuadrat atau Smirnov Kolmogorov.

4.3 Uji Distribusi Probabilitas

Uji distribusi probabilitas dimaksudkan untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

Terdapat 2 metode pengujian distribusi probabilitas, yaitu Metode Chi – Kuadrat (χ^2) dan Metode Smirnov – Kolmogorof.

Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas :

4.3.1 Metode Uji Chi – Kuadrat (χ^2)

1. Data hujan diurut dari besar ke kecil

Tabel 4.8. Pengurutan data hujan dari besar ke kecil

No	X (mm)	X dari besar ke kecil (mm)
1	79	205
2	90	130
3	94	127
4	78	124
5	79	120
6	117	117
7	124	110
8	120	97
9	70	94
10	75	90
11	82	90
12	127	82
13	80	80
14	110	79
15	205	79
16	130	78
17	90	75
18	57	70
19	55	57
20	97	55

Menghitung jumlah kelas

- jumlah data (n) = 20
- kelas distribusi (K) = $1 + 3,3 \log n$
 $= 1 + 3,3 \log 20$
 $= 5,29 \sim 6$ kelas

2. Menghitung derajat kebebasan (Dk)

- Parameter (P) = 2
- Derajat kebebasan (Dk) = $K - (p + 1)$
 $= 6 - (2 + 1)$
 $= 3$

3. Menghitung kelas distribusi

- Kelas distribusi = $\frac{1}{6} \times 100\% = 16,67\%$, interval distribusi adalah :
16,67%, 33,34%, 50%, 66,68%, 83,35%, 100%.
- Persentasi 16,67%

$$P(x) = 16,67\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P} = \frac{1}{0,1}$$

$$= 6 \text{ tahun}$$

- Presentasi 33,34%

$$P(x) = 33,34\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P} = \frac{1}{0,3}$$

$$= 3 \text{ tahun}$$

- Persentasi 50%

$$P(x) = 50\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P} = \frac{1}{0,5} = 2 \text{ tahun}$$

- Presentasi 66,68%

$$P(x) = 66,68\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P} = \frac{1}{0,6}$$

$$= 1,5 \text{ tahun}$$

- Presentasi 83,35%

$$P(x) = 83,35\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P} = \frac{1}{0,8}$$

$$= 1,2 \text{ tahun}$$

4. Menghitung Interval Kelas

- Distribusi Probabilitas Gumbel

dengan jumlah data (n) =20, maka didapatkan nilai

$$y_n = 0,5236 \text{ (Tabel } y_n \text{ dan } S_n)$$

$$S_n = 1,0630 \text{ (Tabel } y_n \text{ dan } S_n)$$

$$y_t = -\ln -\ln \frac{T-1}{T}$$

$$K = \frac{y - y_n}{s} = \frac{y - 0,5}{1,0}$$

sehingga

- T =6 yt=1,7020 maka K = 1,1085
- T =3 yt=0,9027 maka K = 0,3566
- T =2 yt=0,3665 maka K = -0,1477
- T =1,5 yt=-0,0940 maka K = -0,5809
- T =1,2 yt=-0,5832 maka K = -1,0412

$$\text{Nilai X} = 97,95$$

$$\text{Nilai S} = 33,77$$

Maka Internal Kelas $XT = X + S.Kt$

$$X_T = 97,95 + 33,77 \cdot K$$

Sehingga : $X_{Tr} = X + S \cdot K$

- $X_6 = 135,384 \text{ mm}$
- $X_3 = 109,992 \text{ mm}$
- $X_2 = 92,962 \text{ mm}$
- $X_{1,5} = 78,333 \text{ mm}$
- $X_{1,2} = 62,788 \text{ mm}$

b. Distribusi Probabilitas Normal

Nilai K_t berdasarkan Nilai T dari Tabel nilai variable Reduksi Gauss di dapat :

- $T = 6$ maka $K_t = 0,9280$
- $T = 3$ maka $K_t = 0,4187$
- $T = 2$ maka $K_t = 0$
- $T = 1,5$ maka $K_t = -0,4378$
- $T = 1,2$ maka $K_t = -0,9971$

Nilai $X = 97,95$

Nilai $S = 33,77$

Interval Kelas $X_t = X + S \cdot K_t$

$$X_t = 97,95 + 33,77 \cdot K_t$$

Sehingga

- $X_6 = 129,288 \text{ mm}$
- $X_3 = 112,089 \text{ mm}$
- $X_2 = 97,95 \text{ mm}$
- $X_{1,5} = 83,165 \text{ mm}$
- $X_{1,2} = 64,278 \text{ mm}$

c. Distribusi Probabilitas Log Normal

Nilai K_t berdasarkan nilai T dari Tabel Variabel Reduksi Gauss di dapat:

- $T = 6$ maka $K_t = 0,9280$
- $T = 3$ maka $K_t = 0,4187$
- $T = 2$ maka $K_t = 0$
- $T = 1,5$ maka $K_t = -0,4378$

- $T = 1,2$ maka $Kt = -0,9971$
 Nilai Log x $= 1,97$
 Nilai S Log X $= 0,136$
 Interval Kelas : $\text{Log } X_t = \text{Log } X + Kt \cdot S \text{ Log } X$
 $= 1,97 + Kt \cdot 0,136$

sehingga

- $\text{Log } X_6 = 2,096$ $X_6 = 124,738 \text{ mm}$
- $\text{Log } X_3 = 2,027$ $X_3 = 106,414 \text{ mm}$
- $\text{Log } X_2 = 1,970$ $X_2 = 93,325 \text{ mm}$
- $\text{Log } X_{1,5} = 1,910$ $X_{1,5} = 81,283 \text{ mm}$
- $\text{Log } X_{1,2} = 1,834$ $X_{1,2} = 68,234 \text{ mm}$

d. Distribusi Probabilitas Log Person Type III

Nilai Kt dihitung berdasarkan nilai Cs atau G = -0,0232 dan nilai T untuk berbagai periode ulang (Tabel Kt untuk distribusi probabilitas Log Person Type III)

- $T = 6$ maka $Kt = 0,93016$
- $T = 3$ maka $Kt = 0,2832$
- $T = 2$ maka $Kt = 0,0034$
- $T = 1,5$ maka $Kt = -0,5044$
- $T = 1,2$ maka $Kt = -1,1007$

Nilai Log X $= 1,97$

S Log X $= 0,136$

Interval kelas : $\log X_t = \overline{\log x} + Kt \times S \log x$
 $= 1,97 + Kt \times 0,136$

sehingga :

- $\text{Log } X_6 = 2,0965$ $X_6 = 124,882 \text{ mm}$
- $\text{Log } X_3 = 2,0085$ $X_3 = 101,976 \text{ mm}$
- $\text{Log } X_2 = 1,9705$ $X_2 = 93,433 \text{ mm}$
- $\text{Log } X_{1,5} = 1,9014$ $X_{1,5} = 79,689 \text{ mm}$
- $\text{Log } X_{1,2} = 1,8203$ $X_{1,2} = 66,115 \text{ mm}$

5. Perhitungan nilai χ^2

Tabel 4.9. Perhitungan nilai χ^2 untuk distribusi Normal

Kelas	Interval	Ef	Of	Of - Ef	$\frac{(O - E)^2}{E}$
1	>129,288	3,33	2	-1,33	0,5312
2	112,089 – 129,288	3,33	4	0,67	0,1348
3	97,95 – 112,089	3,33	1	-2,33	1,6303
4	83,165 – 97,95	3,33	4	0,67	0,1348
5	64,278 – 83,165	3,33	7	3,67	4,0447
6	<64,278	3,33	2	-1,33	0,5312
		20	20	²	7,007

Tabel 4.10. Perhitungan nilai χ^2 untuk distribusi Log Normal

Kelas	Interval	Ef	Of	Of - Ef	$\frac{(O - E)^2}{E}$
1	>124,738	3,33	3	-0,33	0,0327
2	106,414 – 124,738	3,33	4	0,67	0,1348
3	93,325 – 106,414	3,33	2	-1,33	0,5312
4	81,283 – 93,325	3,33	3	-0,33	0,0327
5	68,234 – 81,283	3,33	6	2,67	2,1408
6	<68,234	3,33	2	-1,33	0,5312
		20	20	²	3,4034

Tabel 4.11. Perhitungan Nilai χ^2 untuk distribusi Gumbel

Kelas	Interval	Ef	Of	Of - Ef	$\frac{(O - E)^2}{E}$
1	>135,384	3,33	1	-2,33	1,6303
2	109,992 – 135,384	3,33	6	2,67	2,1408
3	92,962 – 109,992	3,33	2	-1,33	0,5312
4	78,333 – 92,962	3,33	6	2,67	2,1408
5	62,788 – 78,333	3,33	3	-0,33	0,0327
6	<62,788	3,33	2	-1,33	0,5312
		20	20	²	7,007

Tabel 4.12. Perhitungan Nilai χ^2 untuk distribusi Log Person Type III

Kelas	Interval	Ef	Of	Of - Ef	$\frac{(O - E)^2}{E}$
1	>124,882	3,33	3	-0,33	0,0327
2	101,976 – 124,882	3,33	4	0,67	0,1348
3	93,433 – 101,976	3,33	2	-1,33	0,5312
4	79,689 – 93,433	3,33	4	0,67	0,1348
5	66,115 – 79,689	3,33	5	1,67	0,8375
6	<66,115	3,33	2	-1,33	0,5312
		20	20	χ^2	2,2022

Rekapitulasi nilai χ^2 dan χ^2_{cr} untuk 4 distribusi Probabilitas

Tabel 4.13. Rekapitulasi nilai χ^2 dan χ^2_{cr}

Distribusi Probabilitas	χ^2 Terhitung
Normal	7,0
Log Normal	3,4
Gumbel	7,0
<i>Log Person Type III</i>	2,2

- Dengan (n) = 20 dan Dk = 3, maka dapat dilihat dari tabel nilai parameter Chi-Kuadrat Kritis menggunakan α (derajat kepercayaan) = 5 %
- Didapatkan $\chi^2_{cr} = 7,815$

Berdasarkan Tabel 4.14 semua distribusi Probabilitas memiliki nilai $\chi^2 < \chi^2_{cr}$, maka dapat disimpulkan bahwa semua distribusi tersebut dapat diterima, namun yang paling baik untuk menganalisis seri data hujan tersebut adalah Distribusi Probabilitas Log Pearson Type III.

4.3.2 Metode *Smirnov Kolmogorof*

Tabel 4.14

Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas *Log Person Type III*
dengan Metode *Smirnov Kolmogorof*

i	Log Xi	P(Xi)	f(t)	P'(Xi)	P
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = (5) - (3)
1	2,312	0,048	2,513	0,006	-0,042
2	2,114	0,095	1,058	0,154	0,059
3	2,104	0,143	0,984	0,163	0,020
4	2,093	0,190	0,908	0,164	-0,026
5	2,079	0,238	0,803	0,191	-0,047
6	2,068	0,286	0,722	0,225	-0,061
7	2,041	0,333	0,525	0,287	-0,046
8	1,987	0,381	0,123	0,460	0,079
9	1,973	0,429	0,023	0,493	0,064
10	1,954	0,476	-0,116	0,562	0,086
11	1,954	0,524	-0,116	0,562	0,038
12	1,914	0,571	-0,413	0,650	0,079
13	1,903	0,619	-0,492	0,668	0,049
14	1,898	0,667	-0,532	0,749	0,082
15	1,898	0,714	-0,532	0,749	0,035
16	1,892	0,762	-0,573	0,751	-0,011
17	1,875	0,810	-0,698	0,796	-0,014
18	1,845	0,857	-0,918	0,843	-0,014
19	1,756	0,905	-1,240	0,923	0,018
20	1,740	0,952	-1,372	0,978	0,026

Keterangan :

- Kolom 1 = Normal urut data
- Kolom 2 = Nilai Log hujan diurut dari besar ke kecil
- Kolom 3 = Peluang Empiris P(X) dihitung dengan persamaan Weibull : $P(X_i)$

$$= \frac{i}{n+1}$$

i = nomor urut data (setelah diurut dari data ke kecil)

n = jumlah data

- Kolom 4 = Untuk distribusi Probabilitas Log Person III

$\text{Log } X_r = \overline{L \ x} + Kt \times \text{Log } X$: sehingga

$$Kt = \frac{L \ x - \overline{L \ x}}{S \ L \ x}$$

Dimana $Kt = f(t)$

Nilai $\overline{L \ X} = 1,97$

Nilai $S \ \text{Log } x = 0,136$

$Cs = -0,023$

$$f(t) = \frac{2,3 - 1,9}{0,1} = 2,513$$

- Kolom 5 = Ditentukan berdasarkan nilai Cs dan nilai Kr atau $f(t)$ pada Tabel Faktor Frekwensi Kr untuk distribusi Log person Type III.
untuk nilai $f(t) = 2,513$ dan $Cs = -0,023$ atau dibulatkan $Cs = -0,02$ maka diperoleh persentase peluang teoritis terlampaui $P'(x)$ dengan cara interpolasi, maka nilai pada tabel faktor frekuensi Kt untuk distribusi Log Pearson type III didapat 0,006.
Demikian seterusnya untuk baris berikutnya cara perhitungannya adalah sama
- Kolom 6 = $(p_i) = \text{kolom 5} - \text{kolom 3}$

Berdasarkan Tabel 4.16 dapat dilihat bahwa :

- Simpangan Maksimum (P maksimum) = 0,086
- Jika jumlah data 10 dan (derajat kepercayaan) adalah 5% maka dari Tabel Nilai P kritis Smirnov – Kolnogorof didapatkan P kritis = 0,29
- Jadi P maksimum = 0,086 < P Kritis = 0,29
Oleh karena itu :Distribusi Probabilitas *Log Pearson Type III* **dapat diterima** untuk menganalisa data hujan.

Tabel 4.15

Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas Normal dengan Metode Smirnov Kolmogorof

I	Xi	P(Xi)	f(t)	P'(Xi)	P
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = (5) - (3)
1	205	0,048	3,170	0,0008	-0,047
2	130	0,095	0,949	0,1711	0,076
3	127	0,143	0,860	0,1977	0,055
4	124	0,190	0,771	0,2266	0,036
5	120	0,238	0,653	0,2578	0,020
6	117	0,286	0,564	0,2912	0,005
7	110	0,333	0,357	0,3632	0,030
8	97	0,381	-0,028	0,5199	0,139
9	94	0,429	-0,117	0,5596	0,131
10	90	0,476	-0,235	0,5987	0,123
11	90	0,524	-0,235	0,5987	0,075
12	82	0,571	-0,472	0,6736	0,102
13	80	0,619	-0,532	0,7088	0,090
14	79	0,667	-0,561	0,7265	0,060
15	79	0,714	-0,561	0,7265	0,012
16	78	0,762	-0,591	0,7422	-0,020
17	75	0,810	-0,680	0,7734	-0,036
18	70	0,857	-0,828	0,8023	-0,055
19	57	0,905	-1,213	0,8944	-0,010
20	55	0,952	-1,272	0,8982	-0,054

Keterangan

- Kolom (1) = nomor urut data.
- Kolom(2) = data hujan dari besar ke kecil (mm)
- Kolom(3) = peluang empiris (dihitung dengan persamaan weibull)
- Kolom(4) = untuk Distribusi Probabilitas Normal

$$X_t = \bar{X} + K_T S, \text{ sehingga}$$

$$K_T = \frac{X_t - \bar{X}}{S}; \text{ atau } K_T = \frac{X_t - \bar{X}}{S}$$

$$\text{dimana } K_T = f(t)$$

$$\text{Nilai } \bar{X} = 97,95 \text{ mm}$$

Nilai S = 33,77

contoh untuk kolom (5) baris (1)

$$f(t) = \frac{z - \mu}{\sigma} = \frac{2 - 9,9}{3,7} = 3,17$$

Demikian seterusnya untuk baris berikutnya cara perhitungannya adalah sama

- Kolom (5) = peluang teoritis = 1- luas dibawah kurve normal sesuai dengan nilai f(t), yang ditentukan dengan Tabel luas wilayah di bawah kurve normal.

Contoh :

untuk nilai f(t) = 3,17 maka luas wilayah dibawah kurve normal adalah 0,9992, sehingga nilai kolom (5) baris (1) = 1 - 0,9992 = 0,0008.

demikian seterusnya untuk baris berikutnya cara perhitungan adalah sama.

- Kolom (6) = (P_i) = kolom (5) – kolom (3)

berdasarkan Tabel 4.17 dapat dilihat bahwa

- Simpangan maksimum (P maksimum) = 0,139
- jika jumlah data dan (derajat kepercayaan) adalah maka dari Tabel pada lampiran didapat P kritis = 0,29
- jadi P maksimum = 0,139 < P kritis = 0,29
- Oleh karena itu, Distribusi Probabilitas Normal dapat diterima untuk menganalisa data hujan.

Tabel 4.16

Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas Log Normal dengan Metode Smirnov

Kolmogrof

i	Log Xi	P(Xi)	f(t)	P'(Xi)	P
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = (5) - (3)
1	2,312	0,048	2,513	0,0054	-0,042
2	2,114	0,095	1,058	0,1469	0,052
3	2,104	0,143	0,984	0,1568	0,014
4	2,093	0,190	0,908	0,1711	-0,019

5	2,079	0,238	0,803	0,1977	-0,040
6	2,068	0,286	0,722	0,2266	-0,059
7	2,041	0,333	0,525	0,2912	-0,042
8	1,987	0,381	0,123	0,4404	0,059
9	1,973	0,429	0,023	0,4801	0,052
10	1,954	0,476	-0,116	0,5199	0,044
11	1,954	0,524	-0,116	0,5199	-0,004
12	1,914	0,571	-0,413	0,6736	0,102
13	1,903	0,619	-0,492	0,7088	0,090
14	1,898	0,667	-0,532	0,7189	0,052
15	1,898	0,714	-0,532	0,7189	0,005
16	1,892	0,762	-0,573	0,7355	-0,026
17	1,875	0,810	-0,698	0,7734	-0,036
18	1,845	0,857	-0,918	0,8289	-0,028
19	1,756	0,905	-1,240	0,8944	-0,010
20	1,740	0,952	-1,372	0,9115	-0,041

Keterangan

- Kolom (1) = nomor urut data.
- Kolom(2) = data hujan dari besar ke kecil (mm)
- Kolom(3) = peluang empiris (dihitung dengan persamaan weibull)
- Kolom(4) = untuk Distribusi Probabilitas Log Normal

$$L_T = \bar{L} + S \text{ Log } K; \text{ sehingga}$$

$$K = \frac{x_T - \bar{x}}{s} \text{ atau } = \frac{x_i - \bar{x}}{s}$$

Dimana $K = f(t)$

dimana $K_T = f(t)$

$$\text{Nilai } L \quad \bar{X} = 1,97 \text{ mm}$$

$$\text{Nilai } S \text{ Log } X = 0,136 \text{ mm}$$

contoh untuk kolom (5) baris (1) :

$$f(t) = \frac{2,3 - 1,9}{0,1} = 2,513$$

Demikian seterusnya untuk baris berikutnya cara perhitungannya adalah sama

- Kolom (5) = peluang teoritis = 1- luas dibawah kurve normal sesuai dengan nilai $f(t)$, yang ditentukan dengan Tabel luas wilayah di bawah kurve normal.

Contoh :

untuk nilai $f(t) = 2,513$ maka luas wilayah dibawah kurve normal adalah 0,9946, sehingga nilai kolom (5) baris (1) = $1 - 0,9946 = 0,0054$

demikian seterusnya untuk baris berikutnya cara perhitungan adalah sama.

- Kolom (6) = $(P_i) = \text{kolom (5)} - \text{kolom (3)}$

Berdasarkan Tabel 4.18 dapat dilihat bahwa

- Simpanan maksimum (P maksimum) = 0,102
 - jika jumlah data dan (derajat kepercayaan) adalah 5% maka dari Tabel pada lampiran didapat P kritis = 0,29
 - jadi P maksimum = 0,102 < P kritis = 0,29
- Oleh karena itu, Distribusi Probabilitas Log Normal dapat diterima untuk menganalisa data hujan.

Tabel 4.17

Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas *Gumbel* dengan Metode *Smirnov Kolmogorof*

i	X_i	$P(X_i)$	$f(t)$	$P'(X_i)$	P
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = (5) - (3)
1	205	0,048	3,170	0,020	-0,028
2	130	0,095	0,949	0,196	0,101
3	127	0,143	0,860	0,211	0,068
4	124	0,190	0,771	0,222	0,032
5	120	0,238	0,653	0,235	-0,003
6	117	0,286	0,564	0,250	-0,036
7	110	0,333	0,357	0,286	-0,048
8	97	0,381	-0,028	0,400	0,019
9	94	0,429	-0,117	0,444	0,016

10	90	0,476	-0,235	0,526	0,050
11	90	0,524	-0,235	0,526	0,003
12	82	0,571	-0,472	0,599	0,027
13	80	0,619	-0,532	0,602	-0,017
14	79	0,667	-0,561	0,610	-0,057
15	79	0,714	-0,561	0,610	-0,105
16	78	0,762	-0,591	0,658	-0,104
17	75	0,810	-0,680	0,654	-0,156
18	70	0,857	-0,828	0,709	-0,148
19	57	0,905	-1,213	0,847	-0,057
20	55	0,952	-1,272	0,917	-0,035

Keterangan

- Kolom (1) = nomor urut data.
- Kolom(2) = data hujan dari besar ke kecil (mm)
- Kolom(3) = peluang empiris (dihitung dengan persamaan weibull)
- Kolom(4) = untuk Distribusi Probabilitas gumbel

$$\text{Log } X_T = \overline{L} - \overline{X} + K_T \times S \log X ; \text{ sehingga}$$

$$K_T = \frac{X_T - \overline{X}}{S} ; \text{ atau}$$

$$K_T = \frac{X_i - \overline{X}}{S}$$

Dimana $K_T = f(t)$

dimana $K_T = f(t)$

Nilai $\overline{X} = 97,95$ mm

Nilai S = 33,77

contoh untuk kolom (5) baris (1)

$$f(t) = \frac{2 - 9,9}{3,7} = 3,17$$

Demikian seterusnya untuk baris berikutnya cara perhitungannya adalah sama

- Kolom (5) = ditentukan berdasarkan nilai Y_n , S_n , dan K atau $f(t)$

Contoh angka kolom (5) baris (1) :

Untuk nilai $f(t) = 3,17$; $Y_n = 0,5236$; $S_n = 1,0630$ maka didapatkan nilai $Y_t = 3,893$

Kemudian interpolasi berdasarkan kertas probabilitas gumbel maka untuk $Y_t = 3,893$, dapat dihitung $T = 50$ tahun, sehingga dapat dihitung selanjutnya peluang teoritis $P'(X) = 1/T = 1/50 = 0,02$.

Demikian seterusnya untuk baris berikutnya cara perhitungannya adalah sama.

- Kolom (6) = $(P_i) = \text{kolom (5)} - \text{kolom (3)}$

Berdasarkan Tabel 4.19 dapat dilihat bahwa

- Simpangan maksimum (P maksimum) = 0,156
 - jika jumlah data dan (derajat kepercayaan) adalah maka dari Tabel pada lampiran didapat P kritis = 0,29
 - jadi P maksimum = 0,156 < P kritis = 0,29
- Oleh karena itu, Distribusi Probabilitas Gumbel dapat diterima untuk menganalisa data hujan.

4.3.3 Penentuan nilai tinggi hujan rencana periode ulang

Dalam menentukan nilai tinggi hujan rencana periode ulang dari distribusi probabilitas, karena semua distribusi dapat diterima oleh uji distribusi probabilitas, maka dipilih kemungkinan nilai tinggi hujan terkritik yaitu nilai hujan rencana yang paling tinggi dari analisa distribusi probabilitas tersebut.

Tabel 4.18.

Nilai tinggi hujan rencana periode ulang dari masing-masing analisa distribusi probabilitas.

	Distribusi Probabilitas			
	<i>Gumbel</i>	Normal	Log Normal	<i>Log Pearson Type III</i>
R2 (mm)	95,415	95,375	94,756	94,842
R5 (mm)	113,698	112,367	107,727	107,815
R10 (mm)	125,822	119,918	118,568	118,660
R25 (mm)	141,132	126,783	125,488	125,578

Dari Tabel Nilai tinggi hujan rencana periode ulang dari masing-masing analisa distribusi probabilitas di atas, dapat dipilih nilai hujan rencana dari distribusi probabilitas *Gumbel*. Dengan tinjauan bahwa nilai tinggi hujan rencana distribusi probabilitas *Gumbel* paling besar atau paling kritis dari semuanya.

4.4. Pemodelan Dengan Program Bantu HEC-HMS

Perhitungan debit banjir pada studi ini menggunakan program bantu HEC-HMS. Perhitungan dengan program bantu HEC-HMS dilakukan dengan membuat suatu pemodelan sistem jaringan drainase Afvour Kelor yaitu penggambaran model daerah tangkapan air (*basin model*) dan memasukkan input berupa data hujan, tata guna lahan, dan lain sebagainya. Penggambaran model daerah tangkapan air dapat dilihat seperti pada gambar 4.2.



Gambar 4.2. Model Tangkapan Air Saluran Afvour Kelor dengan Program HEC-HMS

4.5. Perhitungan Nilai CN (*Curve Number*)

Perhitungan debit banjir rencana dilakukan dengan program bantu HEC- HMS, dimana dalam pemodelan HEC-HMS ini digunakan metode perhitungan limpasan (*runoff*) SCS-CN (*Soil Conservation Service - curve number*). Metode ini menganggap bahwa hujan yang menghasilkan limpasan merupakan fungsi dari hujan kumulatif, tata guna lahan, jenis tanah serta kelembaban (HEC-HMS Technical Reference Manual, 2000:40). Sehingga penentuan nilai CN dipengaruhi oleh faktor-faktor penting antara

lain tipe tanah (*Soil Type*) dan tata guna lahan (*Land Use*) (Chow, Maidment and Mays, 1988 dan Erwanto, 2013).

DAS Afvour Kelor terbagi menjadi 27 subdas, dimana masing-masing subdas terdiri dari beberapa kawasan dalam tata guna lahannya. Luas masing-masing kawasan pada setiap subdas dapat dilihat pada tabel 4.15. Luas masing-masing kawasan dan tipe tanah pada setiap subdas menjadi dasar perhitungan untuk mendapatkan nilai CN dan *Impervious* rata-rata pada suatu subdas. Perhitungan nilai CN dan *Impervious* DAS Afvour Kelor dapat dilihat pada tabel 4.15 berikut ini.

Tabel 4.19. Perhitungan Luas Masing - Masing Subdas, Nilai CN dan Impervious Pada DAS Afvour Kelor

No	Nama Saluran	Tata Guna Lahan																A Total (Km2)	CN	Impervious (%)
		Zona Pemukiman		Zona Persawahan		Zona Kebun		Zona Taman		Zona Pertokoan		Zona Makam		Jalan		Semak Rawa				
		A	%	A	%	A	%	A	%	A	%	A	%	A	%	A	%			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	Afvour Kelor 1	0	0	0,0756	90	0,00504	6	0	0	0	0	0	0	0,00336	4	0	0	0,084	61	4
2	Afvour Kelor 2	0	0	0,108	80	0,0135	10	0	0	0	0	0	0	0,00405	3	0,00945	7	0,135	58	3
3	Afvour Kelor 3	0	0	0,1152	90	0,0128	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,128	58	0
4	Afvour Kelor 4	0,015	12	0,0875	70	0,0125	10	0,00625	5	0	0	0	0	0,00375	3	0	0	0,125	57	5
5	Afvour Kelor 5	0,01712	16	0,06527	61	0,00963	9	0,00321	3	0,00749	7	0	0	0,00428	4	0	0	0,107	60	13
6	Afvour Kelor 6	0,061	50	0,01464	12	0,00976	8	0	0	0,0244	20	0	0	0,0122	10	0	0	0,122	63	37
7	Afvour Kelor 7	0,0966	70	0,0138	10	0	0	0	0	0,01656	12	0	0	0,01104	8	0	0	0,138	60	32
8	Afvour Kelor 8	0,10075	65	0,0031	2	0	0	0,00775	5	0,031	20	0	0	0,0124	8	0	0	0,155	62	38
9	Afvour Kelor 9	0,0447	30	0,0745	50	0	0	0,00596	4	0,01043	7	0	0	0,00447	3	0,00894	6	0,149	59	15
10	Afvour Kelor 10	0,0215	50	0	0	0	0	0	0	0,0086	20	0	0	0,0129	30	0	0	0,043	73	57
11	Sumurgung	0,00684	12	0,0399	70	0,00456	8	0	0	0	0	0	0	0,00171	3	0,00399	7	0,057	57	5
12	Al Falah	0	0	0,3432	65	0,0792	15	0	0	0	0	0	0	0,02112	4	0,08448	16	0,528	54	4
13	Rejoso	0,1215	30	0,162	40	0,081	20	0	0	0	0	0	0	0,0162	4	0,0243	6	0,405	51	10
14	Kembangbilo	0,04704	12	0,098	25	0,0588	15	0,03136	8	0	0	0,0784	20	0,03528	9	0,04312	11	0,392	49	11
15	Sidorejo	0,04665	15	0,1555	50	0,01555	5	0,0311	10	0	0	0	0	0,03421	11	0,02799	9	0,311	58	14
16	Letda Sucipto 1	0,0682	20	0,07502	22	0,03751	11	0,02387	7	0	0	0,0682	20	0,03751	11	0,03069	9	0,341	51	15
17	Letda Sucipto 2	0,0664	20	0,10292	31	0,02988	9	0,02656	8	0,03984	12	0	0	0,02988	9	0,03652	11	0,332	59	23
18	Delima	0,16625	35	0,05225	11	0,04275	9	0,02375	5	0,05225	11	0,095	20	0,04275	9	0	0	0,475	55	25
19	Perbon	0,1898	65	0,0292	10	0,01168	4	0	0	0,04672	16	0	0	0,0146	5	0	0	0,292	59	32
20	Manalagi	0,2755	50	0,07714	14	0,04959	9	0,03857	7	0,08265	15	0	0	0,02755	5	0	0	0,551	57	28
21	Manggis	0,2457	70	0,0351	10	0,02106	6	0,01404	4	0,01404	4	0	0	0,02106	6	0	0	0,351	54	23
22	Alpoket	0,18265	65	0,0281	10	0	0	0,01405	5	0,03934	14	0	0	0,01686	6	0	0	0,281	60	31
23	Latsari	0,2877	70	0,06165	15	0	0	0,01644	4	0,02466	6	0	0	0,02055	5	0	0	0,411	57	24
24	Bogorejo	0,2198	70	0,0471	15	0	0	0,01256	4	0,01884	6	0	0	0,0157	5	0	0	0,314	57	24
25	Teuku Umar	0,1365	70	0,0195	10	0,00975	5	0,0078	4	0,0117	6	0	0	0,00975	5	0	0	0,195	55	24
26	Nasional 1	0,1758	30	0	0	0,2344	40	0,1172	20	0	0	0	0	0,0586	10	0	0	0,586	43	16
27	Nasional 2	0,0735	30	0	0	0,098	40	0,049	20	0	0	0	0	0,0245	10	0	0	0,245	43	16

4.6. Perhitungan Nilai TL (*Time Lag*)

Time lag adalah tenggang waktu antara titik berat hujan efektif dengan titik berat hidrograf. Perhitungan *time lag* pada masing-masing Sub DAS dan Saluran adalah sebagai berikut.

$$TL = \frac{L^{0,8} \cdot (S+1)^{0,7}}{1 \cdot Y^{0,5}}, \text{ Dimana :}$$

Lo = panjang *overland flow* (ft)

$$S = \text{retensi maksimum (inch)} = \left(\frac{1}{C} \right) - 10$$

CN = *curve number*, yang berisi pengaruh dari tanah, tata guna lahan, kondisi hidrologi, dan *soil moisture*.

Contoh perhitungan *Time Lag* pada Saluran Avfour Kelor 1 adalah sebagai berikut.

$$\text{Luas (A)} = 0,084 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Lahan / Overland flow (L}_1\text{)} = 144,91 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Saluran (L}_2\text{)} = 250 \text{ m} = 820 \text{ ft}$$

$$\text{Curve Number (CN)} = 61$$

$$\text{Kemiringan lahan rerata (Y}_1\text{)} = 0,01, \text{ Kemiringan saluran rerata (Y}_2\text{)} = 0,04$$

$$\text{Retensi Maksimum (S)} = \left(\frac{1}{6} \right) - 10 = 6,33$$

$$\text{Panjang Overland Flow (L}_0\text{)} = \left(\frac{A}{2 \cdot L} \right) = \left(\frac{8}{2 \cdot 1,9} \right) = 167,96 \text{ m} = 551,04 \text{ ft}$$

$$\text{Time Lag (TL) Das} = \frac{5,0^{0,8} \cdot (6,3 + 1)^{0,7}}{1 \cdot 0,0^{0,5}} = 3,31 \text{ jam} = 198,66 \text{ menit}$$

$$\text{Time Lag (TL) Saluran} = \frac{8^{0,8} \cdot (6,3 + 1)^{0,7}}{1 \cdot 0,0^{0,5}} = 0,56 \text{ jam} = 33,84 \text{ menit}$$

Perhitungan *time lag* untuk masing-masing sub DAS selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.16.

Tabel 4.20. Perhitungan TL Masing - Masing Subdas dan Saluran, Pada DAS Afvour Kelor

DATA DAS AFVOUR KELOR DAN SALURAN													DAS (tL)			SALURAN (tL)	
NO	NAMA SALURAN	LUAS DAS (M ²)	LUAS DAS (KM ²)	PANJANG LAHAN (M)	PANJANG SALURAN (M)	CN	%	Kemiringan Lahan (%)	Kemiringan Saluran (%)	S	Lo(M)	Lo(ft)	Lag Time (Jam)	Lag Time (Menit)	L(ft)	Lag Time (Jam)	Lag Time (Menit)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
1	Afvour Kelor 1	84000	0,084	144,91	250	61	4	1	4	6,33	168,00	551,04	3,31	198,66	820,00	0,56	33,84
2	Afvour Kelor 2	135000	0,135	183,71	400	58	3	3	3	7,31	168,75	553,50	2,09	125,62	1.312,00	0,95	56,91
3	Afvour Kelor 3	128000	0,128	178,89	750	58	0	2	2	7,15	85,33	279,89	1,47	87,98	2.460,00	1,92	115,25
4	Afvour Kelor 4	125000	0,125	176,78	350	57	5	4	2	7,57	178,57	585,71	1,94	116,32	1.148,00	1,04	62,64
5	Afvour Kelor 5	107000	0,107	163,55	250	60	13	2	2	6,79	214,00	701,92	2,96	177,87	820,00	0,80	47,86
6	Afvour Kelor 6	122000	0,122	174,64	400	63	37	1	2	5,99	152,50	500,20	2,96	177,76	1.312,00	1,16	69,70
7	Afvour Kelor 7	138000	0,138	185,74	400	60	32	3	1	6,55	172,50	565,80	1,99	119,55	1.312,00	1,64	98,57
8	Afvour Kelor 8	155000	0,155	196,85	300	62	38	1	2	6,13	258,33	847,33	4,58	274,91	984,00	0,92	55,37
9	Afvour Kelor 9	149000	0,149	193,00	650	59	15	4	2	6,84	114,62	375,94	1,28	76,67	2.132,00	1,71	102,78
10	Afvour Kelor 10	43000	0,043	103,68	400	73	57	2	1	3,76	53,75	176,30	0,69	41,68	1.312,00	1,64	98,57
11	Sumurgung	57000	0,057	119,37	250	57	5	2	3	7,49	114,00	373,92	1,90	114,07	820,00	0,65	39,07
12	Al Falah	528000	0,528	363,32	720	54	4	5	4	8,45	366,67	1.202,67	3,30	198,03	2.361,60	1,31	78,87
13	Rejoso	405000	0,405	318,20	630	51	10	5	3	9,47	321,43	1.054,29	3,19	191,54	2.066,40	1,36	81,85
14	Kembangbilo	392000	0,392	313,05	620	49	11	5	3	10,24	316,13	1.036,90	3,31	198,66	2.033,60	1,35	80,81
15	Sidorejo	311000	0,311	278,84	550	58	14	4	2	7,21	282,73	927,35	2,72	163,07	1.804,00	1,50	89,92
16	Letda Sucipto 1	341000	0,341	291,98	580	51	15	4	2	9,45	293,97	964,21	3,32	199,13	1.902,40	1,56	93,83
17	Letda Sucipto 2	332000	0,332	288,10	570	59	23	3	2	7,07	291,23	955,23	3,17	190,44	1.869,60	1,54	92,53
18	Delima	475000	0,475	344,60	690	55	25	6	2	8,09	344,20	1.128,99	2,79	167,29	2.263,20	1,80	107,81
19	Perbon	292000	0,292	270,19	600	59	32	2	2	6,81	243,33	798,13	3,29	197,42	1.968,00	1,61	96,41
20	Manalagi	551000	0,551	371,15	800	57	28	3	3	7,42	344,38	1.129,55	3,74	224,30	2.624,00	1,65	99,09
21	Manggis	351000	0,351	296,23	700	54	23	3	2	8,38	250,71	822,34	3,13	187,71	2.296,00	1,82	109,06
22	Alpoket	281000	0,281	265,05	600	60	31	2	1	6,77	234,17	768,07	3,18	190,72	1.968,00	2,27	136,34
23	Latsari	411000	0,411	320,55	720	57	24	3	3	7,61	285,42	936,17	3,27	196,01	2.361,60	1,52	91,08
24	Bogorejo	314000	0,314	280,18	650	57	24	3	2	7,61	241,54	792,25	2,86	171,50	2.132,00	1,71	102,78
25	Teuku Umar	195000	0,195	220,79	450	55	24	3	1	8,20	216,67	710,67	2,75	164,73	1.476,00	1,81	108,31
26	Nasional 1	586000	0,586	382,75	850	43	16	6	2	13,31	344,71	1.130,64	3,84	230,11	2.788,00	2,12	127,38
27	Nasional 2	245000	0,245	247,49	520	43	16	5	1	13,31	235,58	772,69	3,10	185,89	1.705,60	2,03	121,59

4.7. Hasil Kondisi Eksisting Saluran

Setelah dilakukan *running* dengan program bantu Hec-Hms dan program bantu Hec-Ras, maka dihasilkan data bahwa terdapat luapan genangan banjir pada saluran Avfour Kelor. Luapan banjir tersebut terdapat pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5, saluran Avfour Kelor 6, dan saluran Avfour Kelor 7. Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan bisa dilihat pada Tabel 4.17 berikut ini.

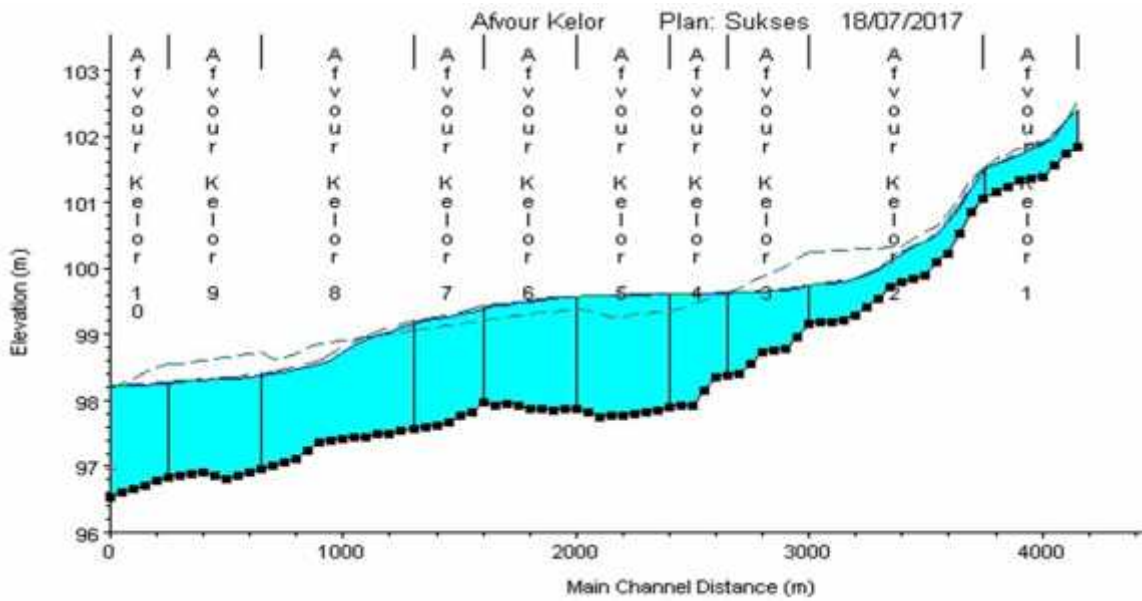
Tabel 4.21.

Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor

Nama Saluran	Debit Puncak (m ³ /det)	Volume Limpasan (m ³)	Kondisi	Tinggi Luapan Maksimum (m)
Avfour Kelor 1	0,6	24800	Aman	
Avfour Kelor 2	1	45200	Aman	
Avfour Kelor 3	1,8	80100	Aman	
Avfour Kelor 4	2,6	120700	Meluap	0,25
Avfour Kelor 5	3,3	154800	Meluap	0,35
Avfour Kelor 6	4,7	221900	Meluap	0,21
Avfour Kelor 7	5,7	272000	Meluap	0,17
Avfour Kelor 8	6,5	329100	Aman	
Avfour Kelor 9	6,8	348600	Aman	
Avfour Kelor 10	7,2	381400	Aman	

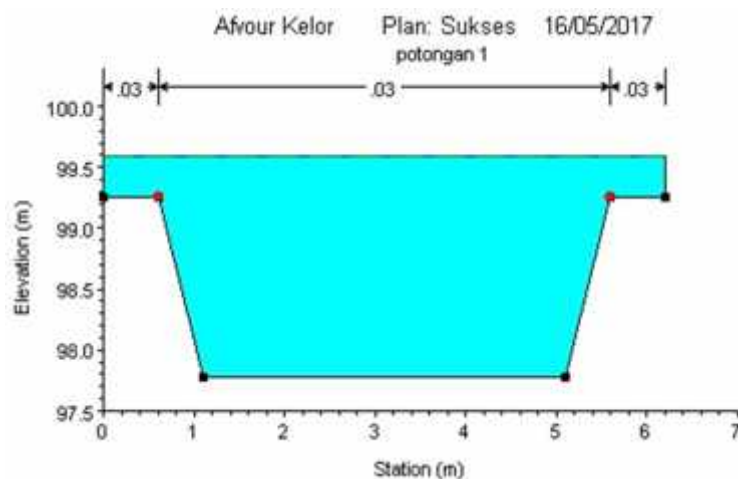
Dari hasil perhitungan eksisting tersebut didapatkan bahwa debit maksimum yang dihasilkan *output* saluran Avfour Kelor adalah sebesar 7,2 m³/det, dengan volume limpasan sebesar 381400 m³, dan tinggi luapan atau genangan banjir maksimum sebesar 0,35 m yang terjadi pada saluran Avfour Kelor 5.

Dan berikut adalah gambar profil muka air saluran Avfour Kelor pada potongan memanjang, dimana terlihat sekali luapan banjir pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5, saluran Avfour Kelor 6, dan Avfour Kelor 7. Kondisi ini didapatkan karena kondisi kapasitas penampang di saluran-saluran tersebut tidak cukup / tidak mampu menerima debit limpasan yang datang dari hulu saluran, terjadinya penyempitan saluran pada saluran Avfour Kelor 6, 7, dan 8 menjadi alasan mengapa terjadi genangan banjir di daerah tersebut. Hilir saluran ini dipengaruhi oleh pasang surut muka air laut, kondisi muka air di hilir menurut informasi masyarakat sekitar mencapai *fullbank* kapasitas akibat pengaruh pasang dari air laut, data ini digunakan karena daerah Tuban tidak memiliki stasiun pasang surut air laut. Berikut adalah gambar profil memanjang muka air saluran Avfour Kelor.



Gambar 4.3. Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor.

Dan berikut adalah gambar potongan melintang pada saluran Avfour Kelor 5, saluran Avfour Kelor 5 ini adalah saluran yang paling kritis karena memiliki luapan banjir yang paling tinggi atau maksimum dari saluran yang lainnya yaitu sebesar 0,35 m, sehingga kondisi pada saluran ini merupakan parameter keberhasilan dari penelitian ini, dengan melakukan optimasi tinggi genangan banjir dari beberapa skenario pengendalian banjir.

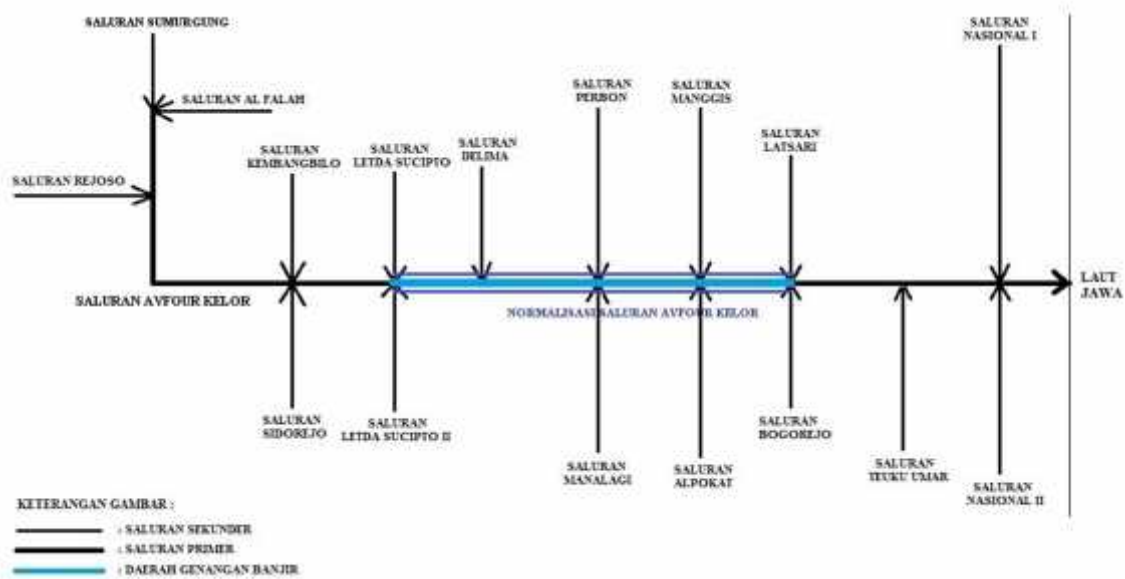


Gambar 4.4. Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5.

4.8. Hasil Skenario Pengendalian Banjir 1

Skenario 1 ini dilakukan normalisasi saluran Avfour Kelor, yaitu dilakukan penambahan kapasitas saluran pada saluran yang mengalami penyempitan. Dengan melebarkan saluran menjadi sebesar 4 m pada masing-masing saluran Avfour Kelor 6, saluran Avfour Kelor 7, dan saluran Avfour Kelor 8 sepanjang 1,2 km, sehingga kapasitas saluran-saluran tersebut menjadi bertambah daripada sebelumnya.

Kendala skenario ini adalah pembebasan lahan untuk dilakukan normalisasi dengan melebarkan saluran. Oleh karena itu pelebaran saluran 1 m ini berdasarkan kondisi batas yang bisa dilakukan pelebaran karena bagian saluran ini (Avfour Kelor 6, saluran Avfour Kelor 7, dan saluran Avfour Kelor 8) melintasi daerah pemukiman, sehingga saluran tidak bisa dilebarkan lebih besar lagi karena dapat memakan banyak lahan pemukiman. Berikut adalah gambar dari skenario 1.



Gambar 4.5. Skenario 1.

Setelah dilakukan *running* dengan program bantu Hec-Hms dan program bantu Hec-Ras, maka skenario 1 ini mampu menurunkan tinggi luapan genangan banjir pada saluran Avfour Kelor tetapi masih menyisakan luapan genangan banjir pada saluran ini. Luapan banjir tersebut terdapat pada saluran Avfour Kelor 4 dan saluran Avfour Kelor 5. Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan bisa dilihat pada Tabel 4.18 berikut ini.

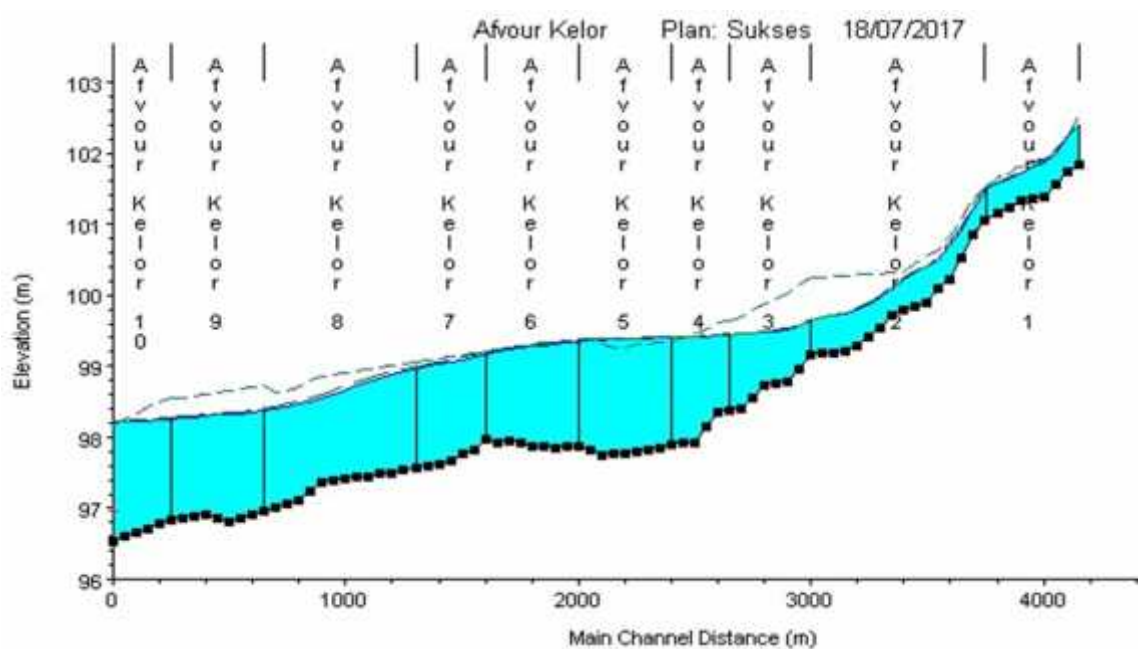
Tabel 4.22. Skenario 1

Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor

Nama Saluran	Debit Puncak (m ³ /det)	Volume Limpasan (m ³)	Kondisi	Tinggi Luapan Maksimum (m)
Avfour Kelor 1	0,6	24800	Aman	
Avfour Kelor 2	1	45200	Aman	
Avfour Kelor 3	1,8	80100	Aman	
Avfour Kelor 4	2,6	120700	Meluap	0,04
Avfour Kelor 5	3,3	154800	Meluap	0,12
Avfour Kelor 6	4,7	221900	Aman	
Avfour Kelor 7	5,7	272000	Aman	
Avfour Kelor 8	6,5	329100	Aman	
Avfour Kelor 9	6,8	348600	Aman	
Avfour Kelor 10	7,2	381400	Aman	

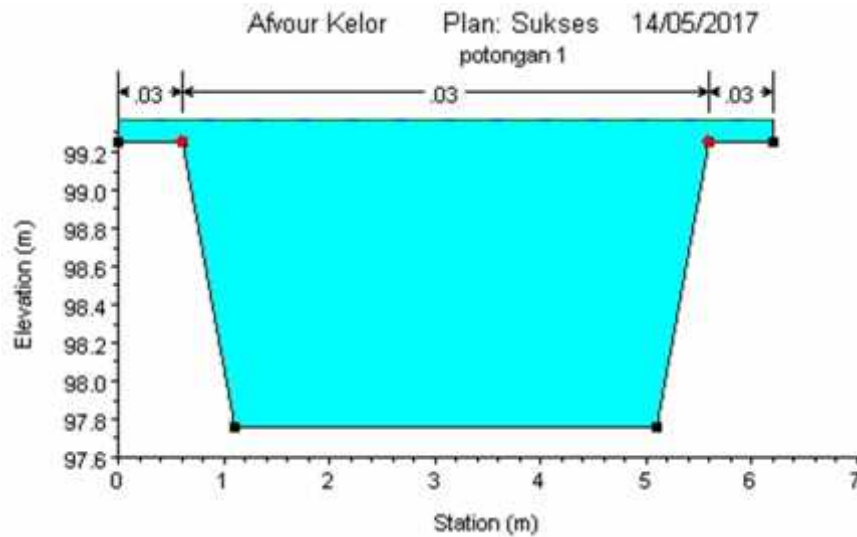
Dari hasil perhitungan skenario 1 tersebut didapatkan bahwa debit maksimum yang dihasilkan *output* saluran Avfour Kelor adalah sebesar 7,2 m³/det, dengan volume limpasan sebesar 381400 m³, karena normalisasi tidak merubah debit banjir dan volume saluran. Tetapi hanya merubah tinggi luapan banjirnya yaitu dengan hasil tinggi luapan banjir maksimum sebesar 0,12 m yang terjadi pada saluran Avfour Kelor 5.

Dan berikut adalah gambar profil muka air saluran Avfour Kelor pada potongan memanjang, dimana masih terjadi luapan banjir pada saluran Avfour Kelor 4 dan saluran Avfour Kelor 5.



Gambar 4.6. Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 1.

Dan berikut adalah gambar potongan melintang pada saluran Avfour Kelor 5 nya. Pada saluran Avfour Kelor 5 ini terjadi penurunan luapan atau genangan banjir maksimum dari tinggi genangan 0,35 m menjadi lebih rendah yaitu sebesar 0,12 m

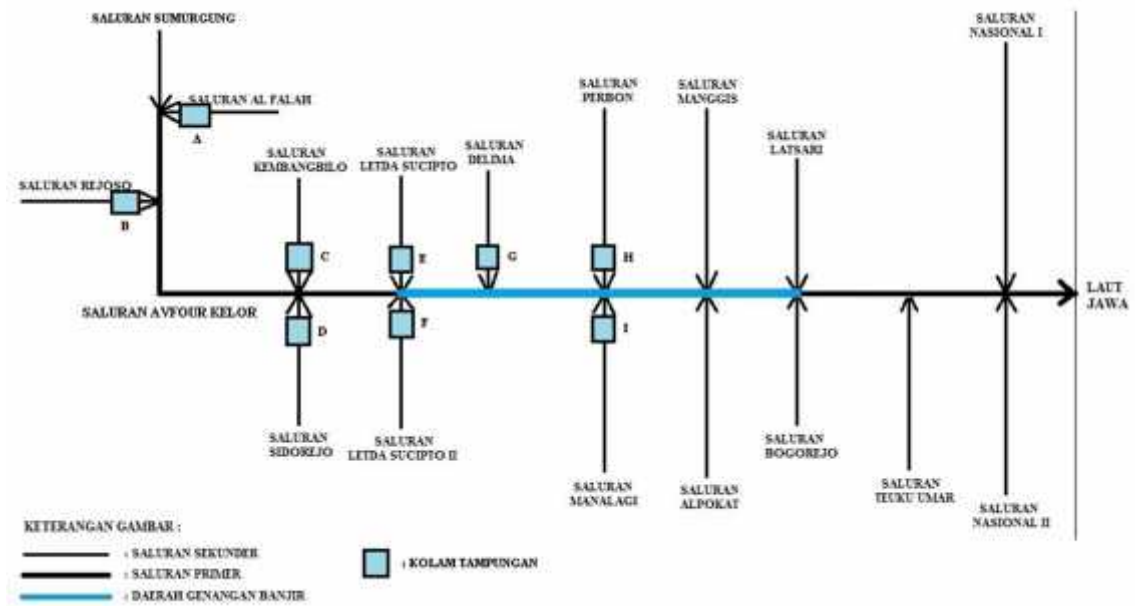


Gambar 4.7. Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 1.

4.9. Hasil Skenario Pengendalian Banjir 2

Skenario 2 ini dilakukan dengan merencanakan beberapa kolam tampung yang berfungsi untuk menampung volume limpasan dari subdas. Maka direncanakan sebanyak 9 kolam tampung pada daerah-daerah cekungan lahan hilir subdas Al Falah, subdas Rejoso, subdas Kembangbilo, subdas Sidorejo, subdas Letda Sucipto 1, subdas Letda Sucipto 2, subdas Delima, subdas Perbon, dan subdas Manalagi.

Pemilihan lokasi-lokasi subdas tersebut berdasarkan tinjauan bahwa debit limpasan dari subdas-subdas tersebut paling berpengaruh dalam membuat luapan banjir pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5, saluran Avfour Kelor 6, dan saluran Avfour Kelor 7. Sehingga perlunya untuk merencanakan 9 kolam tampung pada lokasi-lokasi tersebut. Kendala dari skenario ini adalah ketersediaan lahan yang digunakan untuk lokasi kolam, oleh karena itu perlu dilakukan pembebasan lahan jika tidak tersedia lahan kosong untuk lokasi kolam-kolam ini. Berikut adalah gambar dari skenario 2.



Gambar 4.8. Skenario 2.

Dan berikut adalah tabel dari dimensi kolam yang direncanakan pada subdas-subdas tersebut. Perencanaan dimensi kapasitas volume kolam berdasarkan tinjauan dari volume limpasan yang berasal dari subdasnya, akan tetapi dimensi kapasitas kolam direncanakan separuh dari volume limpasan dari masing-masing subdas, agar saluran Avfour Kelor tidak menjadi kering.

Tabel 4.23. Dimensi Kolam Tampung

No	Nama Kolam	Volume Limpasan Das	Volume Kapasitas Kolam	Luas Kolam Tampung
		m3	m3	m2
1	Al Falah	18400	9700	6467
2	Rejoso	15000	8000	5334
3	Kembangbilo	13800	7400	4933
4	Sidorejo	16200	8600	5735
5	Letda Sucipto I	14600	7800	5200
6	Letda Sucipto II	20900	10450	8300
7	Delima	28200	14090	11733
8	Perbon	21100	10550	8366
9	Manalagi	36000	18500	16335

Setelah dilakukan *running* dengan program bantu Hec-Hms dan program bantu Hec-Ras, maka skenario 2 ini mampu menurunkan tinggi luapan genangan banjir pada saluran Avfour Kelor tetapi masih menyisakan luapan genangan banjir pada saluran ini. Luapan banjir tersebut terdapat pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5 dan

saluran Avfour Kelor 6. Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan bisa dilihat pada Tabel 4.19 berikut ini.

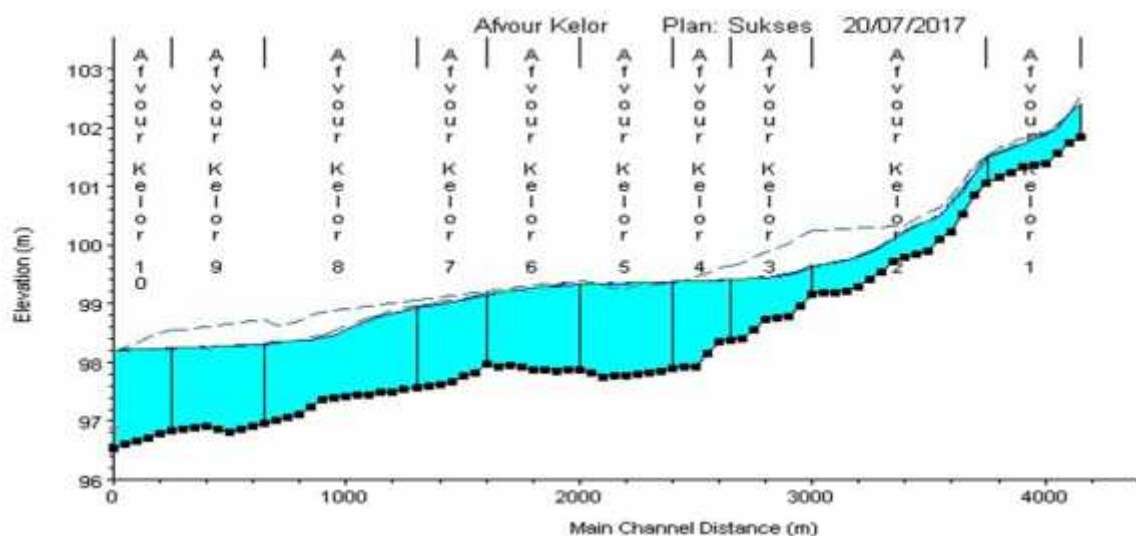
Tabel 4.24. Skenario 2

Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor

Nama Saluran	Debit Puncak (m ³ /det)	Volume Limpasan (m ³)	Kondisi	Tinggi Luapan Maksimum (m)
Avfour Kelor 1	0,4	24800	Aman	
Avfour Kelor 2	0,7	45200	Aman	
Avfour Kelor 3	1,2	80100	Aman	
Avfour Kelor 4	1,7	120700	Meluap	0,06
Avfour Kelor 5	2	153500	Meluap	0,13
Avfour Kelor 6	2,5	210600	Meluap	
Avfour Kelor 7	3,3	258800	Aman	
Avfour Kelor 8	4,2	313200	Aman	
Avfour Kelor 9	4,5	330700	Aman	
Avfour Kelor 10	4,9	360800	Aman	

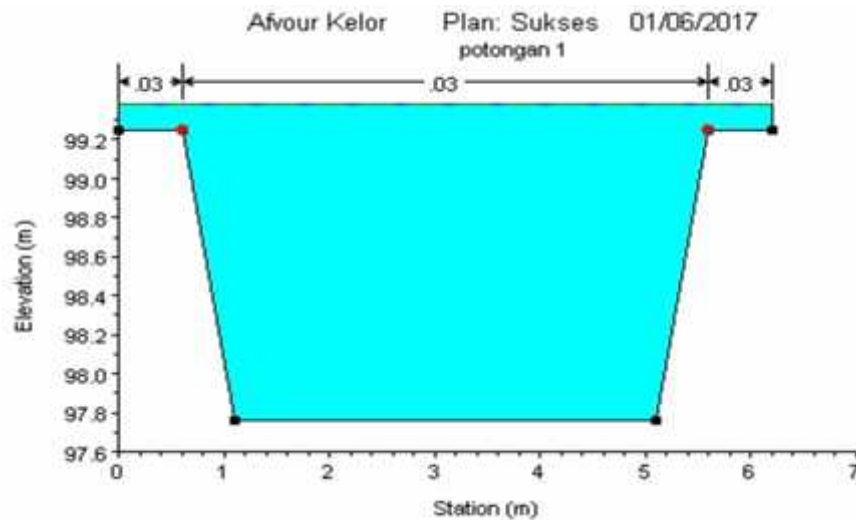
Dari hasil perhitungan skenario 2 tersebut didapatkan penurunan dari data eksisting, bahwa debit maksimum yang dihasilkan *output* saluran Avfour Kelor adalah sebesar 4,9 m³/det, dengan volume limpasan sebesar 360800 m³. Serta merubah tinggi luapan banjirnya yaitu dengan hasil tinggi luapan banjir maksimum sebesar 0,13 m yang terjadi pada saluran Avfour Kelor 5.

Dan berikut adalah gambar profil muka air saluran Avfour Kelor pada potongan memanjang, dimana masih terjadi luapan banjir pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5, dan saluran Avfour Kelor 6.



Gambar 4.9. Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 2.

Dan berikut adalah gambar potongan melintang pada saluran Avfour Kelor 5 nya. Pada saluran Avfour Kelor 5 ini terjadi penurunan luapan atau genangan banjir maksimum dari tinggi genangan 0,35 m menjadi lebih rendah yaitu sebesar 0,13 m. Akan tetapi skenario 2 ini lebih buruk dari skenario 1 karena skenario 1 mampu menyisakan tinggi luapan banjir sebesar 0,12 m.

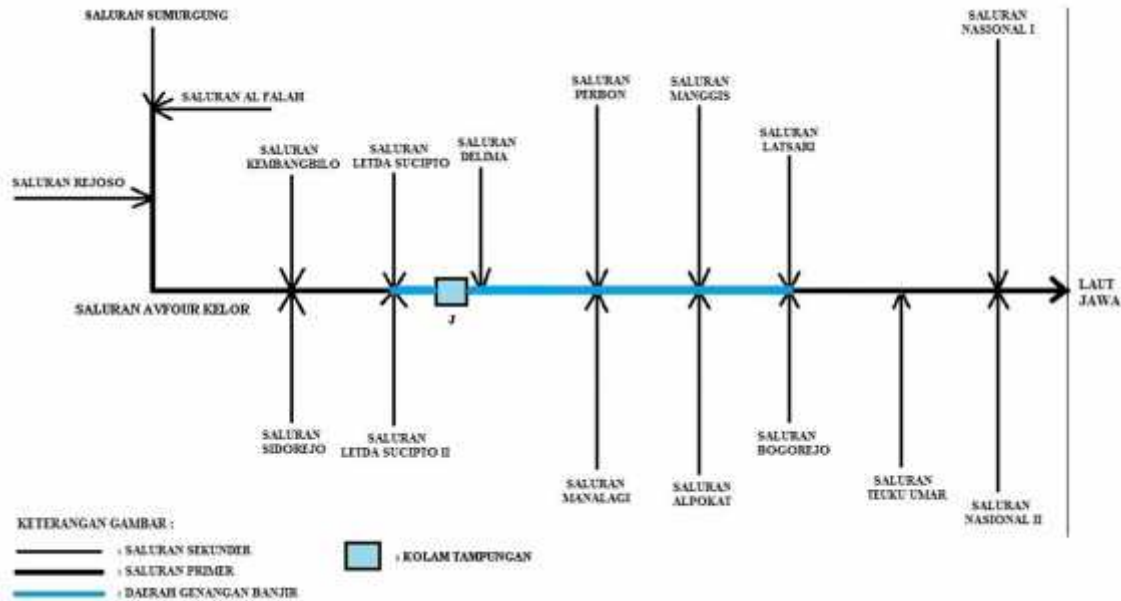


Gambar 4.10. Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 2.

4.10. Hasil Skenario Pengendalian Banjir 3

Skenario 3 ini dilakukan dengan merencanakan 1 kolam tampung pada daerah cekungan lahan di sekitar hilir saluran Avfour Kelor 4, itu berarti kolam tampung akan menampung volume limpasan dari beberapa subdas yaitu subdas Sumurgung subdas Al Falah, subdas Rejoso, subdas Kembangbilo, subdas Sidorejo, subdas Letda Sucipto 1, subdas Letda Sucipto 2, subdas Avfour Kelor 1, subdas Avfour Kelor 2, dan subdas Manalagi.

Pemilihan lokasi tersebut hampir sama dengan skenario 2 yaitu berdasarkan tinjauan bahwa debit limpasan dari subdas-subdas tersebut paling berpengaruh dalam membuat luapan banjir pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5, saluran Avfour Kelor 6, dan saluran Avfour Kelor 7. Sehingga direncanakan 1 kolam tampung pada lokasi tersebut. Berikut adalah gambar dari skenario 3.



Gambar 4.11. Skenario 3.

Dan berikut adalah tabel dari dimensi kolam yang direncanakan pada subdas tersebut. Dimensi besarnya kapasitas volume kolam direncanakan separuh dari volume limpasan yang berasal dari subdasnya.

Tabel 4.25. Dimensi Kolam Tampung

No	Nama Kolam	Volume Limpasan Das m3	Volume Kapasitas Kolam m3	Luas Kolam Tampung m2
1	Avfour Kelor 4	120700	65130	43420

Setelah dilakukan *running* dengan program bantu Hec-Hms dan program bantu Hec-Ras, maka skenario 3 ini mampu menurunkan tinggi luapan genangan banjir pada saluran Avfour Kelor tetapi masih menyisakan luapan genangan banjir pada saluran ini. Luapan banjir tersebut hanya terdapat pada saluran Avfour Kelor 4 dan saluran Avfour Kelor 5. Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan bisa dilihat pada Tabel 4.20 berikut ini.

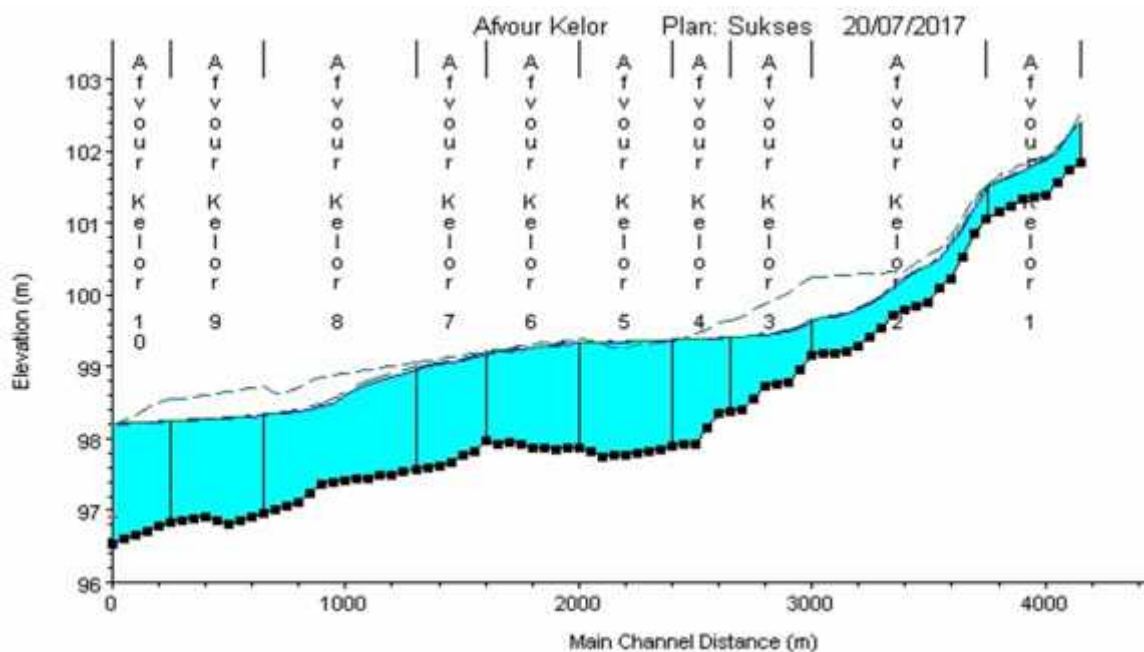
Tabel 4.26. Skenario 3

Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor

Nama Saluran	Debit Puncak (m ³ /det)	Volume Limpasan (m ³)	Kondisi	Tinggi Luapan Maksimum (m)
Avfour Kelor 1	0,6	24800	Aman	
Avfour Kelor 2	1	45200	Aman	
Avfour Kelor 3	1,8	80100	Aman	
Avfour Kelor 4	2,6	120700	Meluap	0,06
Avfour Kelor 5	1,5	97100	Meluap	0,14
Avfour Kelor 6	3,1	162200	Aman	
Avfour Kelor 7	4,3	209900	Aman	
Avfour Kelor 8	5,3	263900	Aman	
Avfour Kelor 9	5,6	281400	Aman	
Avfour Kelor 10	6	312200	Aman	

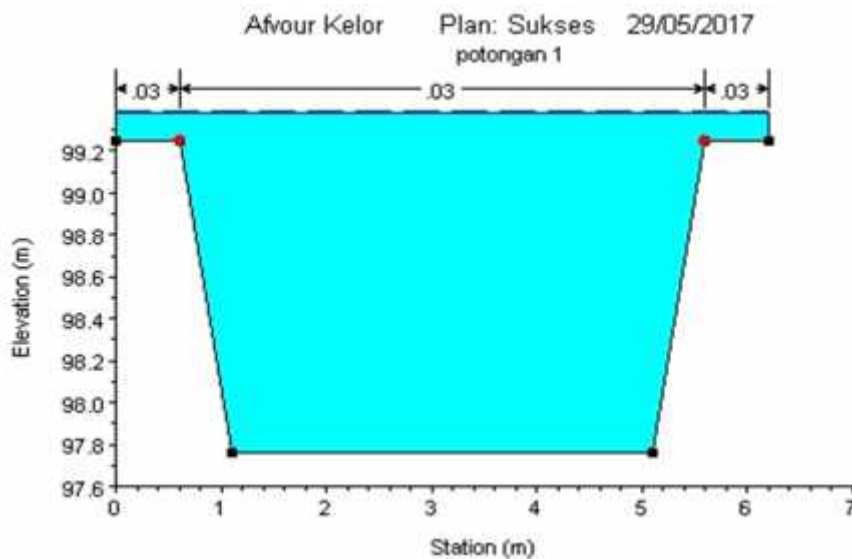
Dari hasil perhitungan skenario 3 tersebut didapatkan penurunan dari data eksisting, bahwa debit maksimum yang dihasilkan *output* saluran Avfour Kelor adalah sebesar 6 m³/det, dengan volume limpasan sebesar 312200 m³. Serta merubah tinggi luapan banjirnya yaitu dengan hasil tinggi luapan banjir maksimum sebesar 0,14 m yang terjadi pada saluran Avfour Kelor 5.

Dan berikut adalah gambar profil muka air saluran Avfour Kelor pada potongan memanjang, dimana masih terjadi luapan banjir pada saluran Avfour Kelor 4 dan saluran Avfour Kelor 5.



Gambar 4.12. Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 3.

Dan berikut adalah gambar potongan melintang pada saluran Avfour Kelor 5 nya. Pada saluran Avfour Kelor 5 ini terjadi penurunan luapan atau genangan banjir maksimum dari tinggi genangan 0,35 m menjadi lebih rendah yaitu sebesar 0,14 m. Akan tetapi skenario 3 ini lebih buruk dari skenario 1 dan skenario 2, yang mana skenario 1 mampu menurunkan luapan banjir hingga 0,12 m dan skenario 2 mampu menurunkan hingga 0,13 m.

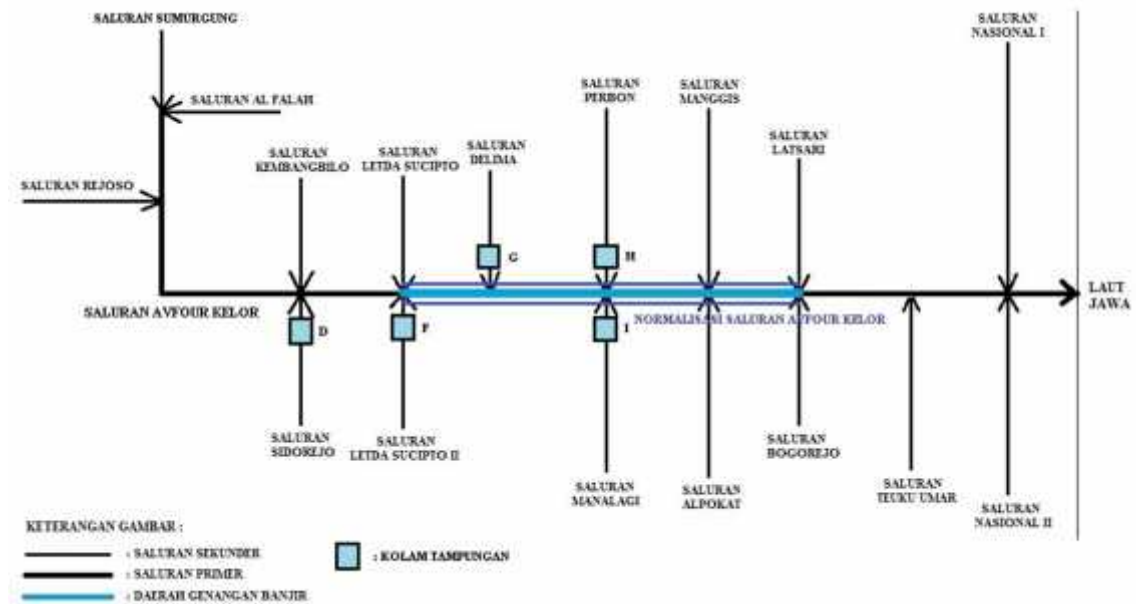


Gambar 4.13. Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 3.

4.11. Hasil Skenario Pengendalian Banjir 4

Skenario 4 ini dilakukan skenario gabungan antara beberapa kolam dan normalisasi saluran Avfour Kelor. Dari skenario 2 dimana skenario ini menggunakan fungsi 9 kolam tampung, dipilihlah 5 kolam tampung pada subdas-subdas yang menghasilkan debit terbesar, yaitu subdas Sidorejo, subdas Letda Sucipto 2, subdas Delima, subdas Perbon, dan subdas Manalagi. Dimana fungsi 5 kolam tampung ini digabung dengan normalisasi saluran, dilakukan pelebaran saluran sampai 3,5 m pada saluran Avfour Kelor 6, saluran Avfour Kelor 7, dan saluran Avfour Kelor 8 sepanjang 1,2 km.

Pemilihan lokasi-lokasi subdas tersebut berdasarkan tinjauan bahwa debit limpasan dari subdas-subdas tersebut paling berpengaruh dalam membuat luapan banjir pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5, saluran Avfour Kelor 6, dan saluran Avfour Kelor 7. Sedangkan normalisasi saluran dilakukan untuk menambah kapasitas saluran yang mengalami luapan banjir. Berikut adalah gambar dari skenario 4.



Gambar 4.14. Skenario 4.

Dan berikut adalah tabel dari dimensi kolam yang direncanakan pada subdas-subdas tersebut. Dimensi besarnya kapasitas volume kolam direncanakan separuh dari volume limpasan yang berasal dari subdasnya, oleh karena itu kapasitas kolam direncanakan berbeda-beda karena volume limpasan yang berbeda-beda dari masing-masing subdas.

Tabel 4.27. Dimensi Kolam Tampung

No	Nama Kolam	Volume Limpasan Das m ³	Volume Kapasitas Kolam m ³	Luas Kolam Tampung m ²
1	Sidorejo	16200	8600	5735
2	Letda Sucipto II	20900	10450	8300
3	Delima	28200	14090	11733
4	Perbon	21100	10550	8366
5	Manalagi	36000	18500	16335

Setelah dilakukan *running* dengan program bantu Hec-Hms dan program bantu Hec-Ras, maka skenario 4 ini mampu menurunkan tinggi luapan genangan banjir pada saluran Avfour Kelor tetapi masih menyisakan luapan genangan banjir pada saluran ini. Luapan banjir tersebut terdapat pada saluran Avfour Kelor 4 dan saluran Avfour Kelor 5. Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan bisa dilihat pada Tabel 4.21 berikut ini.

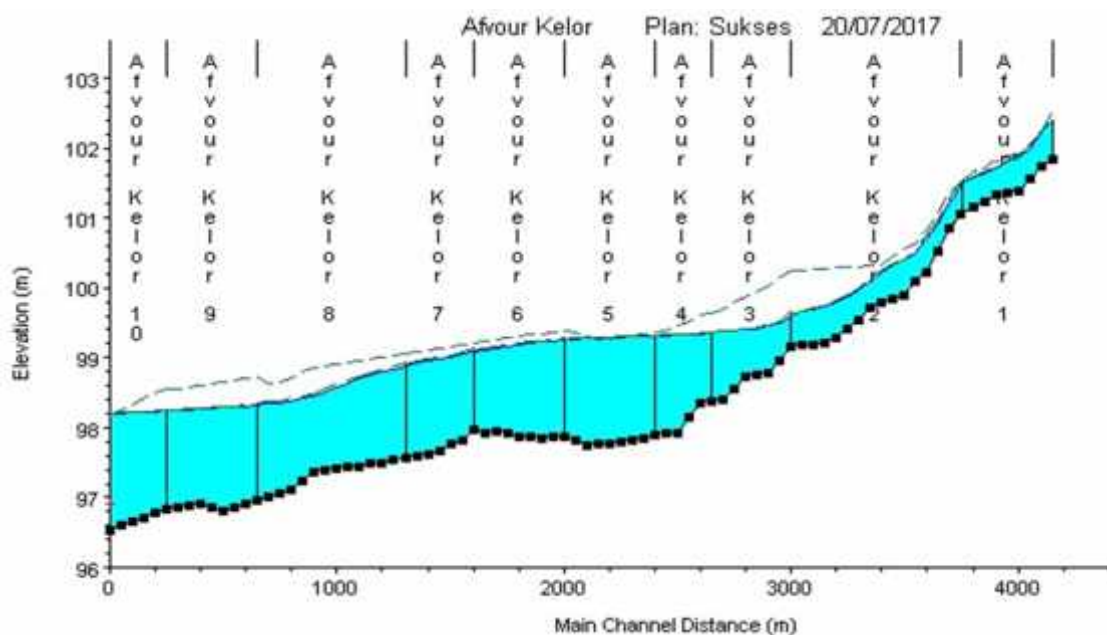
Tabel 4.28. Skenario 4

Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor

Nama Saluran	Debit Puncak (m ³ /det)	Volume Limpasan (m ³)	Kondisi	Tinggi Luapan Maksimum (m)
Avfour Kelor 1	0,6	24800	Aman	
Avfour Kelor 2	1	45200	Aman	
Avfour Kelor 3	1,6	80100	Aman	
Avfour Kelor 4	2,2	120700	Aman	
Avfour Kelor 5	2,4	153500	Meluap	0,04
Avfour Kelor 6	3	210600	Aman	
Avfour Kelor 7	3,6	258800	Aman	
Avfour Kelor 8	4,4	313400	Aman	
Avfour Kelor 9	4,6	331200	Aman	
Avfour Kelor 10	5	362100	Aman	

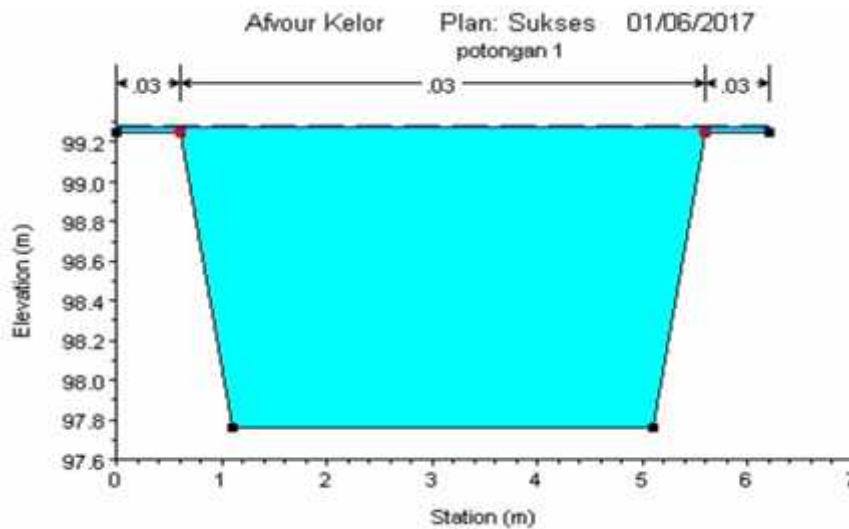
Dari hasil perhitungan skenario 4 tersebut didapatkan penurunan dari data eksisting, bahwa debit maksimum yang dihasilkan *output* saluran Avfour Kelor adalah sebesar 5 m³/det, dengan volume limpasan sebesar 362100 m³. Serta merubah tinggi luapan banjirnya yaitu dengan hasil tinggi luapan banjir maksimum sebesar 0,04 m yang terjadi pada saluran Avfour Kelor 5.

Dan berikut adalah gambar profil muka air saluran Avfour Kelor pada potongan memanjang, dimana masih terjadi luapan banjir pada saluran Avfour Kelor 4, dan saluran Avfour Kelor 5.



Gambar 4.15. Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 4.

Dan berikut adalah gambar potongan melintang pada saluran Avfour Kelor 5 nya. Pada saluran Avfour Kelor 5 ini terjadi penurunan luapan atau genangan banjir maksimum dari tinggi genangan 0,35 m menjadi lebih rendah yaitu sebesar 0,04 m. Skenario 4 ini lebih baik daripada skenario 1 dan skenario 2, dan skenario 3.

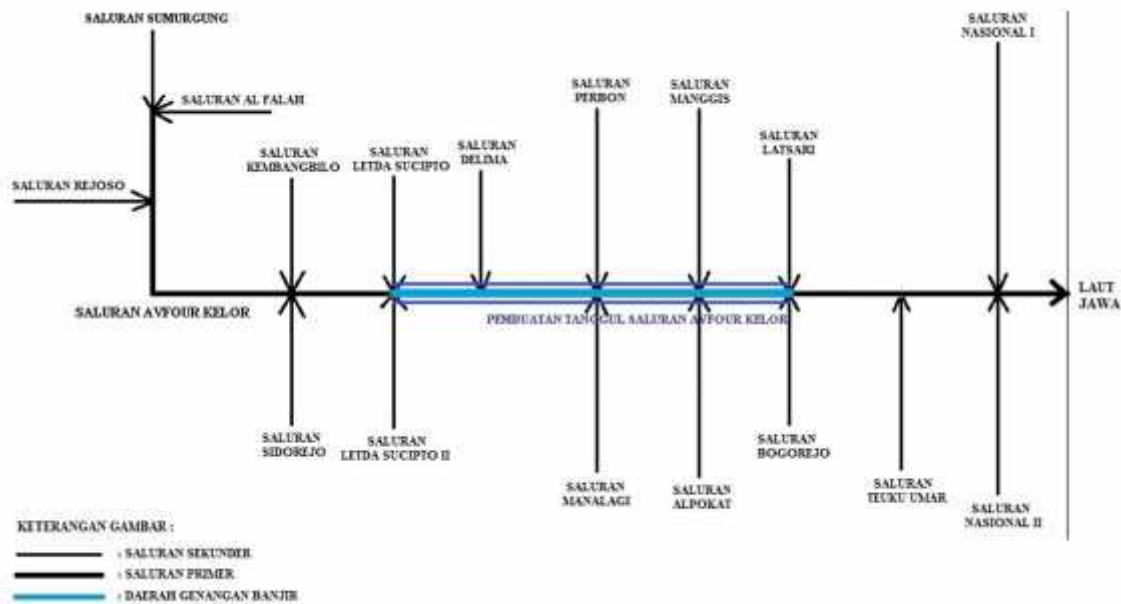


Gambar 4.16. Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 4.

4.12. Hasil Skenario Pengendalian Banjir 5

Skenario 5 ini dilakukan pembuatan tanggul saluran Avfour Kelor, yaitu dilakukan penambahan tinggi jagaan saluran pada saluran yang mengalami luapan debit. Dengan membuat tanggul setinggi 0,3 m pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5, Avfour Kelor 6, dan saluran Avfour Kelor 7 sepanjang 1,6 km, sehingga kapasitas saluran-saluran tersebut menjadi bertambah daripada sebelumnya.

Pembuatan tanggul setinggi 0,3 m pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5, Avfour Kelor 6, dan saluran Avfour Kelor 7 sepanjang 1,6 m ini berdasarkan tinggi dan panjang daerah luapan banjir yang terjadi di saluran-saluran tersebut. Kendala dari skenario ini adalah limpasan pada lahan disekitar tanggul tidak dapat masuk ke saluran Avfour Kelor, sehingga perlu dibuat inlet berupa lubang-lubang pada dasar dinding tanggul, setiap lubang inlet diberi jarak beberapa meter. Berikut adalah gambar dari skenario 7.



Gambar 4.17. Skenario 5

Setelah dilakukan *running* dengan program bantu Hec-Hms dan program bantu Hec-Ras, maka skenario 7 ini mampu menurunkan tinggi luapan genangan banjir pada saluran Avfour Kelor tetapi masih menyisakan luapan genangan banjir pada saluran ini. Luapan banjir tersebut hanya terdapat pada saluran Avfour Kelor 5 saja. Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan bisa dilihat pada Tabel 4.20 berikut ini.

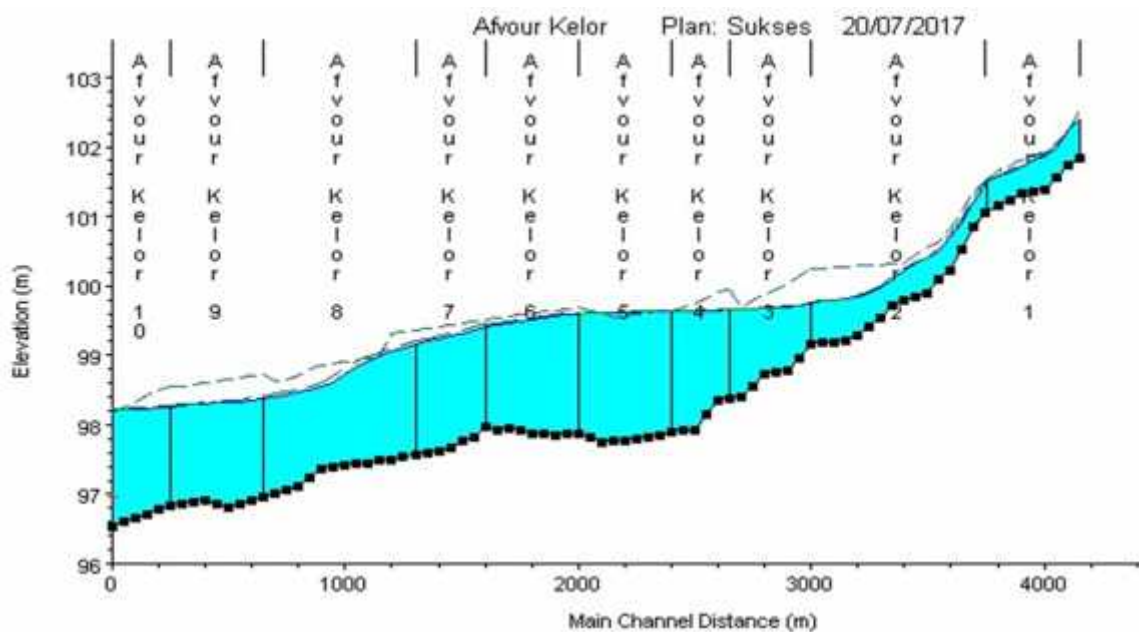
Tabel 4.29. Skenario 5

Data debit puncak, volume limpasan, dan tinggi luapan maksimum saluran Avfour Kelor

Nama Saluran	Debit Puncak (m ³ /det)	Volume Limpasan (m ³)	Kondisi	Tinggi Luapan Maksimum (m)
Avfour Kelor 1	0,6	24800	Aman	
Avfour Kelor 2	1	45200	Aman	
Avfour Kelor 3	1,8	80100	Aman	
Avfour Kelor 4	2,6	120700	Aman	
Avfour Kelor 5	3,3	154800	Meluap	0,06
Avfour Kelor 6	4,7	221900	Aman	
Avfour Kelor 7	5,7	272000	Aman	
Avfour Kelor 8	6,5	329100	Aman	
Avfour Kelor 9	6,8	348600	Aman	
Avfour Kelor 10	7,2	381400	Aman	

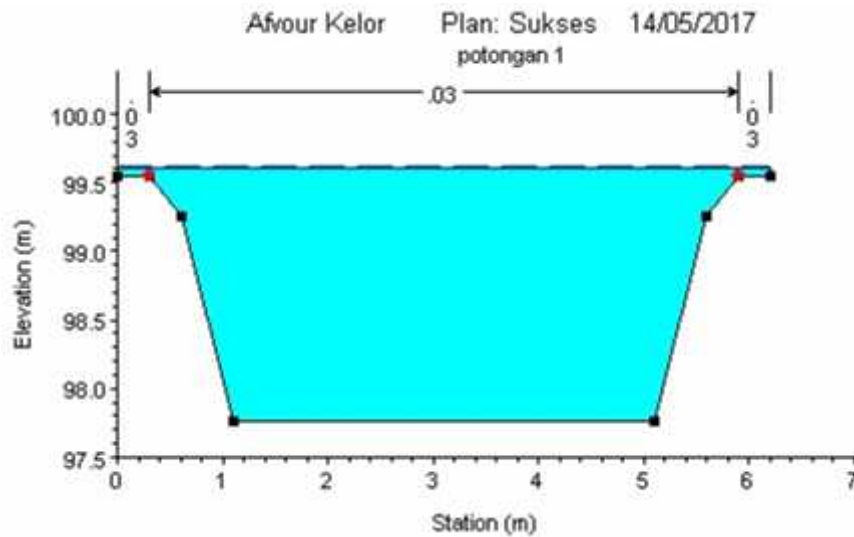
Dari hasil perhitungan skenario 7 tersebut didapatkan bahwa debit maksimum yang dihasilkan *output* saluran Avfour Kelor adalah sebesar 7,2 m³/det, dengan volume limpasan sebesar 381400 m³, karena pembuatan tanggul tidak merubah debit banjir dan volume saluran. Tetapi hanya merubah tinggi luapan banjirnya yaitu dengan hasil tinggi luapan banjir maksimum sebesar 0,06 m yang terjadi pada saluran Avfour Kelor 5.

Dan berikut adalah gambar profil muka air saluran Avfour Kelor pada potongan memanjang, dimana masih terjadi luapan banjir pada saluran Avfour Kelor 5 saja.



Gambar 4.18. Profil muka air potongan memanjang saluran Avfour Kelor skenario 5.

Dan berikut adalah gambar potongan melintang pada saluran Avfour Kelor 5 nya. Pada saluran Avfour Kelor 5 ini terjadi penurunan luapan atau genangan banjir maksimum dari tinggi genangan 0,35 m menjadi lebih rendah yaitu sebesar 0,06 m. Skenario 5 ini paling baik daripada skenario 1, skenario 2, skenario 3. Akan tetapi skenario 5 ini lebih buruk daripada skenario 4 yang mampu menurunkan tinggi luapan hingga 0,04 m.



Gambar 4.19. Profil muka air potongan melintang saluran Avfour Kelor 5 skenario 5.

4.13. Hasil Profil Muka Air Akibat Dari Semua Skenario

Berikut adalah tabel profil muka air pada penampang melintang saluran Avfour Kelor. Dari tabel berikut ini dapat dilihat bahwa terjadi penurunan muka air banjir yang diakibatkan oleh semua skenario pengendalian banjir yang telah dilakukan. Dari semua skenario pengendalian banjir yang telah dilakukan, skenario 4 adalah skenario yang mampu mengurangi paling banyak genangan banjir yang terjadi di saluran Avfour Kelor.

Tabel 4.30. Hasil Penurunan Muka Air Banjir Akibat Semua Skenario Pengendalian Banjir

Saluran	Cross Section	Elevasi Tanggul		Eksisting		Skenario 1		Skenario 2		Skenario 3		Skenario 4		Skenario 5		
		Kiri	Kanan	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Elv Tanggul	Muka Air	Ket
		m	m	m		m		m		m		m		m	m	
A. Kelor 1	1	102.53	102.53	102.37	Aman	102.37	Aman	102.36	Aman	102.37	Aman	102.37	Aman	102.53	102.37	Aman
	2	102.22	102.22	102.23	Aman	102.23	Aman	102.21	Aman	102.23	Aman	102.23	Aman	102.22	102.23	Aman
	3	102.03	102.07	101.99	Aman	101.99	Aman	101.97	Aman	101.99	Aman	101.99	Aman	102.03	101.99	Aman
	4	101.92	101.90	101.86	Aman	101.86	Aman	101.84	Aman	101.86	Aman	101.86	Aman	101.92	101.86	Aman
	5	101.89	101.87	101.80	Aman	101.80	Aman	101.78	Aman	101.80	Aman	101.80	Aman	101.89	101.80	Aman
	6	101.83	101.81	101.72	Aman	101.72	Aman	101.70	Aman	101.72	Aman	101.72	Aman	101.83	101.72	Aman
	7	101.73	101.71	101.64	Aman	101.64	Aman	101.62	Aman	101.64	Aman	101.64	Aman	101.73	101.64	Aman
	8	101.65	101.65	101.58	Aman	101.58	Aman	101.54	Aman	101.58	Aman	101.58	Aman	101.65	101.58	Aman
	9	101.50	101.50	101.48	Aman	101.48	Aman	101.48	Aman	101.48	Aman	101.48	Aman	101.50	101.48	Aman
A. Kelor 2	1	101.50	101.50	101.48	Aman	101.48	Aman	101.48	Aman	101.48	Aman	101.48	Aman	101.50	101.48	Aman
	2	101.35	101.35	101.20	Aman	101.20	Aman	101.20	Aman	101.20	Aman	101.20	Aman	101.35	101.20	Aman
	3	101.05	101.05	100.89	Aman	100.89	Aman	100.89	Aman	100.89	Aman	100.89	Aman	101.05	100.89	Aman
	4	100.82	100.82	100.70	Aman	100.70	Aman	100.70	Aman	100.70	Aman	100.70	Aman	100.82	100.70	Aman
	5	100.62	100.62	100.49	Aman	100.49	Aman	100.49	Aman	100.49	Aman	100.49	Aman	100.62	100.49	Aman
	6	100.55	100.55	100.37	Aman	100.37	Aman	100.37	Aman	100.37	Aman	100.37	Aman	100.55	100.37	Aman
	7	100.45	100.45	100.30	Aman	100.30	Aman	100.30	Aman	100.30	Aman	100.30	Aman	100.45	100.30	Aman
	8	100.33	100.33	100.21	Aman	100.21	Aman	100.21	Aman	100.22	Aman	100.21	Aman	100.33	100.21	Aman
	9	100.31	100.31	100.08	Aman	100.08	Aman	100.08	Aman	100.08	Aman	100.08	Aman	100.31	100.09	Aman
	10	100.30	100.30	99.96	Aman	99.95	Aman	99.94	Aman	99.95	Aman	99.94	Aman	100.30	99.97	Aman
	11	100.30	100.30	99.89	Aman	99.86	Aman	99.85	Aman	99.86	Aman	99.85	Aman	100.30	99.90	Aman
	12	100.30	100.30	99.83	Aman	99.79	Aman	99.78	Aman	99.79	Aman	99.77	Aman	100.30	99.84	Aman
	13	100.27	100.27	99.80	Aman	99.75	Aman	99.72	Aman	99.74	Aman	99.72	Aman	100.27	99.81	Aman
	14	100.26	100.26	99.77	Aman	99.71	Aman	99.69	Aman	99.70	Aman	99.68	Aman	100.26	99.79	Aman
	15	100.25	100.25	99.76	Aman	99.69	Aman	99.66	Aman	99.68	Aman	99.64	Aman	100.25	99.78	Aman
	16	100.24	100.24	99.72	Aman	99.63	Aman	99.62	Aman	99.62	Aman	99.62	Aman	100.24	99.74	Aman
A. Kelor 3	1	100.24	100.24	99.72	Aman	99.63	Aman	99.62	Aman	99.62	Aman	99.60	Aman	100.24	99.74	Aman
	2	100.15	100.15	99.68	Aman	99.55	Aman	99.54	Aman	99.55	Aman	99.50	Aman	100.15	99.71	Aman
	3	100.01	100.01	99.67	Aman	99.51	Aman	99.51	Aman	99.51	Aman	99.45	Aman	100.01	99.69	Aman
	4	99.95	99.95	99.65	Aman	99.49	Aman	99.48	Aman	99.48	Aman	99.42	Aman	99.95	99.68	Aman
	5	99.86	99.86	99.64	Aman	99.47	Aman	99.46	Aman	99.46	Aman	99.38	Aman	99.86	99.67	Aman
	6	99.80	99.80	99.64	Aman	99.45	Aman	99.45	Aman	99.45	Aman	99.37	Aman	99.80	99.66	Aman
	7	99.68	99.68	99.63	Aman	99.45	Aman	99.44	Aman	99.45	Aman	99.36	Aman	99.68	99.66	Aman
	8	99.65	99.65	99.62	Aman	99.43	Aman	99.43	Aman	99.44	Aman	99.35	Aman	99.95	99.65	Aman

Lanjutan Tabel 4.30. Hasil Penurunan Muka Air Banjir Akibat Semua Skenario Pengendalian Banjir

Saluran	Cross Section	Elevasi Tanggul		Eksisting		Skenario 1		Skenario 2		Skenario 3		Skenario 4		Skenario 5		
		Kiri	Kanan	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Elv Tanggul	Muka Air	Ket
		m	m	m		m		m		m		m		m	m	
A. Kelor 4	1	99.65	99.65	99.62	Aman	99.43	Aman	99.43	Aman	99.44	Aman	99.35	Aman	99.95	99.65	Aman
	2	99.62	99.62	99.61	Aman	99.42	Aman	99.42	Aman	99.43	Aman	99.33	Aman	99.92	99.64	Aman
	3	99.51	99.51	99.61	Meluap	99.41	Aman	99.42	Aman	99.42	Aman	99.33	Aman	99.81	99.64	Aman
	4	99.45	99.45	99.61	Meluap	99.40	Aman	99.41	Aman	99.42	Aman	99.32	Aman	99.75	99.64	Aman
	5	99.38	99.38	99.60	Meluap	99.40	Meluap	99.41	Meluap	99.41	Meluap	99.31	Aman	99.68	99.63	Aman
	6	99.35	99.35	99.60	Meluap	99.39	Meluap	99.40	Meluap	99.41	Meluap	99.31	Aman	99.65	99.62	Aman
A. Kelor 5	1	99.35	99.35	99.60	Meluap	99.39	Meluap	99.40	Meluap	99.41	Meluap	99.31	Aman	99.65	99.62	Aman
	2	99.33	99.33	99.60	Meluap	99.38	Meluap	99.40	Meluap	99.40	Meluap	99.30	Aman	99.63	99.62	Aman
	3	99.31	99.31	99.59	Meluap	99.38	Meluap	99.39	Meluap	99.40	Meluap	99.30	Aman	99.62	99.62	Aman
	4	99.30	99.30	99.59	Meluap	99.37	Meluap	99.39	Meluap	99.39	Meluap	99.29	Aman	99.62	99.62	Aman
	5	99.26	99.26	99.58	Meluap	99.37	Meluap	99.38	Meluap	99.39	Meluap	99.28	Meluap	99.56	99.61	Meluap
	6	99.25	99.25	99.58	Meluap	99.36	Meluap	99.38	Meluap	99.39	Meluap	99.28	Meluap	99.55	99.61	Meluap
	7	99.31	99.31	99.58	Meluap	99.36	Meluap	99.38	Meluap	99.38	Meluap	99.27	Aman	99.61	99.60	Aman
	8	99.35	99.35	99.58	Meluap	99.36	Meluap	99.37	Meluap	99.38	Meluap	99.27	Aman	99.65	99.60	Aman
	9	99.38	99.38	99.56	Meluap	99.33	Aman	99.36	Aman	99.37	Aman	99.26	Aman	99.68	99.58	Aman
A. Kelor 6	1	99.38	99.38	99.56	Meluap	99.33	Aman	99.36	Aman	99.37	Aman	99.26	Aman	99.68	99.58	Aman
	2	99.37	99.37	99.55	Meluap	99.31	Aman	99.35	Aman	99.36	Aman	99.25	Aman	99.67	99.58	Aman
	3	99.34	99.34	99.53	Meluap	99.29	Aman	99.33	Aman	99.34	Aman	99.23	Aman	99.64	99.55	Aman
	4	99.33	99.33	99.51	Meluap	99.28	Aman	99.31	Aman	99.32	Aman	99.21	Aman	99.63	99.53	Aman
	5	99.30	99.30	99.49	Meluap	99.25	Aman	99.29	Aman	99.29	Aman	99.18	Aman	99.60	99.51	Aman
	6	99.29	99.29	99.46	Meluap	99.23	Aman	99.26	Aman	99.27	Aman	99.16	Aman	99.59	99.48	Aman
	7	99.26	99.26	99.43	Meluap	99.20	Aman	99.23	Aman	99.24	Aman	99.13	Aman	99.56	99.45	Aman
	8	99.24	99.24	99.41	Meluap	99.18	Aman	99.20	Aman	99.21	Aman	99.10	Aman	99.54	99.43	Aman
	9	99.21	99.21	99.38	Meluap	99.14	Aman	99.17	Aman	99.18	Aman	99.07	Aman	99.51	99.39	Aman
A. Kelor 7	1	99.21	99.21	99.38	Meluap	99.14	Aman	99.17	Aman	99.18	Aman	99.07	Aman	99.51	99.39	Aman
	2	99.19	99.19	99.34	Meluap	99.10	Aman	99.13	Aman	99.13	Aman	99.03	Aman	99.49	99.35	Aman
	3	99.16	99.16	99.29	Meluap	99.06	Aman	99.09	Aman	99.10	Aman	98.99	Aman	99.46	99.31	Aman
	4	99.14	99.14	99.26	Meluap	99.03	Aman	99.06	Aman	99.06	Aman	98.96	Aman	99.44	99.27	Aman
	5	99.11	99.11	99.22	Meluap	99.00	Aman	99.02	Aman	99.03	Aman	98.93	Aman	99.41	99.23	Aman
	6	99.09	99.09	99.19	Meluap	98.96	Aman	98.99	Aman	98.99	Aman	98.90	Aman	99.39	99.19	Aman
	7	99.06	99.06	99.14	Meluap	98.93	Aman	98.96	Aman	98.96	Aman	98.87	Aman	99.36	99.15	Aman

Lanjutan Tabel 4.30. Hasil Penurunan Muka Air Banjir Akibat Semua Skenario Pengendalian Banjir

Saluran	Cross Section	Elevasi Tanggul		Eksisting		Skenario 1		Skenario 2		Skenario 3		Skenario 4		Skenario 5		
		Kiri	Kanan	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Muka Air	Ket	Elv Tanggul	Muka Air	Ket
		m	m	m		m		m		m		m		m	m	
A. Kelor 8	1	99.06	99.06	99.14	Meluap	98.93	Aman	98.96	Aman	98.96	Aman	98.87	Aman	99.36	99.15	Aman
	2	99.03	99.03	99.08	Meluap	98.88	Aman	98.90	Aman	98.91	Aman	98.82	Aman	99.33	99.09	Aman
	3	99.00	99.00	99.02	Meluap	98.83	Aman	98.84	Aman	98.85	Aman	98.77	Aman	99.30	99.02	Aman
	4	98.98	98.98	98.95	Aman	98.78	Aman	98.78	Aman	98.79	Aman	98.71	Aman	98.98	98.95	Aman
	5	98.95	98.95	98.87	Aman	98.72	Aman	98.71	Aman	98.72	Aman	98.65	Aman	98.95	98.87	Aman
	6	98.93	98.93	98.77	Aman	98.65	Aman	98.63	Aman	98.64	Aman	98.59	Aman	98.93	98.78	Aman
	7	98.91	98.91	98.66	Aman	98.57	Aman	98.53	Aman	98.54	Aman	98.51	Aman	98.91	98.66	Aman
	8	98.89	98.89	98.48	Aman	98.48	Aman	98.40	Aman	98.40	Aman	98.41	Aman	98.89	98.48	Aman
	9	98.86	98.86	98.40	Aman	98.40	Aman	98.34	Aman	98.35	Aman	98.35	Aman	98.86	98.41	Aman
	10	98.80	98.80	98.34	Aman	98.34	Aman	98.29	Aman	98.30	Aman	98.30	Aman	98.80	98.35	Aman
	11	98.70	98.70	98.30	Aman	98.29	Aman	98.26	Aman	98.26	Aman	98.27	Aman	98.70	98.31	Aman
	12	98.65	98.65	98.26	Aman	98.25	Aman	98.22	Aman	98.23	Aman	98.23	Aman	98.65	98.27	Aman
	13	98.62	98.62	98.23	Aman	98.23	Aman	98.20	Aman	98.20	Aman	98.21	Aman	98.62	98.24	Aman
	14	98.74	98.74	98.20	Aman	98.20	Aman	98.17	Aman	98.18	Aman	98.18	Aman	98.74	98.21	Aman
A. Kelor 9	1	98.74	98.74	98.20	Aman	98.20	Aman	98.17	Aman	98.18	Aman	98.18	Aman	98.74	98.21	Aman
	2	98.71	98.71	98.18	Aman	98.17	Aman	98.15	Aman	98.15	Aman	98.15	Aman	98.71	98.18	Aman
	3	98.69	98.69	98.15	Aman	98.14	Aman	98.12	Aman	98.13	Aman	98.13	Aman	98.69	98.16	Aman
	4	98.66	98.66	98.14	Aman	98.14	Aman	98.12	Aman	98.12	Aman	98.12	Aman	98.66	98.15	Aman
	5	98.64	98.64	98.13	Aman	98.12	Aman	98.10	Aman	98.11	Aman	98.11	Aman	98.64	98.14	Aman
	6	98.61	98.61	98.11	Aman	98.11	Aman	98.09	Aman	98.09	Aman	98.09	Aman	98.61	98.12	Aman
	7	98.59	98.59	98.10	Aman	98.09	Aman	98.07	Aman	98.08	Aman	98.08	Aman	98.59	98.10	Aman
	8	98.56	98.56	98.08	Aman	98.08	Aman	98.06	Aman	98.06	Aman	98.07	Aman	98.56	98.09	Aman
	9	98.54	98.54	98.07	Aman	98.06	Aman	98.05	Aman	98.05	Aman	98.05	Aman	98.54	98.07	Aman
A. Kelor 10	1	98.54	98.54	98.07	Aman	98.06	Aman	98.05	Aman	98.05	Aman	98.05	Aman	98.54	98.07	Aman
	2	98.49	98.49	98.05	Aman	98.05	Aman	98.03	Aman	98.04	Aman	98.04	Aman	98.49	98.06	Aman
	3	98.42	98.42	98.04	Aman	98.04	Aman	98.02	Aman	98.02	Aman	98.03	Aman	98.42	98.05	Aman
	4	98.32	98.32	98.03	Aman	98.02	Aman	98.01	Aman	98.01	Aman	98.01	Aman	98.32	98.03	Aman
	5	98.25	98.25	98.02	Aman	98.01	Aman	98.00	Aman	98.00	Aman	98.00	Aman	98.25	98.02	Aman
	6	98.18	98.18	96.85	Aman	96.85	Aman	96.81	Aman	96.82	Aman	96.81	Aman	98.18	96.85	Aman

4.14. Hasil Alternatif Skenario Berdasarkan Tinggi Luapan Banjir Maksimum

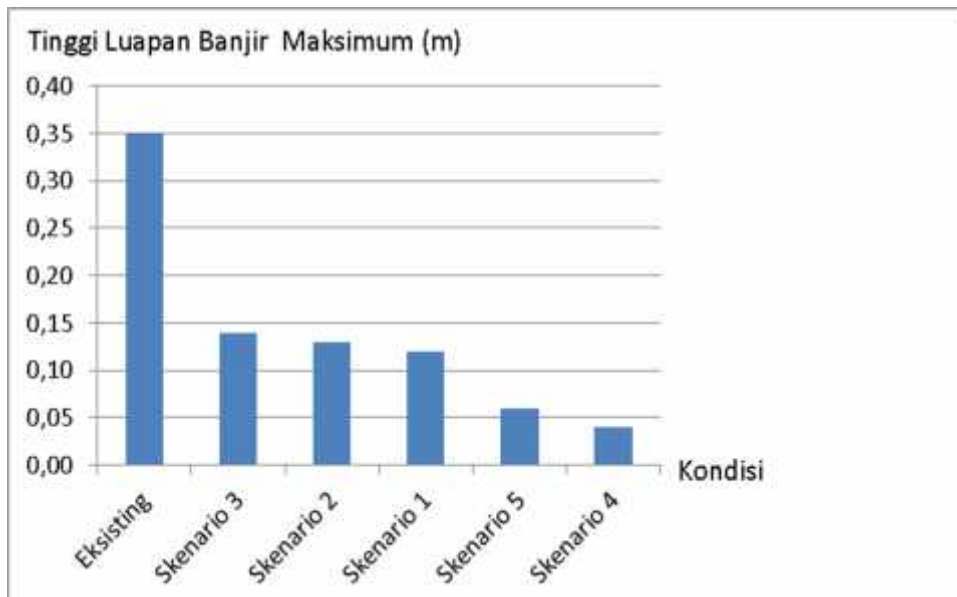
Dari hasil masing-masing analisa beberapa skenario di atas, dapat diketahui besar penurunan tinggi luapan genangan banjir yang terjadi. Berikut disajikan dalam tabel optimasi hasil penurunan tinggi luapan genangan banjir, akibat setelah dilakukannya beberapa skenario pengendalian banjir. Digunakan saluran Avfour Kelor 5 sebagai tolak ukur karena saluran ini adalah saluran yang paling kritis yang memiliki tinggi genangan tertinggi dari saluran lainnya.

Tabel 4.31.

Skenario Pengendalian Banjir Berdasarkan Tinggi Luapan Banjir Maksimum

No	Keadaan	Elevasi Tanggul Sal. Avfour Kelor 5 (m)	Elevasi Muka Air Sal. Avfour Kelor 5 (m)	Tinggi Luapan Banjir Maksimum (m)
1	Eksisting	99,25	99,60	0,35
3	Skenario 3	99,25	99,39	0,14
4	Skenario 2	99,25	99,38	0,13
6	Skenario 1	99,25	99,37	0,12
7	Skenario 5	99,55	99,61	0,06
8	Skenario 4	99,25	99,29	0,04

Dan berikut adalah grafik skenario pengendalian banjir berdasarkan tinggi luapan banjir maksimumnya. Dalam grafik ini dapat dilihat penurunan tinggi luapan genangan banjir akibat dilakukannya lima skenario pengendalian banjir yang telah dianalisa.



Gambar 4.20. Grafik Skenario Pengendalian Banjir Berdasarkan Tinggi Luapan Banjir Maksimum.

Dari Grafik 4.25, diketahui bahwa skenario-skenario yang direncanakan mampu mengurangi tinggi luapan genangan banjir yang terjadi di saluran Avfour Kelor. Hal ini ditunjukkan dengan kondisi tinggi luapan genangan banjir yang terjadi di saluran Avfour Kelor 5, dimana saluran Avfour Kelor 5 ini adalah saluran yang paling kritis yang memiliki tinggi luapan banjir maksimum. Dari skenario-skenario yang telah dianalisa, diketahui bahwa skenario 4 merupakan skenario yang mampu mengatasi banjir lebih baik dibandingkan keempat skenario lainnya. Hal ini ditunjukkan dengan penurunan tinggi luapan genangan banjir dari 0,35 m menjadi hanya 0,04 m. Dengan adanya kondisi tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa skenario 4 merupakan skenario terbaik untuk mengurangi tinggi luapan genangan banjir di saluran Avfour Kelor.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisa didapat kesimpulan sebagai berikut.

1. Debit maksimum yang terjadi di saluran Avfour Kelor adalah adalah debit banjir periode ulang 25 tahun sebesar $7,2 \text{ m}^3/\text{det}$. Debit ini mampu membuat luapan banjir pada beberapa ruas saluran Avfour Kelor, dengan tinggi luapan maksimum 0,35 m.

2. Untuk mengatasi permasalahan banjir pada saluran Avfour Kelor, dilakukan sebanyak 5 skenario pengendalian banjir. Antara lain :
 - Skenario 1 dilakukan normalisasi saluran Avfour Kelor, yaitu dilakukan penambahan kapasitas saluran pada saluran yang mengalami penyempitan. Dengan melebarkan dasar saluran hingga sebesar 4 m pada saluran Avfour Kelor 6, saluran Avfour Kelor 7, dan saluran Avfour Kelor 8 sepanjang 1,2 km, sehingga kapasitas saluran-saluran tersebut menjadi bertambah daripada sebelumnya.
 - Skenario 2 dilakukan dengan merencanakan beberapa kolam tampung yang berfungsi untuk menampung volume limpasan dari subdas. Maka direncanakan sebanyak 9 kolam tampung pada subdas Al Falah, subdas Rejoso, subdas Kembangbilo, subdas Sidorejo, subdas Letda Sucipto 1, subdas Letda Sucipto 2, subdas Delima, subdas Perbon, dan subdas Manalagi.
 - Skenario 3 dilakukan dengan merencanakan 1 kolam tampung pada hilir saluran Avfour Kelor 4, itu berarti kolam tampung akan menampung volume limpasan dari beberapa subdas yaitu subdas Sumurgung subdas Al Falah, subdas Rejoso, subdas Kembangbilo, subdas Sidorejo, subdas Letda Sucipto 1, subdas Letda Sucipto 2, subdas Avfour Kelor 1, subdas Avfour Kelor 2, dan subdas Manalagi.

- Skenario 4 dilakukan skenario gabungan antara beberapa kolam dan normalisasi saluran Avfour Kelor. Dari skenario 2 dimana skenario ini menggunakan fungsi 9 kolam tampung, dipilihlah 5 kolam tampung pada subdas-subdas yang menghasilkan debit terbesar, yaitu subdas Sidorejo, subdas Letda Sucipto 2, subdas Delima, subdas Perbon, dan subdas Manalagi. Dimana fungsi 5 kolam tampung ini digabung dengan normalisasi saluran, dilakukan pelebaran dasar saluran hingga sebesar 3,5 m dan sepanjang 1,2 km.
 - Skenario 5 dilakukan pembuatan tanggul saluran Avfour Kelor, yaitu dilakukan penambahan tinggi jagaan saluran pada saluran yang mengalami luapan debit. Dengan membuat tanggul setinggi 0,3 m pada saluran Avfour Kelor 4, saluran Avfour Kelor 5, Avfour Kelor 6, dan saluran Avfour Kelor 7 sepanjang 1,6 km, sehingga kapasitas saluran-saluran tersebut menjadi bertambah daripada sebelumnya.
3. Kondisi saluran Avfour Kelor setelah dilakukannya beberapa skenario pengendalian banjir mengalami penurunan muka air banjir dari sebelumnya atau kondisi eksisting nya. Setiap skenario mampu menurunkan tinggi luapan banjir dengan hasil yang berbeda-beda. Diketahui tinggi luapan banjir maksimum kondisi eksisting sebesar 0,35 m. Skenario 1 mampu menurunkan tinngi luapan hingga sebesar 0,12 m, Skenario 2 mampu menurunkan tinngi luapan hingga sebesar 0,13 m, Skenario 3 mampu menurunkan tinngi luapan hingga sebesar 0,14 m, Skenario 4 mampu menurunkan tinngi luapan hingga sebesar 0,04 m, Skenario 5 mampu menurunkan tinngi luapan hingga sebesar 0,06 m.
4. Dari skenario-skenario yang telah dianalisa, diketahui bahwa skenario 4 merupakan skenario yang mampu mengatasi banjir lebih baik dibandingkan keenam skenario lainnya. Hal ini ditunjukkan dengan penurunan tinggi luapan genangan banjir dari 0,35 m menjadi 0,04 m. Dengan adanya kondisi tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa skenario 4 merupakan skenario terbaik untuk mengurangi tinggi luapan genangan banjir di saluran Avfour Kelor.

5.2. Saran

Berdasarkan beberapa kesimpulan yang telah disampaikan, saran yang dapat dikemukakan adalah sebagai berikut.

1. Untuk mengembangkan studi ini, perlu kajian lebih lanjut untuk pemilihan alternatif cara pengendalian banjir saluran Avfour Kelor, selain skenario yang telah dilakukan dalam penelitian ini.
2. Selain ditinjau dari aspek hidroliknya, pengembangan studi ini perlu juga ditinjau aspek biaya untuk pelaksanaan skenario pengendalian banjir saluran Avfour Kelor, sehingga dipilih skenario yang paling efektif dan efisien yang didasarkan atas aspek-aspek tersebut.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Akbar, Bayu,. 2009. **Kajian Pengendalian Banjir Sistem Sungai Alophu Kabupaten Gorontalo Propinsi Gorontalo**. Malang : Universitas Brawijaya.
- Fauziah, Rahmia,. 2015. **Pengendalian Banjir Menggunakan Pompa (Studi Kasus: Drainase Jalan Simpang Tetap Kota Dumai)**. Pekanbaru : Universitas Riau.
- Idfi, Gilang,. 2017. **Skenario Kolam Retensi Untuk Menurunkan Debit Puncak Banjir Kali Ngotok**. Surabaya : ITS.
- Kamiana, I Made. 2010. *Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air*. Palangkaraya. Graha Ilmu.
- Kodoatie, R.J. & Sjarief, R. 2005. *Pengelolaan Sumber Daya Air Terpadu*. Yogyakarta: Penerbit Andi.
- Laula, Billy,. 2014. **Analisis Penanggulangan Banjir Pada Sistem Drainase Di Jalan Semarang Kecamatan Bubutan Kota Surabaya-Jawa Timur**. Surabaya : Universitas Negeri Surabaya.
- Maryono, Agus. 2001. *Hidrolika Terapan*. Yogyakarta. Pradnya Paramita.
- Mawardi Erman, Moch. Memed. 2006. *Desain Hidrolik Bendung Tetap*. Bandung. Alfabeta.
- Mulyanto. 2012. *Penataan Drainase Perkotaan*. Semarang. Graha Ilmu.
- Nanlohy, Benjamin,. 2008. *Studi Alternatif Pengendalian Banjir Sungai Tondano Di Kota Manado*. Yogyakarta : Universitas Gajah Mada.
- Nugroho, Tri,. 2012. **Evaluasi Pengendalian Banjir Sungai Cibeet Kabupaten Bekasi**. Bandung : Institut Teknologi Bandung.
- Pengairan, Dirjen. 1986. *Kriteria Perencanaan-02*. Jakarta. Departemen Pekerjaan Umum.
- Reseda, Arbor,. 2012. **Kajian Efektifitas Pengendalian Banjir di DAS Garang**. Semarang : Universitas Diponegoro.
- Saputra, Ramdhan. 2015. *Laporan Kajian Drainase Saluran Aylfour Kelor Tuban*. Tuban. Dinas Pekerjaan Umum Pengairan.
- Seyhan, Ersin. 2008. *Dasar-dasar Hidrologi*. Yogyakarta. Gadjah Mada University Press.
- Sofia, Fifi. 2006. *Modul Ajar Drainase*. Surabaya. Teknik Sipil ITS.
- Suripin. 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Yogyakarta. Andi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

Lampiran

Tabel Debit Puncak dan Volume Limpasan Semua Saluran (Kondisi Eksisting)

Saluran	Luas Area Km2	Debit Puncak m3/det	Volume Limpasan m3
Al Falah	0,528	0,4	18400
Alpoket	0,281	0,6	20400
Avr Kelor 1	0,669	0,6	24800
Avr Kelor 10	7,253	7,2	381400
Avr Kelor 2	1,209	1	45200
Avr Kelor 3	2,04	1,8	80100
Avr Kelor 4	2,838	2,6	120700
Avr Kelor 5	3,42	3,3	154800
Avr Kelor 6	4,385	4,7	221900
Avr Kelor 7	5,155	5,7	272000
Avr Kelor 8	6,035	6,5	329100
Avr Kelor 9	6,379	6,8	348600
Bogorejo	0,314	0,6	19200
Delima	0,475	0,8	28200
Kembangbilo	0,392	0,3	13800
Latsari	0,411	0,7	25100
Letda Sucipto 1	0,341	0,4	14600
Letda Sucipto 2	0,332	0,6	20900
Manalagi	0,551	0,9	36000
Manggis	0,351	0,5	19600
Nasional 1	0,586	0,4	19800
Nasional 2	0,245	0,2	8300
Outlet	7,253	7,2	381400
Perbon	0,292	0,6	21100
Rejoso	0,405	0,4	15000
Sidorejo	0,311	0,5	16200
Sumurgung	0,057	0,1	2300
Teuku Umar	0,195	0,3	11400

Tabel Debit Puncak dan Volume Limpasan Semua Saluran (Skenario 1)

Saluran	Luas Area Km2	Debit Puncak m3/det	Volume Limpasan m3
Al Falah	0,528	0,4	18400
Alpoket	0,281	0,6	20400
Avr Kelor 1	0,669	0,6	24800
Avr Kelor 10	7,253	7,2	381400
Avr Kelor 2	1,209	1	45200
Avr Kelor 3	2,04	1,8	80100
Avr Kelor 4	2,838	2,6	120700
Avr Kelor 5	3,42	3,3	154800
Avr Kelor 6	4,385	4,7	221900
Avr Kelor 7	5,155	5,7	272000
Avr Kelor 8	6,035	6,5	329100
Avr Kelor 9	6,379	6,8	348600
Bogorejo	0,314	0,6	19200
Delima	0,475	0,8	28200
Kembangbilo	0,392	0,3	13800
Latsari	0,411	0,7	25100
Letda Sucipto 1	0,341	0,4	14600
Letda Sucipto 2	0,332	0,6	20900
Manalagi	0,551	0,9	36000
Manggis	0,351	0,5	19600
Nasional 1	0,586	0,4	19800
Nasional 2	0,245	0,2	8300
Outlet	7,253	7,2	381400
Perbon	0,292	0,6	21100
Rejoso	0,405	0,4	15000
Sidorejo	0,311	0,5	16200
Sumurgung	0,057	0,1	2300
Teuku Umar	0,195	0,3	11400

Tabel Debit Puncak dan Volume Limpasan Semua Saluran (Skenario 2)

Saluran	Luas Area Km2	Debit Puncak m3/det	Volume Limpasan m3
Al Falah	0,528	0,4	18400
Alpoket	0,281	0,6	20400
Avr Kelor 1	0,669	0,4	24800
Avr Kelor 10	7,253	4,9	360800
Avr Kelor 2	1,209	0,7	45200
Avr Kelor 3	2,04	1,2	80100
Avr Kelor 4	2,838	1,7	120700
Avr Kelor 5	3,42	2	153500
Avr Kelor 6	4,385	2,5	210600
Avr Kelor 7	5,155	3,3	258800
Avr Kelor 8	6,035	4,2	313200
Avr Kelor 9	6,379	4,5	330700
Bogorejo	0,314	0,6	19200
Delima	0,475	0,8	28200
Kembangbilo	0,392	0,3	13800
Latsari	0,411	0,7	25100
Letda Sucipto 1	0,341	0,4	14600
Letda Sucipto 2	0,332	0,6	20900
Manalagi	0,551	0,9	36000
Manggis	0,351	0,5	19600
Nasional 1	0,586	0,4	19800
Nasional 2	0,245	0,2	8300
Outlet	7,253	4,9	360800
Perbon	0,292	0,6	21100
Rejoso	0,405	0,4	15000
Reservoir-1	0,405	0,2	15000
Reservoir-2	0,311	0,2	16200
Reservoir-3	0,332	0,2	20900
Reservoir-4	0,475	0,2	27600
Reservoir-5	0,292	0,2	21100
Reservoir-6	0,551	0,2	27700
Reservoir-7	0,528	0,2	18400
Reservoir-8	0,392	0,2	13800
Reservoir-9	0,341	0,2	14600
Sidorejo	0,311	0,5	16200
Sumurgung	0,057	0,1	2300
Teuku Umar	0,195	0,3	11400

Tabel Debit Puncak dan Volume Limpasan Semua Saluran (Skenario 3)

Saluran	Luas Area Km2	Debit Puncak m3/det	Volume Limpasan m3
Al Falah	0,528	0,4	18400
Alpoket	0,281	0,6	20400
Avr Kelor 1	0,669	0,6	24800
Avr Kelor 10	7,253	6	312200
Avr Kelor 2	1,209	1	45200
Avr Kelor 3	2,04	1,8	80100
Avr Kelor 4	2,838	2,6	120700
Avr Kelor 5	3,42	1,5	97100
Avr Kelor 6	4,385	3,1	162200
Avr Kelor 7	5,155	4,3	209900
Avr Kelor 8	6,035	5,3	263900
Avr Kelor 9	6,379	5,6	281400
Bogorejo	0,314	0,6	19200
Delima	0,475	0,8	28200
Kembangbilo	0,392	0,3	13800
Latsari	0,411	0,7	25100
Letda Sucipto 1	0,341	0,4	14600
Letda Sucipto 2	0,332	0,6	20900
Manalagi	0,551	0,9	36000
Manggis	0,351	0,5	19600
Nasional 1	0,586	0,4	19800
Nasional 2	0,245	0,2	8300
Outlet	7,253	6	312200
Perbon	0,292	0,6	21100
Rejoso	0,405	0,4	15000
Reservoir-1	2,838	0,5	65100
Sidorejo	0,311	0,5	16200
Sumurgung	0,057	0,1	2300
Teuku Umar	0,195	0,3	11400

Tabel Debit Puncak dan Volume Limpasan Semua Saluran (Skenario 4)

Saluran	Luas Area Km2	Debit Puncak m3/det	Volume Limpasan m3
Al Falah	0,528	0,4	18400
Alpoket	0,281	0,6	20400
Avr Kelor 1	0,669	0,6	24800
Avr Kelor 10	7,253	5	362100
Avr Kelor 2	1,209	1	45200
Avr Kelor 3	2,04	1,6	80100
Avr Kelor 4	2,838	2,2	120700
Avr Kelor 5	3,42	2,4	153500
Avr Kelor 6	4,385	3	210600
Avr Kelor 7	5,155	3,6	258800
Avr Kelor 8	6,035	4,4	313400
Avr Kelor 9	6,379	4,6	331200
Bogorejo	0,314	0,6	19200
Delima	0,475	0,8	28200
Kembangbilo	0,392	0,3	13800
Latsari	0,411	0,7	25100
Letda Sucipto 1	0,341	0,4	14600
Letda Sucipto 2	0,332	0,6	20900
Manalagi	0,551	0,9	36000
Manggis	0,351	0,5	19600
Nasional 1	0,586	0,4	19800
Nasional 2	0,245	0,2	8300
Outlet	7,253	5	362100
Perbon	0,292	0,6	21100
Rejoso	0,405	0,4	15000
Reservoir-1	0,311	0,2	16200
Reservoir-2	0,332	0,2	20900
Reservoir-3	0,475	0,2	27600
Reservoir-4	0,292	0,2	21100
Reservoir-5	0,551	0,2	27700
Sidorejo	0,311	0,5	16200
Sumurgung	0,057	0,1	2300
Teuku Umar	0,195	0,3	11400

Tabel Debit Puncak dan Volume Limpasan Semua Saluran (Skenario 5)

Saluran	Luas Area Km2	Debit Puncak m3/det	Volume Limpasan m3
Al Falah	0,528	0,4	18400
Alpokar	0,281	0,6	20400
Avr Kelor 1	0,669	0,6	24800
Avr Kelor 10	7,253	7,2	381400
Avr Kelor 2	1,209	1	45200
Avr Kelor 3	2,04	1,8	80100
Avr Kelor 4	2,838	2,6	120700
Avr Kelor 5	3,42	3,3	154800
Avr Kelor 6	4,385	4,7	221900
Avr Kelor 7	5,155	5,7	272000
Avr Kelor 8	6,035	6,5	329100
Avr Kelor 9	6,379	6,8	348600
Bogorejo	0,314	0,6	19200
Delima	0,475	0,8	28200
Kembangbilo	0,392	0,3	13800
Latsari	0,411	0,7	25100
Letda Sucipto 1	0,341	0,4	14600
Letda Sucipto 2	0,332	0,6	20900
Manalagi	0,551	0,9	36000
Manggis	0,351	0,5	19600
Nasional 1	0,586	0,4	19800
Nasional 2	0,245	0,2	8300
Outlet	7,253	7,2	381400
Perbon	0,292	0,6	21100
Rejoso	0,405	0,4	15000
Sidorejo	0,311	0,5	16200
Sumurgung	0,057	0,1	2300
Teuku Umar	0,195	0,3	11400

BIODATA PENULIS



Penulis bernama Rangga Adi Sabrang, dilahirkan di Lumajang, 31 Oktober 1990. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu dari SMA Negeri 3 Lumajang tahun 2008, dan juga menyelesaikan studi di Diploma III Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya (ITS) tahun 2011. Penulis sempat mengikuti kegiatan magang kerja di Dinas Pekerjaan Umum kabupaten Bojonegoro pada bagian pengawasan lapangan.

Pada tahun 2012 penulis melanjutkan studi di S1 Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya (ITS) juga, dan lulus pada tahun 2015. Setelah lulus S1 penulis langsung melanjutkan studinya di S2 Teknik Sipil ITS juga pada bidang Manajemen dan Rekayasa Sumber Air. Hingga sekarang penulis masih aktif menjadi mahasiswa di Jurusan S2 Teknik Sipil ITS Surabaya, dan penulis sempat mengikuti kegiatan seminar internasional pada tahun 2016 yang diselenggarakan di Universitas Muhammadiyah Surakarta.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”