



UNIVERSITAS INDONESIA

**ANALISIS SISTEM DRAINASE MEDOKAN TERHADAP
FLUKTUASI DEBIT KALI WONOKROMO**

SKRIPSI

**YUDHA FEBRIANA
0706198341**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM PENDIDIKAN SARJANA EKSTENSI
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**

**DEPOK
DESEMBER 2009**



UNIVERSITAS INDONESIA

**ANALISIS SISTEM DRAINASE MEDOKAN TERHADAP
FLUKTUASI DEBIT KALI WONOKROMO**

SKRIPSI

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar sarjana

**YUDHA FEBRIANA
0706198341**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM PENDIDIKAN SARJANA EKSTENSI
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**

**DEPOK
DESEMBER 2009**


HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

**Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri, dan semua sumber
baik yang dikutip maupun dirujuk telah
saya nyatakan dengan benar.**

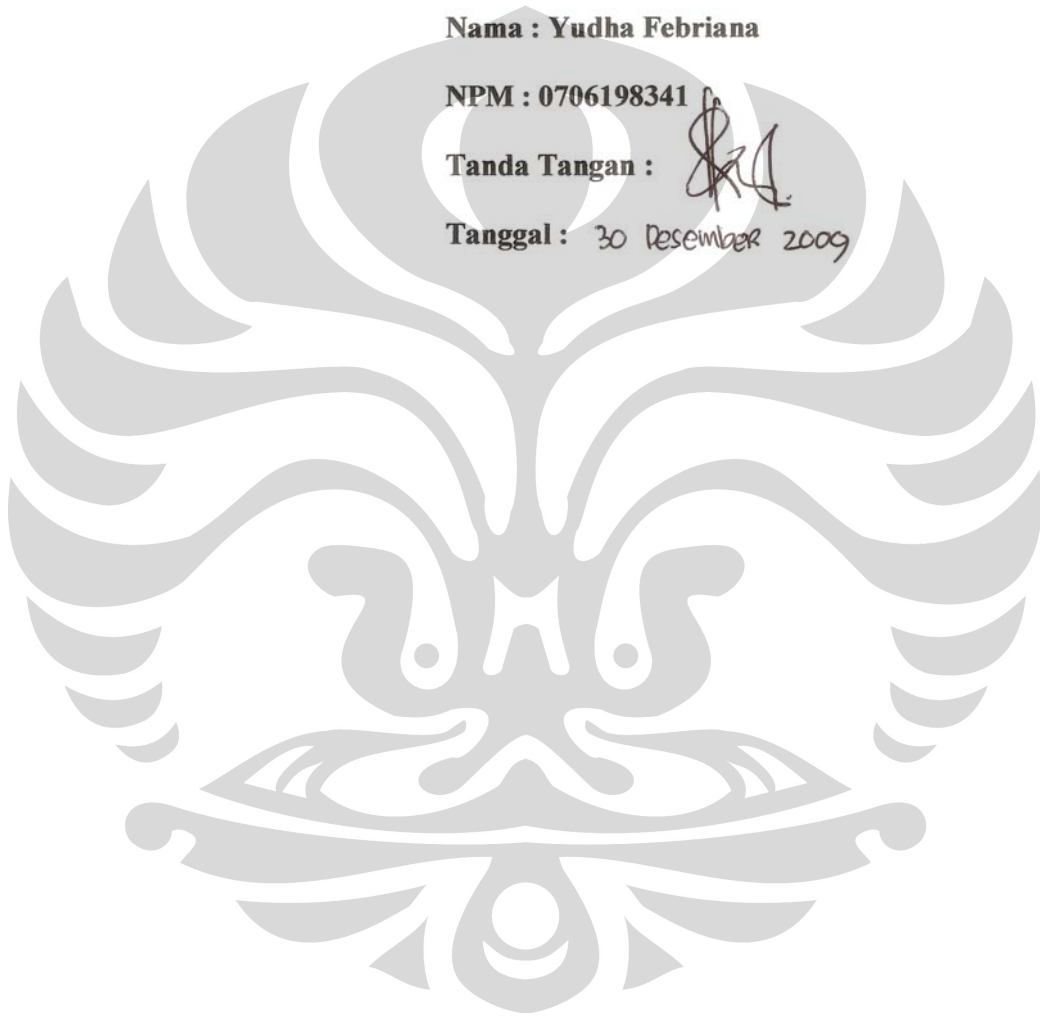
Nama : Yudha Febriana

NPM : 0706198341

Tanda Tangan :



Tanggal : 30 Desember 2009



HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :

Nama : Yudha Febriana

NPM : 0706198341

Program Studi : Program Pendidikan Sarjana Ekstensi

Judul Skripsi : Analisis Sistem Drainase Medokan Terhadap Fluktuasi Debit Kali Wonokromo

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Pendidikan Sarjana Ekstensi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia

DEWAN PENGUJI

Pembimbing :

Toha Saleh, ST, MSc

(.....)

Penguji :

1. Dr.Ing.Ir. Dwita S. Marsudiantoro, Dipl. HE

(.....)

2. Dwinanti Rika M, ST, MT

(.....)

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 30 Desember 2009

**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Yudha Febriana

NPM : 0706198341

Program Studi : Program Pendidikan Sarjana Ekstensi

Departemen : Teknik Sipil

Fakultas : Teknik

Jenis karya : Skripsi

demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif** (*Non-exclusive Royalty-Free Right*) atas karya ilmiah saya yang berjudul :

Analisis Sistem Drainase Medokan Terhadap Fluktuasi Debit Kali Wonokromo

beserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok
Pada tanggal : 30 Desember 2009

Yang menyatakan

(.....)

YUDHA FEBRIANA

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kehadirat Allah SWT, karena berkat rahmat dan hidayat-Nya penulis dapat menyelesaikan Skripsi ini dengan baik. Skripsi ini disusun untuk memenuhi salah satu persyaratan akademis agar dapat memperoleh gelar Sarjana, di Teknik Sipil Universitas Indonesia.

Penulis mengambil judul Analisa Sistem Drainase Medokan Terhadap Fluktuasi Debit Kali Wonokromo. Studi kasus ini di ambil di kota Surabaya, Jawa Timur. Di harapkan dari analisa yang ada dalam laporan skripsi ini bisa menjadi pertimbangan solusi banjir yang berada di daerah Medokan, Surabaya.

Penulis banyak mengucapkan terima kasih kepada Ir. Toha Saleh, MSc, selaku dosen pembimbing selama satu tahun dalam mengerjakan Skripsi ini. Atas bimbingan selama ini, laporan skripsi ini bisa diselesaikan. Serta semua dosen Teknik Sipil UI atas bimbingan selama kuliah di UI.

Tidak lupa penulis juga mengucapkan terima kasih kepada orang tua dan keluarga besar di Surabaya atas motivasi selama kuliah di Universitas Indonesia. Teman-teman satu angkatan Teknik Sipil UI Ekstensi 2007. Teman-teman rantauan dari Surabaya, yang jauh-jauh dari ITS Surabaya, untuk melanjutkan jenjang Sarjana di Universitas Indonesia.

Penulis menyadari dalam penyusunan Skripsi ini masih terdapat kekurangan. Untuk itu penulis mengharap kritik dan saran yang bersifat membangun untuk perbaikan dari keseluruhan isi laporan yang kami sajikan ini dengan harapan bisa bermanfaat bagi kita semua.

Depok, Desember 2009

Penulis
Yudha Febriana

ABSTRAK

Nama : Yudha Febriana
Program Studi : Program Pendidikan Sarjana Ekstensi
Judul : Analisis Sistem Drainase Medokan Terhadap Fluktuasi Debit Kali Wonokromo

Surabaya merupakan ibukota propinsi Jawa Timur dan kota terbesar kedua di Indonesia. Dengan perkembangan kota Surabaya sekarang ini, saluran irigasi yang ada semakin sedikit keberadaannya. Hal ini dikarenakan terjadinya perubahan tata guna lahan dari persawahan menjadi lahan pemukiman, akibatnya daerah peresapan semakin mengecil dan sebaliknya koefisien pengaliran semakin besar.

Wilayah Medokan Semampir merupakan salah satu kawasan penting di Surabaya. Saluran Medokan Semampir merupakan salah satu saluran yang ada di Surabaya Timur dan saluran ini berfungsi sebagai saluran drainase. Total luas sub catchment Medokan Semampir, menurut SDMP (Surabaya Drainage Master Plan), ± 764.290 Ha.

Lama genangan sekitar 2-6 jam dan kedalaman mencapai 10-50 cm. Kondisi seperti ini sangat meresahkan masyarakat, baik yang tinggal di daerah tersebut maupun yang tinggal di luar daerah tersebut bila musim hujan tiba, banyak kerugian materi maupun non materi yang harus ditanggung masyarakat.

Mengacu pada keadaan tersebut, analisa dilakukan guna mengetahui seberapa besar pengaruh fluktuasi muka air kali Wonokromo terhadap proses pembuangan tersebut. Apakah berpengaruh sekali sehingga terjadi limpahan air dari saluran Medokan Semampir yang menyebabkan terjadi genangan pada *catchment* tersebut atau sebaliknya.

Analisa yang dihasilkan akan memperlihatkan berapa debit overflow yang dibuang ketika terjadi banjir di Medokan. Penyelesaian yang digunakan adalah menelusuri tiap reach/segment saluran dari hulu ke hilir. Sehingga nantinya solusi yang didapatkan adalah memperdalam saluran hingga dua puluh persen dari kedalaman eksisting, dan menggunakan parkiran air yang dibuang dengan rumah pompa.

Kata Kunci : Sistem Drainase, Fluktuasi Debit, Genangan, Debit

ABSTRACT

Name : Yudha Febriana
Study Program : Civil Engineering
Title : Medokan Drainage System Analysis for Fluctuation
Debit of Wonokromo River

Surabaya is the capital of East Java province and the second largest city in Indonesia. With the development of Surabaya city today, the existing irrigation less existence. This is because the change in land use from paddy fields into residential land, consequently shrinking catchments area and run off coefficient getting raised.

Medokan Semampir region is one important area in Surabaya. Medokan Semampir's channel is one channel available in east of Surabaya and these channels serve as drainage channels. Catchments total area of Medokan Semampir \pm 764,290 ha (according to the SDMP).

The flood happen approximately 2-6 hours and 10-50 cm depth of reach. This condition is troubling of people either living in the area or who live outside the area when the rainy season, many losses and non-material matter that must be borne by the public. Referring to the situation, the analysis done to find out how big the influence of water level fluctuations Wonokromo time of the disposal process.

Does it matter that there was an abundance of water from the channel that causes Medokan Semampir happened puddle in the catchments. Analysis performed using HEC-RAS software where computer programs are specifically designed to analyze the channel system.

The resulting analysis will show how debit overflow discarded during floods in Medokan. Solution used was traced each reach / segment of the upstream channel to downstream. So that later obtained solution is to deepen the channel to twenty percent of the existing depth, and use the discarded water park with a pump house.

Keywords: Drainage Systems, Fluctuations Debit, Flood, Debit

DAFTAR ISI

	Halaman
PERNYATAAN KEASLIAN	ii
PENGESAHAN	iii
PERSETUJUAN PUBLIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
ABSTRAK	vi
ABSTRACT	vii
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiii
BAB I – PENDAHULUAN	1
1.1. UMUM	1
1.2. LATAR BELAKANG	1
1.3. PERUMUSAN MASALAH	3
1.4. MAKSUD DAN TUJUAN	3
1.5. PEMBATAAN MASALAH	3
BAB II – TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. ANALISA HIDROLOGI	5
2.1.1. Umum	5
2.1.2. Analisa Hujan Rata-rata DAS	5
2.1.3. Analisa Frekuensi	6
2.1.4. Analisa Distribusi	8
2.1.4.1. Distribusi Pearson Tipe III dan Normal	8
2.1.4.2. Distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal	9
2.1.5. Uji Kecocokan Distribusi	12
2.1.5.1. Uji Chi Kuadrat	12
2.1.5.2. Uji Smirnov Kolmogorof	14
2.1.6. Kesimpulan Analisa Frekuensi	15
2.1.7. Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang	16
2.1.8. Perhitungan Waktu Konsentrasi (t_c)	16

2.1.9. Perhitungan Intensitas Hujan (I)	18
2.1.10. Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)	18
2.1.11. Perhitungan Debit (Q) kawasan	20
2.1.12. Perhitungan Debit (Q) DAS	20
2.1.13. Perhitungan Curah Hujan Efektif Periode Ulang	21
2.2. Analisa Hidrolika	22
2.2.1. Kapasitas Saluran	22
2.2.2. Penentuan Koefisien Kekasaran (n)	23
2.2.3. Profil Muka Air di Dalam Kawasan	24
2.2.4. Tinggi Jagaan (w)	26
BAB III – KONDISI EKISTING SISTEM DRAINASE MEDOKAN	27
3.1. UMUM	27
3.2. TINJAUAN LOKASI	27
3.3. DATA HIDROLOGI	33
3.4. DATA TATA GUNA LAHAN	35
3.5. DATA KOEFISIEN PENGALIRAN	37
3.6. DATA PASANG SURUT AIR LAUT	38
BAB IV – METODOLOGI	39
BAB V – ANALISA HIDROLOGI DAN HIDROLIKA	42
5.1. UMUM	42
5.2. ANALISA FREKUENSI	42
5.3. UJI PARAMETER STATISTIK	43
5.4. PERHITUNGAN UJI DISTRIBUSI	47
5.4.1. Metode Distribusi Pearson III	47
5.4.2. Metode Distribusi Log Pearson III	50
5.4.3. Metode Distribusi Log Normal	53
5.5. UJI KESESUAIAN DISTRIBUSI FREKUENSI	56
5.5.1. Uji Square	56
5.5.1.1. Uji Square Metode Pearson III	57
5.5.1.2. Uji Square Metode Log Pearson III	58
5.5.1.3. Uji Square Metode Log Normal	60
5.5.2. Uji Smirnov Kolmogorof	61

5.6. PERHITUNGAN HUJAN RENCANA	67
5.7. PERHITUNGAN DEBIT BANJIR RENCANA	68
5.8. INTENSITAS CURAH HUJAN	69
5.9. ANALISA HIDROLIKA MENGGUNAKAN HEC-RAS	76
5.10. PERMODELAN SISTEM DRAINASE MEDOKAN	77
5.11. SIMULASI DEBIT	83
5.12. KOMPUTASI HASIL	84
5.13. KOMPUTASI SAAT KONDISI PASANG	86
5.14. KOMPUTASI SAAT KONDISI SURUT	90
5.15. ALTERNATIF PENYELESAIAN MENGATASI GENANGAN	99
5.16. PERHITUNGAN KAPASITAS POMPA DENGAN POLDER	101
5.17. PERHITUNGAN ANALISA BIAYA DARI ALTERNATIF PENYELESAIAN	104
BAB VI – KESIMPULAN DAN SOLUSI PERMASALAHAN	106
6.1. KESIMPULAN	106
6.2. SOLUSI PERMASALAHAN	106
6.2.1. Memperbesar kedalaman Saluran	106
6.2.2. Memperbesar kedalaman Saluran dan Memberi pompa baru	107
6.2.3. Menormalisasi Saluran	107
DAFTAR PUSTAKA	109
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 2.1. Sket Definisi Untuk Perhitungan Aliran Tidak Seragam Metode Tahapan Langsung	25
Gambar 3.1. Lokasi Kelurahan pada DAS Medokan Semampir	28
Gambar 3.2. Lokasi Genangan Kawasan Medokan Semampir	29
Gambar 3.3. Sistem Drainase Saluran dan Sub Catchment Medokan Semampir	32
Gambar 3.4. Lokasi Stasiun Penakar Hujan	33
Gambar 3.5. Peta Penggunaan Lahan Kawasan Medokan Semampir	36
Gambar 4.1. Diagram Alir Pengerjaan Skripsi	41
Gambar 5.1. Tampilan Awal HEC-RAS	76
Gambar 5.2. Tampilan New Project	77
Gambar 5.3. Tampilan Awal Geometri Data	78
Gambar 5.4. Membuat Reach pada Saluran Medokan Semampir	79
Gambar 5.5. Profil Cross Section Kali Wonokromo	80
Gambar 5.6. DAM dan Pintu (Inline Structure) Jagir	80
Gambar 5.7. Cross Section Pada Saluran Manyar Jaya	81
Gambar 5.8. Jaringan Sistem Drainase Medokan Semampir Pada HEC-RAS	82
Gambar 5.9. Debit Sub Catchment Medokan Semampir (m ³ /dtk) di Steady Flow Data	84
Gambar 5.10. Proses Compute Jika Data Telah Selesai Dimasukkan	85
Gambar 5.11. Proses Compute Dengan Adanya Kesalahan	85
Gambar 5.12. Proses Finish Compute Jika Tidak Ada Kesalahan	85
Gambar 5.13. Kondisi Pasang Tertinggi +0,52m di Saluran Medokan	87
Gambar 5.14. Kondisi Pasang Tertinggi +0,52m di Saluran Semolowaru	88
Gambar 5.15. Kondisi Pasang Tertinggi +0,52m di Saluran Kali Wonokromo	89
Gambar 5.16. Kondisi Pasang Tertinggi -2,72m di Saluran Medokan	92
Gambar 5.17. Kondisi Pasang Tertinggi -2,72m di Saluran Semolowaru	93

Gambar 5.17. Kondisi Pasang Tertinggi -2,72m di Kali Wonokromo	94
Gambar 5.19. Ilustrasi kombinasi kolam retensi dengan rumah pompa	99
Gambar 5.20. Lengkung karakteristik operasional pompa	101
Gambar 6.1. Kondisi eksisting setelah normalisasi	106



DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 1.1. Nilai k Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III	10
Tabel 2.2. Nilai variable Reduksi Gauss Nilai k untuk Distribusi Normal	11
Tabel 2.3. Faktor Frekuensi k untuk Distribusi Log Normal	11
Tabel 2.4. Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat	13
Tabel 2.5. Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov – Kolmogorov	14
Tabel 2.6. Wilayah Luas dibawah Kurva Normal	15
Tabel 2.7. Periode Ulang Hujan Kota Surabaya	16
Tabel 2.8. Nilai Koefisien Manning ‘n’ untuk Aliran Permukaan	17
Tabel 2.9. Harga Koefisien Pengaliran (C)	19
Tabel 2.10. Koefisien Kekasaran Manning (n) untuk perencanaan Saluran	24
Tabel 2.11. Tinggi Jagaan Minimum untuk Saluran dari Tanah dan Pasangan	26
Tabel 3.1. Sistem Drainase Saluran Medokan Semampir	31
Tabel 3.2. Data Curah Hujan pada 4 Stasiun Penakar Hujan	34
Tabel 3.3. Koefisien Pengaliran	37
Tabel 3.4. Konversi Pasang Surut Air Laut	38
Tabel 5.1.a. Perhitungan Parameter Statistik Curah Hujan Rata-rata Daerah Maksimum	45
Tabel 5.1.b. Perhitungan Parameter Statistik Curah Hujan Rata-rata Daerah Maksimum	46
Tabel 5.2. Hasil Perhitungan Awal Data Statistik	47
Tabel 5.3.a. Metode Distribusi Pearson Tipe III	48
Tabel 5.3.b. Metode Distribusi Pearson Tipe III	49
Tabel 5.4. Hasil Perhitungan Distribusi Pearson	50
Tabel 5.5.a. Metode Distribusi Log Pearson Tipe III	48
Tabel 5.5.b. Metode Distribusi Log Pearson Tipe III	49

Tabel 5.6. Hasil Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III	53
Tabel 5.7.a. Metode Distribusi Normal	54
Tabel 5.7.b. Metode Distribusi Normal	55
Tabel 5.8. Hasil Perhitungan Log Normal	56
Tabel 5.9. Perhitungan faktor frekuensi Distribusi Pearson Tipe III	57
Tabel 5.10. Hasil Perhitungan Uji Chi Square Distribusi Pearson Tipe III	58
Tabel 5.11. Perhitungan Faktor Frekuensi Distribusi Log Pearson Tipe III	59
Tabel 5.12. Hasil Perhitungan Uji Chi Square Distribusi Log Person Tipe III (k)	59
Tabel 5.13. Perhitungan Faktor Frekuensi Distribusi Log Normal (k)	60
Tabel 5.14. Hasil Perhitungan Uji Chi Square Distribusi Log Normal	61
Tabel 5.15.1.a. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Pearson Type III	62
Tabel 5.15.1.b. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Pearson Type III	63
Tabel 5.15.2.a. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Pearson Type III	64
Tabel 5.15.2.b. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Pearson Type III	65
Tabel 5.15.3.a. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Normal	65
Tabel 5.15.3.b. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Normal	66
Tabel 5.16. Hasil Uji Distribusi dengan Kecocokan Chi Square dan Smirnov-Kolmogorov	67
Tabel 5.17. Perhitungan Curah Hujan Metode Log Pearson Tipe III	68
Tabel 5.18.1. Hasil Perhitungan Waktu Konsentrasi (T_c)	71
Tabel 5.18.2. Hasil Perhitungan Intensitas Curah Hujan Rencana dan Debit Banjir Rencana	72
Tabel 5.19. Intensitas Hujan Periode Ulang 2 Tahunan	73

Tabel 5.20. Intensitas Hujan Periode Ulang 2 Tahunan	73
Tabel 5.21. Intensitas Hujan Periode Ulang 2 Tahunan	73
Tabel 5.22. Intensitas Hujan Periode Ulang 2 Tahunan	74
Tabel 5.23. Debit Rencana Q5 tahun Saluran Medokan Semampir	83
Tabel 5.24. Daerah dan Tinggi Kawasan yang Mengalami Genangan Pada Saat Pasang	90
Tabel 5.25. Daerah dan Tinggi Kawasan yang Mengalami Genangan Pada Saat Surut	95
Tabel 5.26. Selisih Tinggi kawasan Yang Mengalami Genangan Pada Saat Kondisi Surut	96
Tabel 5.27. Selisih tinggi kawasan yang mengalami genangan pada saat kondisi eksisting	98
Tabel 5.28. Hasil Perhitungan selisih Q banjir dengan Q saluran dengan kedalaman di tambah 20 persen.	105

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. UMUM

Surabaya adalah kota Indramardi (Industri Dagang Maritim Pendidikan) dan kota metropolitan yang berperan penting di Indonesia. Kota ini berada pada lokasi 112⁰ 30' sampai 113⁰ Bujur Timur dan 7⁰ 0' sampai 7⁰ 30' Lintang Selatan. Surabaya merupakan ibukota propinsi Jawa Timur dan kota terbesar kedua di Indonesia.

Dengan perkembangan kota Surabaya sekarang ini, saluran irigasi yang ada semakin sedikit keberadaannya. Hal ini dikarenakan terjadinya perubahan tata guna lahan dari persawahan menjadi lahan pemukiman, akibatnya daerah peresapan semakin mengecil dan sebaliknya koefisien pengaliran semakin besar. Apabila limbah tersebut tertahan dan tidak dapat mengalir dengan lancar, maka daerah tersebut akan mengalami banjir.

Wilayah Medokan Semampir Merupakan salah satu kawasan penting di Surabaya. Pada daerah ini terdapat berbagai fasilitas sosial ekonomi dan fasilitas penunjang lainnya seperti pertokoan, permukiman, sarana pendidikan. Hal ini menuntut adanya fasilitas – fasilitas yang baik dan memadai. Salah satu fasilitas tersebut adalah sistem drainase, karena apabila sistem drainase belum memadai maka akan menimbulkan genangan di wilayah tersebut terutama pada saat musim penghujan.

Daerah layanan Sistem Medokan meliputi lima daerah kelurahan yaitu : Kelurahan Klampis Ngasem, Kelurahan Menur Pumpungan, Kelurahan Nginden Jangkungan, Kelurahan Semolowaru, dan Kelurahan Medokan Semampir. Sistem drainase Medokan ini berhulu pada perbatasan saluran primer Kalibokor dan bermuara pada Kali Jagir Wonokromo.

1.2. LATAR BELAKANG

Untuk wilayah Surabaya Timur khususnya kawasan Medokan Semampir yang penampungan airnya berasal dari saluran primer Medokan Semampir dan

saluran sekunder perumahan Semolowaru Bahari sering terjadi genangan disaat terjadi hujan yang cukup deras.

Saluran Medokan Semampir merupakan salah satu saluran yang ada di Surabaya Timur dan saluran ini berfungsi sebagai saluran drainase. Saluran Medokan Semampir terletak di sebelah selatan saluran Kali Bokor dan di sebelah selatan saluran Medokan Semampir terdapat kali Wonokromo. Sebelah timur saluran Medokan Semampir yaitu Selat Madura. Aliran saluran Medokan Semampir mengalir menuju kali Wonokromo langsung mengalir menuju ke Selat Madura secara gravitasi pada saat air laut surut.

Di kawasan perkotaan yang sangat datar seperti di Surabaya, curah hujan yang terjadi dengan durasi yang pendek tetapi intensitas tinggi biasanya menyebabkan genangan lokal. Begitu juga dengan sub catchment Medokan Semampir yang daerahnya relatif datar. Genangan lokal biasanya disebabkan sistem drainase minornya (selokan pinggir jalan dan saluran tersier) tidak dirancang untuk mengatasi intensitas curah hujan tertinggi, begitu pula kondisi saluran sekunder dan primernya tidak siap menerima limpasan air.

Namun tidak melupakan asumsi yang mengatakan bahwa penyebab genangan di sub catchment Medokan Semampir akibat terjadinya pasang air laut yang memaksa pintu air di hilir saluran Medokan Semampir tidak dapat beroperasi.

Total luas sub catchment Medokan Semampir, menurut SDMP, ± 764.290 Ha. Lama genangan sekitar 2-6 jam dan kedalaman mencapai 10-50 cm. Kondisi seperti ini sangat meresahkan masyarakat, baik yang tinggal di daerah tersebut maupun yang tinggal di luar daerah tersebut bila musim hujan tiba, banyak kerugian materi maupun non materi yang harus ditanggung masyarakat.

Sering terjadinya genangan di wilayah *catchment* (Daerah Aliran sungai/DAS) Medokan Semampir pada musim penghujan, membuat warga sekitar mengalami penurunan dalam hal produktifitas kerja yang berdampak langsung pada roda perekonomian. Akibat adanya genangan tersebut, banyak warga terhambat dalam menjalankan aktifitasnya. Penyebab terjadinya genangan tersebut sangat beragam, diantaranya adalah :

- Berkurangnya kapasitas saluran pematas dikarenakan sedimentasi yang telah terakumulasi dengan sampah-sampah yang masuk kedalam saluran.
- Kawasan Medokan Semampir yang terletak pada dataran yang rendah.

1.3. PERUMUSAN MASALAH

- Setiap di musim penghujan tiba *catchment* Medokan Semampir selalu di genangi air ± 30 - ± 40 cm selama 1.5-2 jam.
- Genangan di *catchment* Medokan Semampir perlu dianalisis sistem drainasenya, khususnya terhadap fluktuasi Debit Kali Wonokromo.

1.4. MAKSUD DAN TUJUAN

Adapun tujuan dari penulisan skripsi ini adalah menjadikan kawasan Medokan Semampir bebas dari ancaman banjir selama musim penghujan. Yaitu, dengan cara menganalisa penyebab banjir di *catchment* Medokan Semampir. Berdasarkan hasil analisa ini diharapkan mendapatkan sistem drainase perkotaan yang baik dan sesuai dengan *master plan* kota Surabaya di masa mendatang sehingga masalah yang dihadapi dapat diselesaikan secara tuntas.

1.5. PEMBATAAN MASALAH

Mengingat keterbatasan penulis dan waktu penyusunan, maka penulisan skripsi ini dibatasi dalam lingkup pembahasan yang meliputi:

- Wilayah *catchment* Medokan Semampir dianalisa sesuai dengan Peta SDMP (*Surabaya Drainage Master Plan*). Khususnya, ujung saluran paling hulu saluran Primer dan Sekunder tidak dipengaruhi oleh saluran lain, karena saluran tersebut memang buntu serta tidak menganalisis pengoperasian pintu air.
- Analisa debit sungai Kali Wonokromo dan saluran Medokan Semampir dengan menggunakan software Hec Ras (*Hydrologic Engineering Center-River Analysis System*) yang dibatasi dengan asumsi-asumsi sebagai berikut:

- a. Analisa di HEC-RAS menggunakan aliran tetap - seragam (*steady uniform flow*), yaitu aliran dimana **kedalaman air** (h) tidak berubah menurut **waktu** (t) atau dapat dianggap tetap dalam suatu interval waktu, dengan demikian kecepatan aliran juga tidak berubah menurut waktu.
 - b. Pembagian sistem drainase mengacu pada SDMP (Surabaya Drainage Master Plan)
 - c. Kali Wonokromo hanya dipengaruhi oleh pasang surut air laut yang diketahui pada data, sedang pengaruh lain diabaikan
- Perhitungan Analisa hidrologi untuk mencari besarnya debit banjir dengan menggunakan metode :
 - a. Tinggi Hujan Rencana
 - b. Uji Distribusi Data : Metode Pearson Type III, Metode Log Pearson Type III, Metode Log Normal
 - c. Uji kecocokan : Uji Smirnov – Kolmogorov dan Uji Chi Square
 - Perhitungan debit rencana dengan metode Rasional., karena hujan yang terjadi mempunyai intensitas seragam dan merata di seluruh DAS dan luas sub cathment yang dihitung kurang dari 300 ha.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisa Hidrologi

2.1.1 Umum

Secara umum analisa hidrologi merupakan satu bagian awal dalam perencanaan bangunan-bangunan hidraulik. Pengertian yang terkandung didalamnya adalah bahwa informasi dan besaran-besaran yang diperoleh dalam analisa hidrologi merupakan masukan penting dalam analisa selanjutnya. Bangunan hidraulik dalam bidang teknik sipil dapat berupa gorong-gorong, bendung, bangunan pelimpah, tanggul penahan banjir dan lain sebagainya. Ukuran dan karakter bangunan-bangunan tersebut sangat tergantung dari tujuan pembangunan dan informasi yang diperoleh dari analisa hidrologi. (*Sri Harto, 1989*).

Analisa hidrologi merupakan hal awal dalam perencanaan bangunan air. Dari data-data yang ada akan digunakan untuk merencanakan debit banjir rencana dengan periode ulang tertentu. Penentuan debit banjir rencana harus proporsional, tidak terlalu kecil maupun tidak terlalu besar sehingga dapat memperhitungkan ukuran bangunan dalam menampung besarnya debit rencana yang ada sehingga bangunan tersebut sesuai pertimbangan yang ekonomis.

2.1.2 Analisa Hujan Rata-rata DAS

Pengukuran yang dilakukan dengan cara manual yaitu dengan alat ukur biasa maupun dengan alat ukur hujan otomatis, digunakan hanya untuk memperoleh data hujan yang terjadi hanya pada satu tempat saja. Akan tetapi dalam analisa umumnya yang diinginkan adalah data hujan rata-rata DAS (*Catchment rainfall*). Untuk menghitung besaran ini dapat ditempuh beberapa cara yang sampai saat ini masih lazim digunakan, yaitu dengan :

1. Poligon Tiesen
2. Rata-rata Aljabar
3. Isohyet

2.1.3 Analisa Frekuensi

Analisa frekuensi merupakan rangkaian data hidrologi yang merupakan variabel kontinyu yang dapat digambarkan dalam suatu persamaan distribusi peluang. Setiap jenis distribusi atau sebaran mempunyai parameter statistik yang terdiri dari nilai rata-rata ($\mu = \bar{x}$), standar deviasi ($\sigma = S$), koefisien variasi (Cv), dan koefisien ketajaman (Ck). (Suwarno, 1995). Rangkaian data hidrologi yang merupakan variabel kontinyu dapat digambarkan dalam suatu persamaan distribusi peluang. Model matematik distribusi peluang yang umum digunakan adalah :

1. Distribusi Pearson Tipe III
2. Distribusi Normal
3. Distribusi Log Normal
4. Distribusi Log Pearson Tipe III

Setiap jenis distribusi atau sebaran mempunyai parameter statistik yang terdiri dari nilai rata-rata ($\mu = \bar{x}$), standar deviasi ($\sigma = S$), koefisien variasi (Cv), dan koefisien ketajaman (Ck), yang masing-masing dicari berdasarkan rumus :

- Nilai rata-rata (*mean*) :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots\dots\dots (2.2)$$

- Deviasi standar (*standart deviation*) :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots (2.3)$$

dimana :

S : deviasi standar (*standart deviation*).

X : data dalam sampel.

\bar{X} : nilai rata-rata hitung.

n : jumlah pengamatan.

- *Coefficient of variation* (koefisien variasi) :

Koefisien variasi adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dengan nilai rata-rata hitung dari suatu distribusi. Besarnya koefisien variasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

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

dimana :

Cv : *coefficient of variation* (koefisien variasi).

S : deviasi standar (*standart deviation*).

\bar{X} : nilai rata-rata hitung.

- *Coefficient of skewness* (koefisien kemencengan) :

Kemencengan adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi. Pengukuran kemencengan adalah mengukur seberapa besar suatu kurva frekuensi dari suatu distribusi tidak simetri atau menceng. Umumnya ukuran kemencengan dinyatakan dengan besarnya koefisien kemencengan, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Cs = \frac{n \sum (X - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots (2.5)$$

dimana :

Cs : *coefficient of skewness* (kemencengan).

S : deviasi standar (*standart deviation*).

X : data dalam sampel.

\bar{X} : nilai rata-rata hitung.

- *Coefficient of kurtosis* (koefisien ketajaman) :

Coefficient of kurtosis dimaksudkan untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. *Coefficient of kurtosis* digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi, yang dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$Ck = \frac{n^2 \sum (X - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \dots\dots\dots (2.6)$$

dimana :

Ck : *coefficient of kurtosis* (koefisien ketajaman).

S : deviasi standar (*standart deviation*).

X : data dalam sampel.

\bar{X} : nilai rata-rata hitung.

n : jumlah pengamatan.

Adapun parameter statistik dari masing-masing distribusi adalah :

- Distribusi Gumbel Tipe I mempunyai harga $Cs = 1,139$ dan $Ck = 5,402$.

- b. Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga C_s dan C_k yang fleksibel.
- c. Distribusi Normal mempunyai harga $C_s = 0$ dan $C_k = 3$.
- d. Distribusi Log Normal mempunyai harga $C_s > 0$ dan $C_k > 0$.
- e. Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga C_s antara $0 - 0,9$.

Di dalam memilih satu sebaran atau fungsi tertentu dibutuhkan suatu ketelitian karena untuk satu rangkaian data tidak selalu cocok dengan sifat-sifat sebaran, termasuk sebaran frekuensi atau probabilitas tersebut walaupun nilai parameter statistiknya hampir sama. Kesalahan dalam memilih sebaran dapat mengakibatkan kerugian jika perkiraan mulai desain terlalu besar (*over estimate*) atau terlalu kecil (*under estimate*).

2.1.4 Analisa Distribusi

Sebelum memilih distribusi probabilitas yang akan dipakai, dilakukan perhitungan analisa terlebih dahulu terhadap data yang ada. Parameter-parameter statistik yang dimiliki data adalah \bar{X} , S , C_s , C_k dan C_v . Berdasarkan hasil perhitungan parameter statistik tersebut dimana didapatkan harga C_s dan C_k maka dipilih persamaan distribusi untuk diuji sebagai perbandingan. Persamaan distribusi yang dipilih adalah Distribusi Pearson Tipe III, Distribusi Normal, Distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal.

2.1.4.1. Distribusi Pearson Tipe III dan Normal

Perhitungan Distribusi Pearson Tipe III dan Normal dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$X = \bar{X} + k.S \dots\dots\dots(2.7)$$

dimana :

- X : Besarnya suatu kejadian.
- \bar{X} : Nilai rata-rata.
- S : Standart deviasi.
- k : Faktor sifat dari Distribusi Pearson Tipe III yang merupakan fungsi dari besarnya C_s dan peluang (lihat Tabel 2.1, untuk nilai k Distribusi Pearson Tipe III). Faktor sifat dari Distribusi Normal yang merupakan dari peluang dan periode ulang (lihat Tabel 2.2, Nilai Variabel

Reduksi Gauss).

2.1.4.2. Distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal

Perhitungan Distribusi Pearson Tipe III dan Distribusi Normal dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\overline{LogR} = \overline{LogR} + k \cdot \overline{SdLogR} \dots\dots\dots(2.8)$$

dimana :

- \overline{LogR} : Logaritma curah hujan untuk periode tertentu.
- \overline{LogR} : Harga rata-rata dari logaritmik data.
- \overline{SdLogR} : Deviasi standar (*standart deviation*).
- k : Faktor dari sifat distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal, yang didapat dari tabel fungsi Cs dan probabilitas kejadian (lihat Tabel 2.1, nilai k Log Pearson Tipe III). Dan nilai CV dari tabel k Log Normal (lihat Tabel 2.3, Faktor Frekuensi k untuk Distribusi Log Normal).

Tabel.2.1. Nilai k Distribusi Pearson tipe III dan Log Pearson tipe III

Kemencengan (CS)	Periode ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,382	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	2,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995.

Tabel.2.2. Nilai Variabel Reduksi Gauss nilai k Untuk Distribusi Normal

T	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2,000	0,500	0
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,000	0,250	0,67
5,000	0,200	0,84
10,000	0,100	1,28
20,000	0,050	1,64
50,000	0,200	2,05
100,000	0,010	2,33
200,000	0,005	2,58
500,000	0,002	2,88
1000,000	0,001	3,09

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995.

Tabel.2.3. Faktor Frekuensi k untuk Distribusi Log Normal

(CV)	Peluang kumulatif P (%) : P (X ≤ X)					
	50	80	90	95	98	99
	Periode ulang (tahun)					
	2	5	10	20	50	100
0,0500	-0,0250	0,8334	1,2965	1,6863	2,1341	2,4570
0,1000	-0,0496	0,8222	1,3078	1,7247	2,2130	2,5489
0,1500	-0,0738	0,8085	1,3156	1,7598	2,2899	2,2607
0,2000	-0,0971	0,7926	1,3200	1,7911	2,3640	2,7716
0,2500	-0,1194	0,7746	1,3209	1,8183	2,4318	2,8805
0,3000	-0,1406	0,7647	1,3183	1,8414	2,5015	2,9866
0,3500	-0,1604	0,7333	1,3126	1,8602	2,5638	3,0890
0,4000	-0,1788	0,7100	1,3037	1,8746	2,6212	3,1870
0,4500	-0,1957	0,6870	1,2920	1,8848	2,6731	3,2799
0,5000	-0,2111	0,6626	1,2778	1,8909	2,7202	3,3673
0,5500	-0,2251	0,6379	1,2613	1,8931	2,7613	3,4488
0,6000	-0,2375	0,6129	1,2428	1,8915	2,7971	3,5211
0,6500	-0,2185	0,5879	1,2226	1,8866	2,8279	3,3930
0,7000	-0,2582	0,5631	1,2011	1,8786	2,8532	3,3663
0,7500	-0,2667	0,5387	1,1784	1,8677	2,8735	3,7118

0,8000	-0,2739	0,5118	1,1548	1,8543	2,8891	3,7617
0,8500	-0,2801	0,4914	1,1306	1,8388	2,9002	3,9056
0,9000	-0,2852	0,4686	1,1060	1,8212	2,9071	3,8137
0,9500	-0,2895	0,4466	1,0810	1,8021	2,9103	3,8762
0,1000	-0,2929	0,4254	1,0560	1,7815	2,9098	3,9035

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995.

2.1.5 Uji Kecocokan Distribusi

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter, yaitu :

1. Uji Chi Kuadrat
2. Uji Smirnov Kolmogorov

Apabila dari pengujian terhadap distribusi frekuensi bisa sesuai parameter uji keduanya maka perumusan persamaan tersebut dapat diterima.

2.1.5.1 Uji Chi Kuadrat

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

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.9)$$

dimana :

- X_h^2 : Parameter Chi Kuadrat terhitung.
 G : Jumlah sub kelompok.
 O_i : Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke – i.
 E_i : Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke – i.

Prosedur uji Chi Kuadrat adalah :

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

Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), *H.A. Sturges* pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu :

$$k = 1 + 3.322 \log(n) \dots\dots\dots(2.10)$$

dimana :

k : Banyaknya kelas

n : Banyaknya nilai observasi (data)

- 3). Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub grup.
- 4). Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .
- 5). Tiap-tiap sub grup hitung nilai $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$.
- 6). Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi Kuadrat hitung.
- 7). Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Tabel.2.4. Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat

dk	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,023	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,1030	5,9910	7,3780	9,2100	10,5970
3	0,0717	0,1150	0,2160	0,3520	7,8150	9,3480	11,3450	12,8380
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,420	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	4,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,257	3,940	18,307	20,483	22,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582

20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,660	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,192	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,926	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,253	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995.

2.1.5.2 Uji Smirnov Kolmogorov

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

- 1). Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
- 2). Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
- 3). Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

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

- 4). Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 .

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel.2.5. Nilai Kritis D_0 untuk Uji Smirnov Kolmogorov

N	α			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36

25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data, 1995.

Tabel.2.6. Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9899	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data, 1995.

2.1.6 Kesimpulan Analisa Frekuensi

Kesimpulan analisa frekuensi yang diperoleh dari hasil uji kecocokan distribusi digunakan untuk menentukan distribusi yang dipakai.

2.1.7 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

Pada dasarnya besarnya hujan rencana dipilih berdasar pada pertimbangan nilai urgensi dan nilai sosial ekonomi daerah yang diamankan. Untuk daerah permukiman umumnya dipilih hujan rencana dengan periode ulang 5 – 15 tahun. Sedang untuk daerah pusat pemerintahan yang penting, daerah komersial dan daerah padat dengan nilai ekonomi tinggi dapat dipertimbangkan periode ulang antara 10 – 50 tahun. Perencanaan gorong-gorong jalan raya, lapangan terbang antara 3 – 15 tahun. Perencanaan pengendalian banjir yang berkaitan dengan sungai antara 25 – 50 tahun.

Tabel.2.7. Periode Ulang Hujan Kota Surabaya

Jenis Saluran Pematusan	Periode Ulang (tahun)	Keterangan
Basin Drainage	10 – 50	Kali Surabaya, Kali Mas, Kali Jagir Wonokromo, dan Kali Lamong yang membawa banjir dari luar KMS (Kota Madya Surabaya).
Saluran Primer	5 – 10	Nilai yang lebih tinggi untuk saluran Gunungsari dimana kerusakan saluran itu sendiri dapat disebabkan oleh luapan.
Saluran Sekunder	2 – 5	
Saluran Tersier	1.25	

Sumber : SDMP (Surabaya Master Plan Drainage)

2.1.8 Perhitungan Waktu Konsentrasi (t_c)

Waktu konsentrasi (t_c) merupakan waktu pengaliran air dari titik terjauh pada lahan hingga masuk pada saluran terdekat sampai pada titik yang ditinjau. Perhitungan waktu konsentrasi ini mempengaruhi besar kecilnya nilai dari

intensitas hujan (I) yang terjadi. Besarnya nilai intensitas hujan (I) berbanding lurus dengan besar kecilnya debit (Q) pada saluran, sehingga akan berpengaruh terhadap besar kecilnya dimensi saluran.

1. Untuk pengaliran pada lahan (t_o) (*overland flow*)

Pada pengaliran pada lahan (*overland flow*) pada umumnya banyak menggunakan perumusan Kirby. Adapun perumusan Kirby adalah sebagai berikut :

$$t_o = 0,83 \left(\frac{(N \cdot 3,2808L)}{S^{0,5}} \right)^{0,467} \dots\dots\dots(2.11)$$

Dimana :

N : Koefisien setara dengan koefisien kekasaran.

L : Jarak dari titik terjauh sampai dengan inlet
(meter).

S/i : Kemiringan medan.

Tabel.2.8. Nilai Koefisien Manning “n” untuk Aliran Permukaan

Aliran Permukaan (daerah serap air) :	Nilai “n” Manning
Pertumbuhan pepohonan padat	0,40
Lapangan	0,25 - 0,30
Tanah/sirtu/daerah yang sebagian beraspal	0,20
Aliran Permukaan (daerah kedap air) :	
Jalan-jalan (aspal)	0,03
Permukaan beton kasar atau semacamnya	0,04

Sumber : Surabaya Master Plan Drainage (SDMP)

Asumsi kekasaran permukaan yang digunakan didalam penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut, untuk jalan diasumsikan terbuat dari paving, sehingga nilai untuk kekasaran yang dipakai adalah 0,04, sedangkan untuk bangunan dipakai nilai kekasaran 0,20.

2. Untuk pengaliran pada saluran (t_f)

$$t_f = \frac{L}{V} \dots\dots\dots(2.12)$$

Dimana :

L : Panjang saluran yang dilalui oleh air (m).

V : Kecepatan aliran air pada saluran (m/det).

2.1.9 Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Hubungan antara intensitas hujan dan durasi hujan dapat dihitung dengan beberapa perumusan, antara lain adalah dengan rumus Talbot (1881), Sherman (1905), dan Ishiguro (1953), dimana ketiganya untuk curah hujan jangka pendek. Satuan untuk waktu t adalah menit dan mm/jam untuk I (intensitas). Rumus lainnya dikembangkan oleh Mononobe yang menggunakan data hujan harian. Satuan waktu t dalam jam dan mm/jam untuk I (intensitas hujan). Besarnya intensitas curah hujan itu berbeda-beda yang disebabkan oleh lamanya curah hujan atau frekuensi kejadiannya.

Waktu t_d yaitu lamanya hujan, diambil sama dengan waktu konsentrasi t_c dari daerah aliran (*the watershed time of concentration*). Waktu konsentrasi t_c didefinisikan sebagai waktu yang diperlukan oleh titik air untuk mengalir dari tempat yang terjauh di daerah alirannya ke suatu titik yang ditinjau (inlet), sehingga $t_d = t_c$, dengan pengertian pada saat itu seluruh daerah aliran memberikan kontribusi aliran di titik tersebut. Dengan demikian curah hujan rencana adalah hujan yang mempunyai durasi sama dengan waktu konsentrasi.

Rumus Mononobe :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t_c} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(2.13)$$

Dimana :

I : Intensitas curah hujan (mm/jam).

R_{24} : Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm).

t_c : Waktu konsentrasi (jam).

2.1.10 Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)

Kehilangan air dihitung secara total, dengan kata lain koefisien C mencakup semua cara kehilangan air. Diasumsikan, koefisien C tidak bervariasi dengan durasi hujan.

Koefisien C pada Tabel 2.9 dapat diaplikasikan untuk hujan dengan periode ulang 5 – 10 tahun. Intensitas hujan tinggi menyebabkan koefisien C tinggi, sebab infiltrasi dan kehilangan air lainnya hanya berpengaruh kecil pada limpasan. Koefisien C untuk suatu wilayah permukiman (blok, kelompok) dimana jenis permukaannya lebih dari satu macam, diambil harga rata-ratanya dengan rumus seperti dibawah ini :

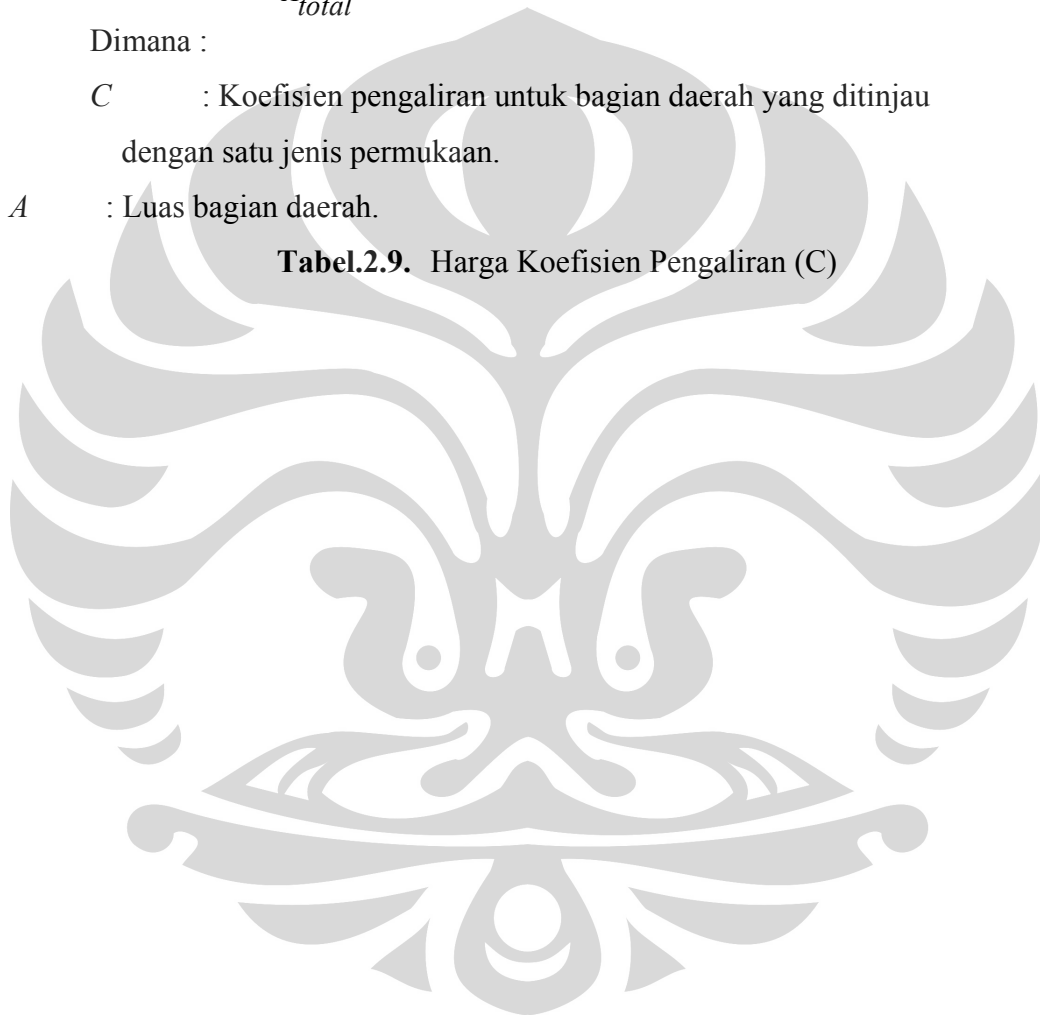
$$C = \frac{(C_1A_1 + C_2A_2 + \dots + C_nA_n)}{A_{total}} \dots\dots\dots(2.14)$$

Dimana :

C : Koefisien pengaliran untuk bagian daerah yang ditinjau dengan satu jenis permukaan.

A : Luas bagian daerah.

Tabel.2.9. Harga Koefisien Pengaliran (C)



Komponen lahan	Koefisien C (%)
Perkerasan :	
- aspal dan beton	0,70 – 0,95
- bata atau paving	0,70 – 0,85
Atap	0,70 – 0,95
Lahan berumput:	
- tanah berpasir, - landai (2%)	0,05 – 0,10
- curam (7%)	0,10 – 0,15
- tanah berat, - landai (2%)	0,13 – 0,17
- curam (7%)	0,18 – 0,22
Daerah perdagangan	
- penting, padat	0,70 – 0,95
- kurang padat	0,50 – 0,70
Area permukiman :	
- perumahan tunggal	0,30 – 0,50
- perumahan kopel berjauhan	0,40 – 0,60
- perumahan kopel berdekatan	0,60 – 0,75
- perumahan pinggir kota	0,25 – 0,40
- apartemen	0,50 – 0,70
Area industri :	
- ringan	0,50 – 0,80
- berat	0,60 – 0,90
Taman dan makam	0,10 – 0,35
Taman bermain	0,20 – 0,35
Halaman jalan kereta api	0,20 – 0,35
Lahan kosong/terlantar	0,10 – 0,30

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

2.1.11 Perhitungan Debit (Q) Kawasan

Kawasan perumahan The Green Tamansari dibangun diatas lahan seluas ± 20 ha. Berdasarkan laporan akhir SDMP (*Surabaya Master Plan Drainage*) 2018 untuk menghitung debit banjir daerah pematasan kurang dari 150 ha menggunakan Metode Rasional, yaitu :

$$Q = 0,278 C I A \dots\dots\dots(2.15)$$

Dimana :

Q : Debit (m³/detik).

C : Koefisien pengaliran.

I : Intensitas hujan untuk periode ulang tertentu (mm/jam).

A : Area yang akan dipatuskan (km²).

2.1.12 Perhitungan Debit (Q) DAS

Pada unit hidrograf Nakayasu, perumusan debit dirumuskan sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3,6 \times (0,3 \times T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.16)$$

dimana :

- Q_p : Debit puncak banjir (m^3/dtk).
- C : Koefisien resapan.
- A : Luas DAS (km^2).
- T_p : Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam).
- $T_{0,3}$: Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak (jam).

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus empiris :

$$t_g = 0,4 + 0,058L \dots\dots\dots (2.17)$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r \dots\dots\dots (2.18)$$

$$T_{0,3} = \alpha.t_g \dots\dots\dots (2.19)$$

dimana :

- L : Panjang alur sungai (km).
- t_g : Waktu konsentrasi (jam).
- t_r : Satuan waktu hujan/*time duration*
- α : Koefisien pembandingan.

Untuk mencari besarnya koefisien pembandingan (α) digunakan :

- $\alpha = 2,0 \rightarrow$ Untuk daerah pengaliran biasa.
- $\alpha = 1,5 \rightarrow$ Untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat.
- $\alpha = 3,0 \rightarrow$ Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat.

Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \times Q_p \dots\dots\dots (2.20)$$

Pada kurva turun ($T_p < t << T_p + T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_p}{T_{0,3}}\right)} \times Q_p \dots\dots\dots (2.21)$$

Pada kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t \ll T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}\right)} \times Q_p \dots\dots\dots (2.22)$$

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

$$Q = 0,3^{\left(\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}\right)} \dots\dots\dots (2.23)$$

2.1.13 Perhitungan Curah Hujan Efektif Periode Ulang

Hasil perhitungan unit hidrograf Nakayasu, selanjutnya digunakan untuk mencari hidrograf banjir periode ulang 10 tahun melalui hasil perkalian antara masing-masing unit hidrograf dengan curah hujan efektif. Direncanakan distribusi hujan yang terjadi dengan hujan terpusat 5 jam.

Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke t adalah :

$$R_1 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1}\right)^{2/3} = 0,585 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.24)$$

$$R_2 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2}\right)^{2/3} = 0,358 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.25)$$

$$R_3 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3}\right)^{2/3} = 0,281 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.26)$$

$$R_4 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4}\right)^{2/3} = 0,232 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.27)$$

$$R_5 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5}\right)^{2/3} = 0,2 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.28)$$

Perhitungan distribusi tinggi hujan pada jam ke t :

$$R'_1 = 1 \times R_1 = 0,585 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.29)$$

$$R'_2 = 2 \times R_2 - 1 \times R_1 = 0,152 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.30)$$

$$R'_3 = 3 \times R_3 - 2 \times R_2 = 0,107 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.31)$$

$$R'_4 = 4 \times R_4 - 3 \times R_3 = 0,085 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.32)$$

$$R'_5 = 5 \times R_5 - 4 \times R_4 = 0,072 \times R_{24} \dots\dots\dots (2.33)$$

2.2 Analisa Hidrolika

2.2.1 Kapasitas Saluran

Kapasitas saluran didefinisikan sebagai debit maksimum yang mampu dilewatkan oleh setiap penampang sepanjang saluran. Kapasitas saluran ini, digunakan sebagai acuan untuk menyatakan apakah debit yang direncanakan tersebut mampu untuk ditampung oleh saluran pada kondisi eksisting tanpa terjadi peluapan air (Anggrahini, 2005).

Kapasitas saluran dihitung berdasarkan rumus :

$$Q = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times i^{1/2} \times A \dots\dots\dots(2.34)$$

Dimana :

Q : Debit saluran, satuan meter kubik per detik (m^3/det).

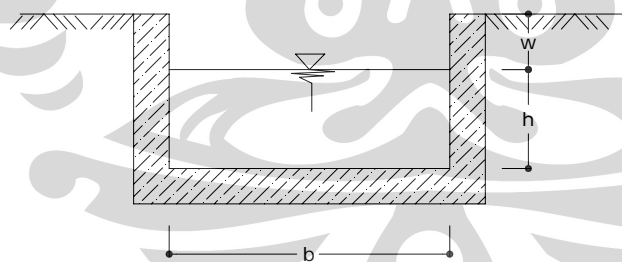
n : Koefisien kekasaran Manning.

R : Jari-jari hidrolis saluran (m).

I : Kemiringan saluran

A : Luas penampang saluran (m^2).

Perencanaan saluran terbuka berpenampang persegi empat adalah sebagai berikut :



Rumus-rumus yang digunakan antara lain adalah sebagai berikut :

$$A = b.h \dots\dots\dots(2.35)$$

Dimana :

A = Luas penampang saluran (m^2).

b = Lebar saluran (m).

h = Tinggi saluran (m).

$$P = b + 2.h \dots\dots\dots(2.36)$$

P = Penampang basah saluran (m).

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b \cdot h}{b + 2h} \dots\dots\dots(2.37)$$

R = Jari-jari hidrolis dari penampang saluran (m).

2.2.2 Penentuan Koefisien Kekasaran (n)

Koefisien kekasaran ditentukan oleh bahan/material saluran, jenis sambungan, material padat yang terangkut dan yang terendap dalam saluran, akar tumbuhan, alinyemen, lapisan penutup (pipa), umur saluran dan aliran lateral yang mengganggu aliran.

Koefisien kekasaran pada kenyataannya bervariasi dengan kedalaman. Untuk saluran yang terlalu besar kedalamannya umumnya diasumsikan harga koefisien kekasarannya tetap. Tabel 2.10. berikut ini memuat harga koefisien kekasaran.

Tabel.2.10. Koefisien Kekasaran Manning (n) untuk Perencanaan Saluran

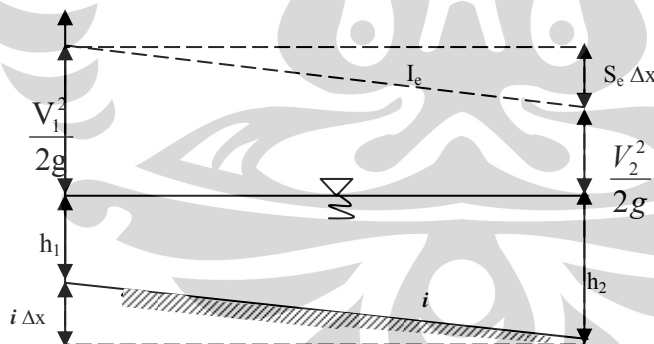
Jenis Saluran	Nilai “ n ” Manning
Aliran Permukaan	: 0.035
Saluran tanah tanpa pasangan	: 0.035
Saluran pasangan:	
Batu kali/beton, pada sisinya saja, dasar sedimen	: 0.025
Batu kali/beton, pada sisinya saja, dasar bersih	: 0.020
Batu kali dengan plesteran/beton,	:
Kedua sisi dan dasar	0.014

Sumber : Surabaya Master Plan Drainage (SDMP)

Saluran didalam kawasan perumahan direncanakan terbuat dari beton berbentuk persegi dengan nilai kekasaran bahan yang digunakan sebesar 0,014.

2.2.3 Profil Muka Air di dalam Kawasan

Dalam alinyemennya kadang-kadang pada saluran terdapat perubahan pada alur atau gangguan pada aliran. Perubahan pada alur saluran misalnya perubahan kemiringan dasar, perubahan elevasi dasar (pada terjunan), atau perubahan penampang saluran. Gangguan pada aliran antara lain oleh adanya pintu air, pelimpah atau perubahan muka air di hilirnya. Akibat perubahan dan gangguan tersebut profil muka air berubah. Hal ini perlu diperhitungkan agar saluran tetap dapat mengalirkan air buangan dan tak terjadi peluapan, serta sebagai dasar untuk menentukan bangunan pelengkap/pertolongan. Metode yang digunakan untuk menggambarkan profil muka air adalah metode Tahapan Langsung.



Gambar 2.1 Sket definisi untuk perhitungan aliran tidak seragam, metode tahapan langsung.

Sumber : Hidrolika Saluran Terbuka, Anggraheni 2005.

Cara tahapan langsung yang diuraikan di sini merupakan tahapan langsung yang sederhana untuk diterapkan pada aliran di dalam saluran prismatis. Ciri dari perhitungan profil aliran dengan cara tahapan langsung adalah pembagian panjang

saluran menjadi penggal-penggal pendek dan perhitungan yang dilakukan tahap demi tahap dari suatu ujung/akhir dari suatu penggal ke penggal yang lain. Persamaan energi dari penampang 1 ke penampang 2 dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$i_b \Delta x + h_1 + \frac{\alpha_1 \bar{u}_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha_2 \bar{u}_2^2}{2g} + i_f \Delta x \dots \dots \dots (2.38)$$

Tinggi energi spesifik pada penampang 1 dan penampang 2 adalah :

$$E_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 \bar{u}_1^2}{2g} \dots \dots \dots (2.39)$$

$$E_2 = h_2 + \frac{\alpha_2 \bar{u}_2^2}{2g} \dots \dots \dots (2.40)$$

Dengan memasukkan dua persamaan tersebut ke dalam persamaan pertama maka didapat persamaan :

$$i_b \Delta x + E_1 = E_2 + i_f \Delta x \dots \dots \dots (2.41)$$

atau :

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{i_b - i_f} = \frac{\Delta E}{i_b - i_f} \dots \dots \dots (2.42)$$

Apabila di ambil asumsi $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3$

$$E = h + \frac{\alpha \bar{u}^2}{2g} \dots \dots \dots (2.43)$$

Dimana :

H = Kedalaman aliran (m).

\bar{u} = Kecepatan rata-rata aliran (m/dt).

α = Koefisien pembagian kecepatan datau koefisien energi.

i_b = Kemiringan dasar saluran.

i_f = Kemiringan garis energi.

Apabila persamaan Manning digunakan :

$$i_f = \frac{n^2 \bar{u}^2}{R^3} \dots \dots \dots (2.44)$$

Apabila persamaan Chezy yang digunakan :

$$i_f = \frac{u^2}{C^2 R} \dots\dots\dots(2.45)$$

2.2.4 Tinggi Jagaan (w)

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

Tabel.2.11. Tinggi Jagaan Minimum untuk Saluran Dari Tanah dan Pasangan

Komponen	Tinggi Jagaan (m)
Saluran-2 tersier	0,10 – 0,20
Saluran-2 sekunder	0,20 – 0,40
Saluran-2 primer	0,40 – 0,60
Sungai-2 (Basin Drainage)	1,00

Sumber : Surabaya Master Plan Drainage (SDMP)

BAB III

KONDISI EKSISTING

SISTEM DRAINASE MEDOKAN

3.1. UMUM

Sebelum dilaksanakannya suatu penganalisaan mengenai suatu permasalahan perlu adanya penelitian dan penyelidikan yang seksama dengan didukung data awal yang mencukupi agar tujuan pokok dan sasaran penganalisaan dapat tercapai.

Seringkali dalam penganalisaan suatu permasalahan terjadi peninjauan kembali pada perencanaan teknisnya akibat kekurangan data pendukung. Data awal yang diperlukan dalam penganalisaan ada dan tidaknya pengaruh sistem drainase medokan Semampir akibat fluktuasi muka air pada Kali Wonokromo meliputi :

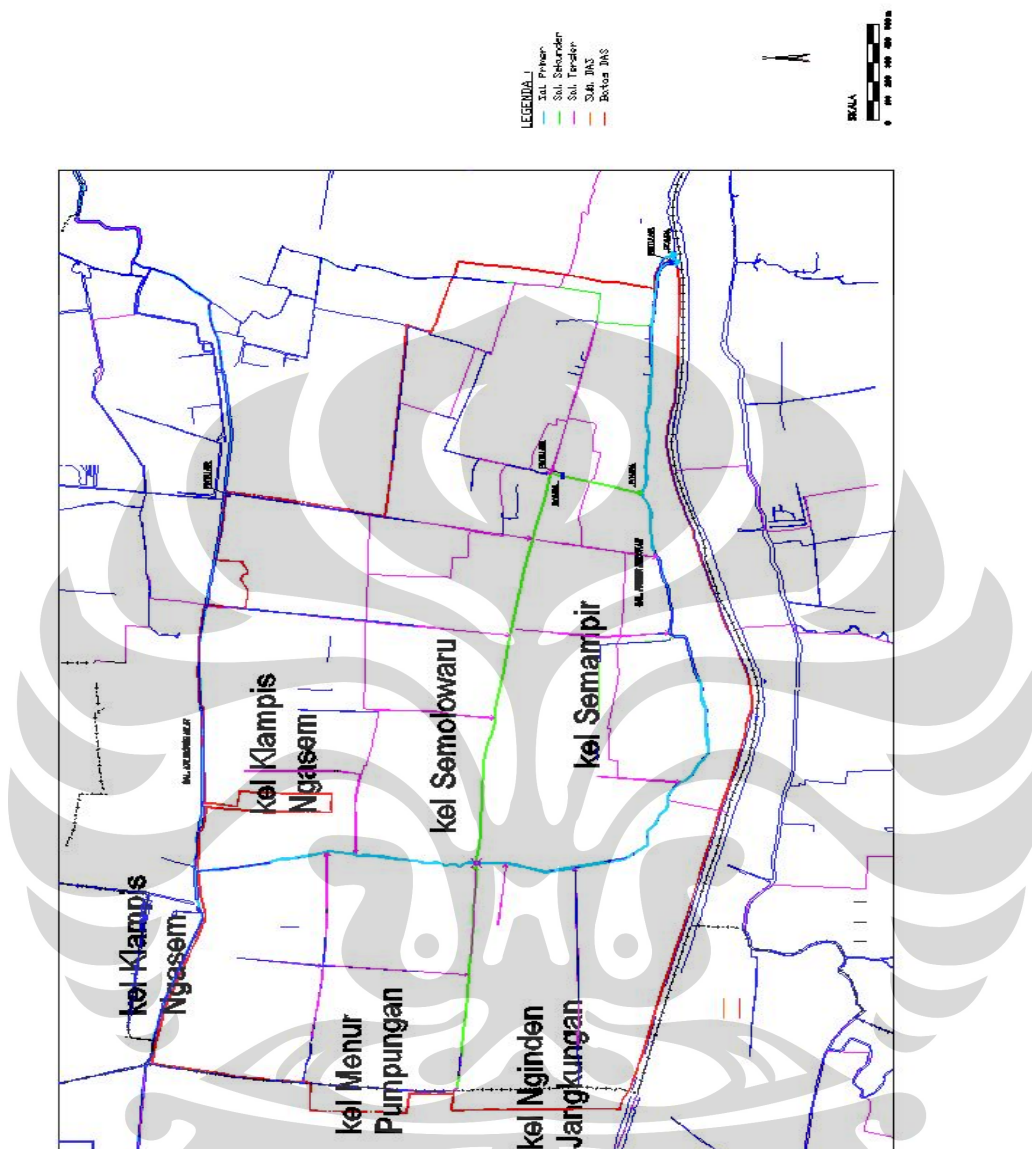
- Data Hidrologi
- Data Tata Guna Lahan
- Data Koefisien Pengaliran
- Data Existing Medokan Semampir
- Data Pasang Surut Air Laut

3.2. TINJAUAN LOKASI

Saluran primer Medokan Semampir merupakan saluran drainase yang menerima limpasan dari daerah pematasan di sekitar saluran Medokan Semampir dan bermuara di kali Wonokromo. Saluran Medokan Semampir terletak di wilayah Surabaya Timur dan memiliki daerah aliran sungai yang berada di beberapa wilayah kelurahan pada kecamatan Sukolilo, diantaranya ialah :

- Kelurahan Menur Pumpungan
- Kelurahan Klampis Ngasem
- Kelurahan Semolowaru
- Kelurahan Semampir
- Kelurahan Nginden Jangkungan

Berikut adalah gambar 3.1. yang menerangkan beberapa wilayah kelurahan yang ada di kecamatan Sukolilo.



Gambar 3.1. Lokasi Kelurahan pada DAS Medokan Semampir

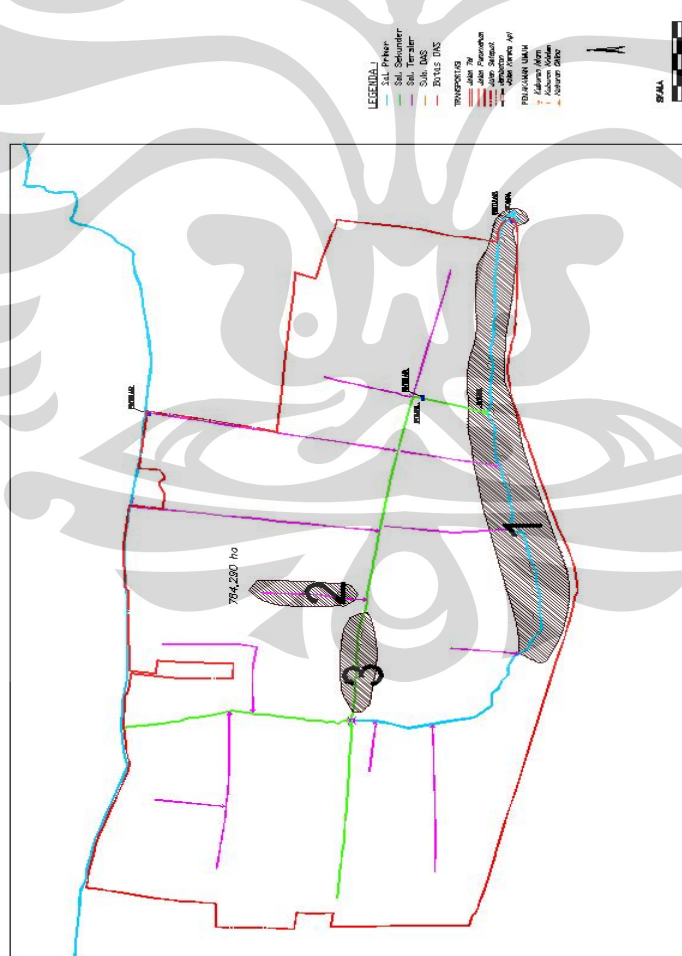
Sumber : Surabaya Drainase Master Plan (SDMP)

Secara umum kondisi topografi pada daerah aliran saluran Medokan Semampir berupa tanah dataran, yang terdiri dari tanah pekarangan, perkampungan, perumahan, persawahan, tambak dan daerah lain yang selalu tergenang, lama genangan antara 2-6 jam dan dengan kedalaman 10-50 sentimeter (*Surabaya Drainase Master Plan / SDMP*).

Kawasan disekitar saluran Medokan Semampir yang ditengarai sering terjadi genangan disaat musim hujan diantaranya adalah :

1. Medokan Semampir dengan luas genangan 70 Ha, tinggi genangan ± 40 cm dan lama genangan 2 jam.
2. Semolowaru Utara dengan luas genangan 11 Ha, tinggi genangan ± 30 cm dan lama genangan 1.5 jam
3. Semolowaru dengan luas genangan 11 Ha, tinggi genangan ± 30 cm dan lama genangan 1.5 jam

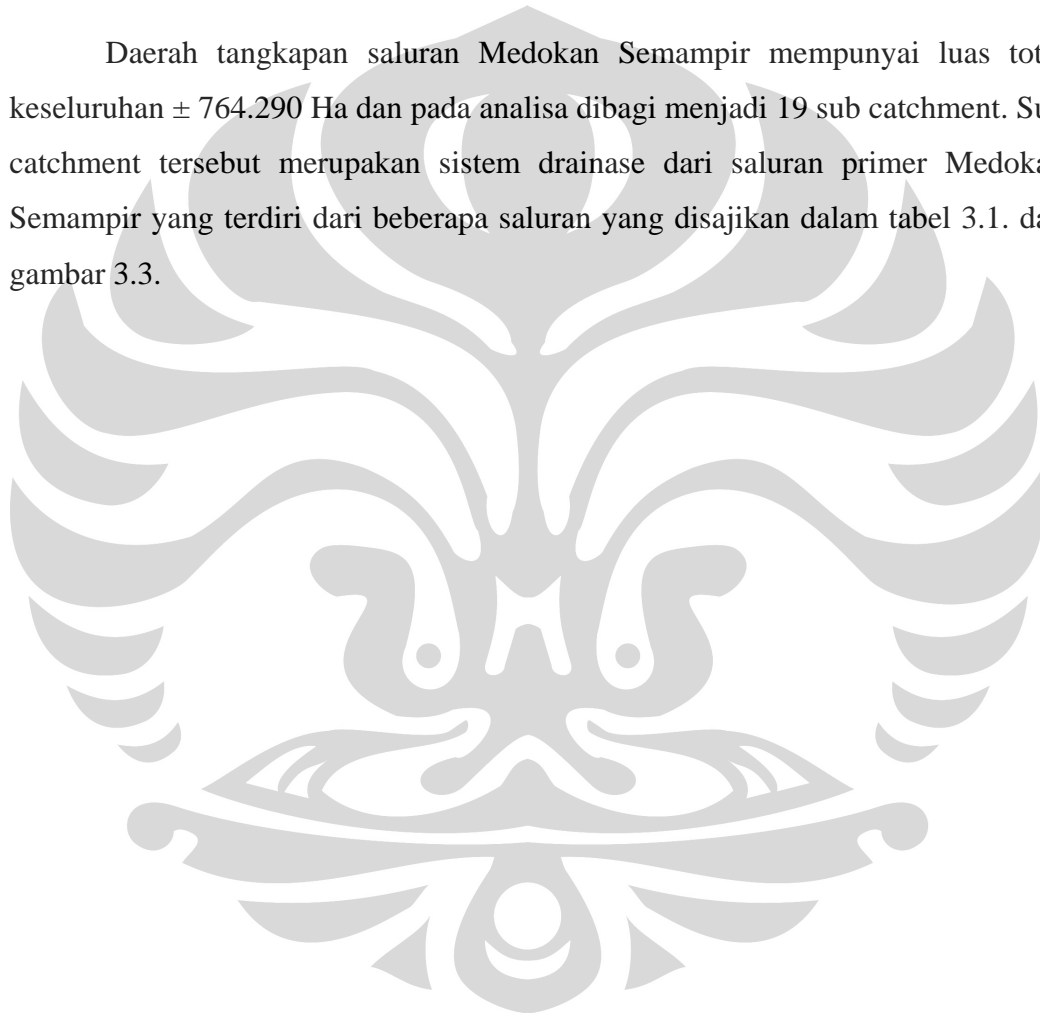
Keadaan seperti diatas diketahui melalui analisa dilapangan dengan berbekal keterangan data dari Surabaya Drainase Master Plan (SDMP) yang dikonfirmasi dengan penduduk setempat. Data genangan disajikan dalam gambar berikut.



Gambar 3.2. Lokasi Genangan Kawasan Medokan Semampir
Sumber : Surabaya Drainase Master Plan (SDMP)

Saluran Medokan Semampir mempunyai panjang sekitar 4980.25 meter dari hulu yang berada di kelurahan Menur Pumpungan hingga pintu air di hilir yang berada di kelurahan Semampir. Pada catchment Medokan Semampir terdapat saluran sekunder Nginden Semolowaru yang memotong saluran primer Medokan Semampir. Saluran Nginden Semolowaru mempunyai panjang sekitar 1085.19 meter dari hulu yang berada di kelurahan Menur Pumpungan hingga pintu air Semolowaru II yang berada di kelurahan Semolowaru.

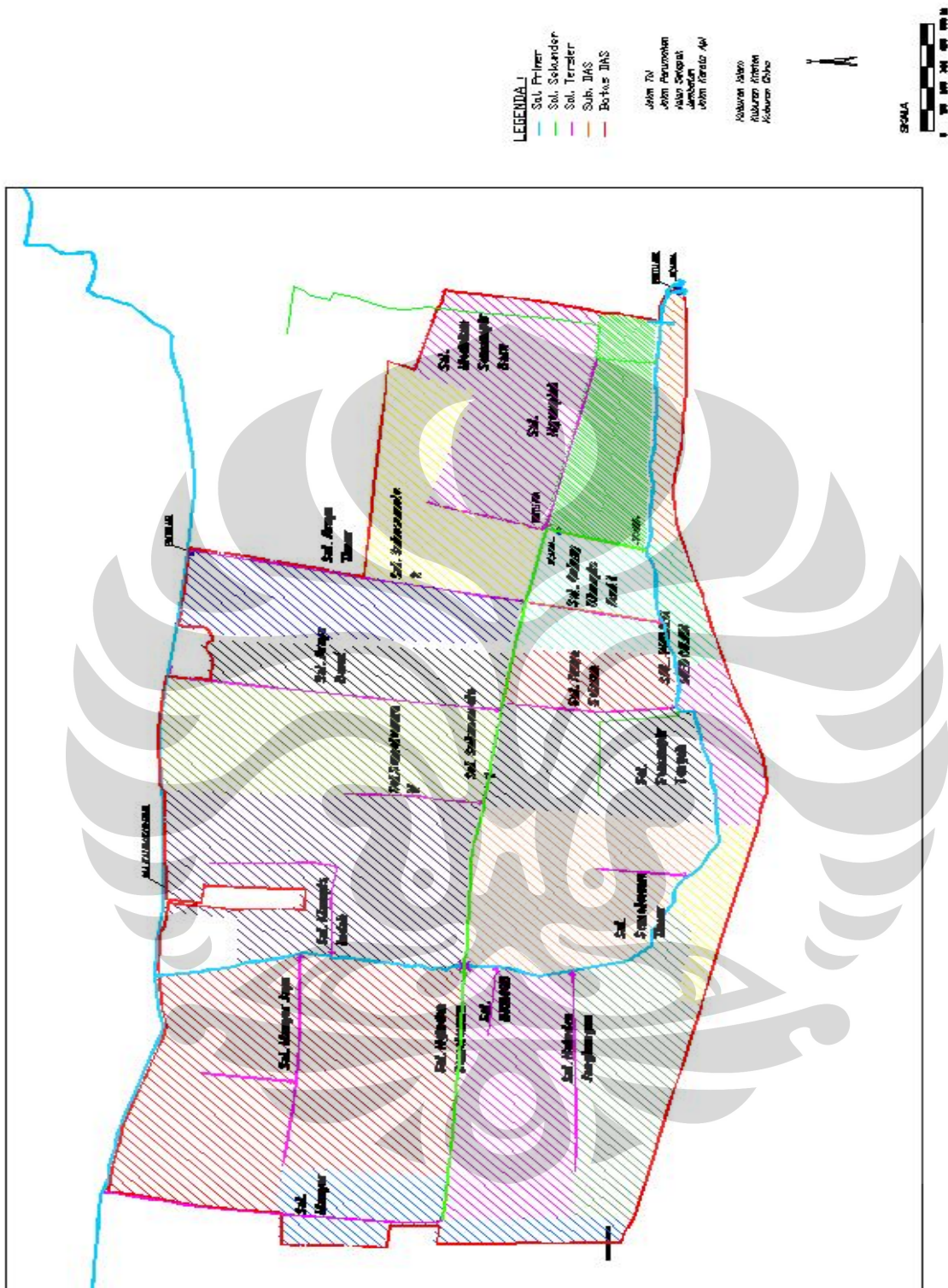
Daerah tangkapan saluran Medokan Semampir mempunyai luas total keseluruhan ± 764.290 Ha dan pada analisa dibagi menjadi 19 sub catchment. Sub catchment tersebut merupakan sistem drainase dari saluran primer Medokan Semampir yang terdiri dari beberapa saluran yang disajikan dalam tabel 3.1. dan gambar 3.3.



Tabel 3.1. Sistem Drainase Saluran Medokan Semampir (Sub Catchment)

No.	NAMA SALURAN	PANJANG (m)	LUAS CATCHMENT (Ha)
	Sal Medokan Semampir	4980.25	
1.	Sal Manyar Jaya	956.46	121.708
2.	Sal Klampis Indah	885.17	85.227
3.	Sal Nginden Intan	107.52	11.999
4.	Sal Semampir 1	162.52	14.297
5.	Sal Semampir 2	99.23	8.895
6.	Sal Semampir 3	65.93	10.425
7.	Sal Medokan Baru	217.52	29.278
8.	Sal Nginden Jangkungan	901.19	51.250
9.	Sal Brimob	306.01	50.738
10.	Sal Semolowaru timur	346.25	54.133
11.	Sal Semampir tengah	650.95	37.925
12.	Sal Araya Selatan	639.94	16.365
13.	Sal Galaxy Klampis	511.03	23.664
	Sal Nginden Semolowaru	1085.19	
14.	Sal Manyar	1284.74	26.836
15.	Sal Semolowaru Utara	534.15	58.315
16.	Sal Araya barat	1331.78	58.315
17.	Sal Araya timur	1301.55	25.361
18.	Sal Sukosemolo II	464.72	36.501
19.	Sal Ngemplak	798.99	39.539

Sumber : Surabaya Drainase Master Plan (SDMP)



Gambar 3.3. Sistem Drainase Saluran dan Sub Catchment Medokan Semampir

Sumber : Surabaya Drainase Master Plan (SDMP)

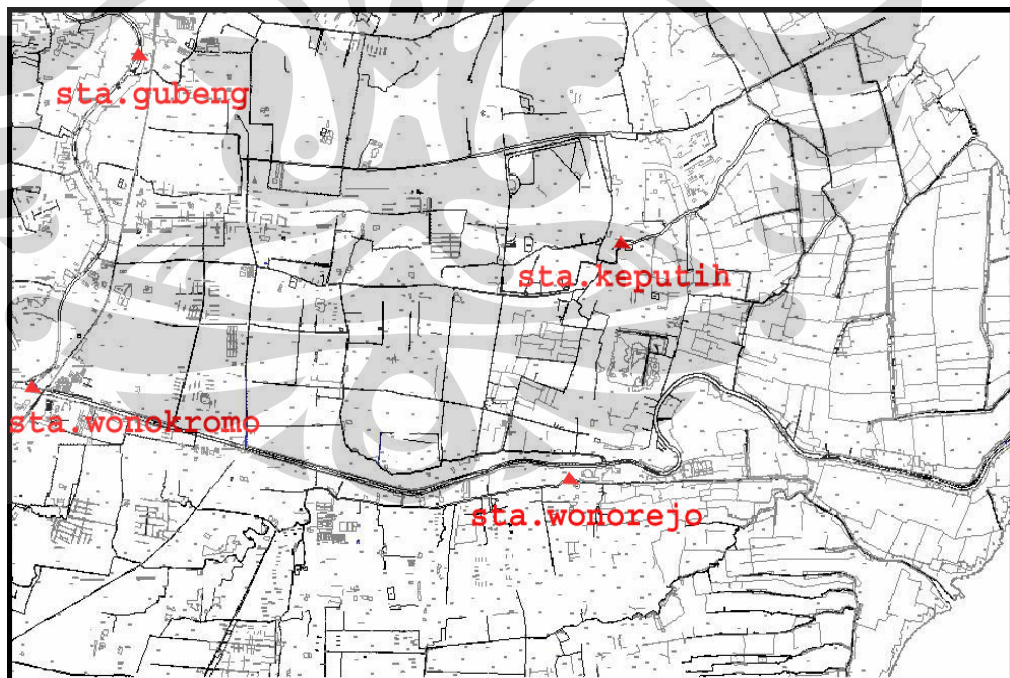
3.3. DATA HIDROLOGI

Data hidrologi merupakan data yang boleh dikatakan paling penting dan menentukan dalam penganalisaan sebab data tersebut merupakan langkah awal perhitungan dalam penganalisaan. Data hidrologi dapat berupa data curah hujan pada daerah yang dianalisa.

Pada *catchment* Medokan Semampir terdapat empat stasiun penakar hujan yang digunakan yakni:

1. Stasiun Wonokromo,
2. Stasiun Wonorejo,
3. Stasiun Gubeng, dan
4. Stasiun Keputih.

Stasiun penakar hujan Wonokromo terletak di Balai PSDA Wonokromo, sedangkan stasiun penakar hujan Wonorejo terletak di dam pintu air saluran Wonorejo. Dilokasi dam karet Gubeng terdapat stasiun penakar hujan Gubeng, dan dilokasi pintu air saluran Kalibokor terdapat stasiun penakar hujan Keputih. Gambar 3.4 berikut adalah peta lokasi stasiun penakar hujan tersebut.



Gambar 3.4. Lokasi Stasiun Penakar Hujan

Sumber : Surabaya Drainase Master Plan (SDMP)

Data curah hujan yang digunakan untuk analisis hidrologi ini diambil dari 4 (empat) pos penakar hujan yaitu Stasiun Wonokromo, Stasiun Wonorejo,

Stasiun Gubeng dan Stasiun Keputih. Pemilihan pemakaian stasiun ini didasarkan atas pertimbangan bahwa lokasi stasiun ini merupakan stasiun yang terdekat dengan *catchment* yang bersangkutan dengan pencatatan lengkap. Data observasi curah hujan yang tersedia pada empat stasiun penakar hujan tersebut adalah selama 56 tahun (Tahun 1950 s / d tahun 2005), data tersebut didapatkan dari SDMP dan Balai PSDA Wonokromo.

Besarnya curah hujan tahunan untuk *catchment* Medokan Semampir yang tercatat pada 4 (empat) stasiun penakar hujan antara tahun 1950-2005 disajikan dalam tabel 3.2.

Tabel 3.2. Data Curah Hujan pada 4 Stasiun Penakar Hujan

Tahun	Stasiun			
	Gubeng	Keputih	Wonorejo	Wonokromo
1950	73	50	99	105
1951	75	70	70	71
1952	96	75	98	104
1953	105	114	60	55
1954	81	145	116	115
1955	116	132	125	118
1956	132	110	92	99
1957	102	120	196	75
1958	78	150	83	89
1959	108	94	78	82
1960	115	101	80	85
1961	123	145	197	73
1962	250	175	169	105
1963	155	91	90	97
1964	86	95	62	58
1965	75	70	60	55
1966	85	53	97	103
1967	53	125	90	97
1968	127	130	50	36
1969	107	93	95	101
1970	105	99	49	34
1971	82	60	49	34
1972	120	105	48	32
1973	115	101	48	32
1974	72	100	52	40
1975	65	67	47	30
1976	76	55	69	70
1977	94	63	77	81
1978	125	110	115	115
1979	145	67	76	80
1980	138	78	117	116
1981	127	114	187	87

1982	182	95	83	89
1983	199	70	83	89
1984	121	65	99	105
1985	101	85	90	97
1986	109	108	85	91
1987	88	100	93	100
1988	75	100	97	103
1989	75	100	152	116
1990	60	70	68	68
1991	87	60	124	118
1992	101	105	90	97
1993	117	95	88	94
1994	63	85	79	84
1995	82	90	84	90
1996	70	85	75	78
1997	120	115	85	91
1998	84	96	90	97
1999	105	96	92	99
2000	93	88	115	115
2001	120	103	200	69
2002	170	123	115	115
2003	68	102	76	80
2004	86	58	85	91
2005	89	78	85	91

Sumber : Surabaya Drainase Master Plan (SDMP) dan Balai PSDA Wonokromo.

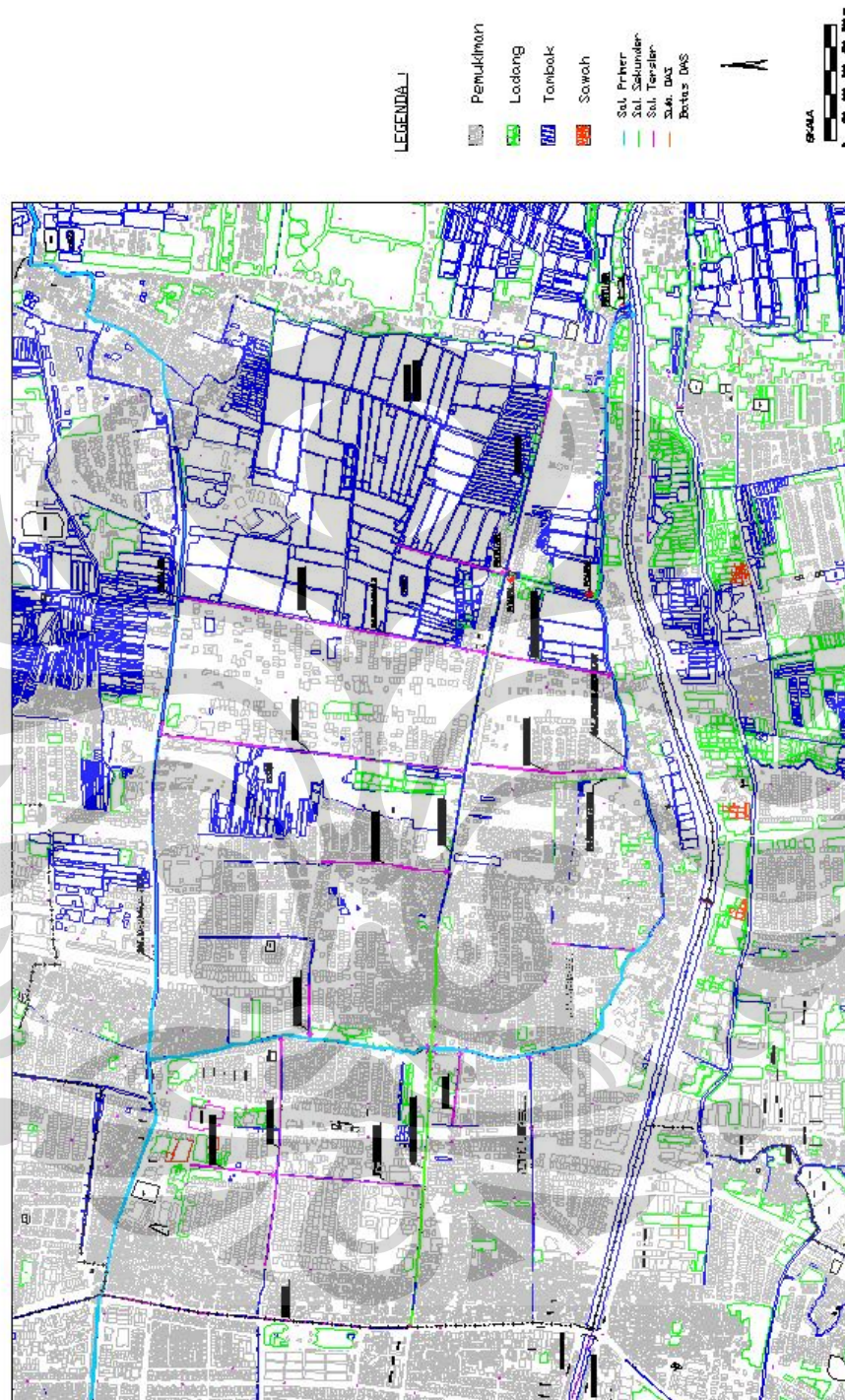
PSAWS. Buntung Paketingan

3.4. DATA TATA GUNA LAHAN

Yang dimaksud dengan tata guna lahan adalah situasi atau peta yang menggambarkan pola penggunaan atau pemanfaatan lahan daerah rencana yang mencakup kondisi existing dan rencana pengembangan sesuai dengan pengembangan di wilayah tersebut.

Kajian tata guna lahan pada rencana pengembangan drainase di kawasan Medokan Semampir-Surabaya Timur didasarkan pada *Master Plan Drainase Surabaya (SDMP)* yang diterbitkan oleh pemerintah kota Surabaya.

Kajian tata guna lahan ini merupakan salah satu *variable* yang sangat berpengaruh terhadap debit run-off dan koefisien aliran, apalagi di kawasan Medokan Semampir yang merupakan daerah pemukiman dan industri, serta ditunjang oleh kondisi topografi yang tidak merata. Gambar 3.2. berikut adalah penggunaan lahan di *catchment* Medokan Semampir.



Gambar 3.5. Peta Penggunaan Lahan Kawasan Medokan Semampir

Sumber : Surabaya Drainase Master Plan (SDMP)

3.5. DATA KOEFISIEN PENGALIRAN

Koefisien Pengaliran (Koefisien run off) adalah perbandingan besarnya aliran permukaan terhadap intensitas curah hujan. Koefisien run off bergantung pada tata guna lahan daerah aliran dan jenis tanah.

Koefisien pengaliran untuk *catchment* Medokan Semampir diambil $C=0.6$ berdasarkan lahan yang digunakan yaitu sebagai pemukiman /perumahan. Berikut adalah tabel Koefisien Pengaliran (Tabel 3.3):

Tabel 3.3. Koefisien Pengaliran

No.	Type daerah aliran	Harga C
1.	Perumputan :	
	Tanah pasir, datar, 2%	0.05 – 0.10
	Tanah pasir, rata-rata 2-7%	0.10 – 0.15
	Tanah pasir, curam, 7%	0.15 – 0.20
	Tanah gemuk, datar, 2%	0.13 – 0.17
	Tanah gemuk, rata-rata 2-7%	0.18 – 0.22
	Tanah gemuk, curam, 7%	0.25 – 0.35
2.	Business :	
	Daerah kota lama	0.75 – 0.95
	Daerah pinggiran	0.50 – 0.70
3.	Perumahan :	
	Daerah “single family”	0.30 – 0.50
	“multy units”, terpisah-pisah	0.40 – 0.60
	“multy units”, tertutup	0.60 – 0.75
	“suburban”	0.25 – 0.40
	Daerah rumah-rumah apartemen	0.50 – 0.70
4.	Pertamanan, kuburan	0.10 – 0.25
5.	Tempat bermain	0.20 – 0.35
6.	Halaman kereta api	0.20 – 0.40
7.	Daerah yang tidak dikerjakan	0.10 – 0.30

Sumber : I.Subarkah, *Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air*, hal 55

3.6. DATA PASANG SURUT AIR LAUT

Surabaya merupakan daerah dataran rendah dan oleh karena itu, kemampuan jaringan pematusannya dipengaruhi oleh kondisi batas hilir (elevasi laut), kondisi terburuk adalah apabila hujan yang terjadi bersamaan dengan pasang air laut, dan kondisi ini harus diperhitungkan dalam perencanaan drainase yang bermuara ke laut. Oleh karena itu dalam analisa perlu mempertimbangkan kombinasi antara banjir dan pasang surut air laut.

Data pasang surut muka air laut ini digunakan untuk mengetahui sejauh mana pengaruhnya tinggi muka air kali Wonokromo terhadap kinerja saluran Medokan Semampir.

Data pasang surut yang dipakai berikut ini berdasarkan referensi *Soerabaja Haven Vleod Peil (SHVP)* dimana + 0.00 m SHVP dikonversikan sama dengan + 2.7 LWS (Loag Water Stand) dan + 1.22 GW (*Germiddelde Water*), datum yang digunakan untuk semua pengukuran adalah datum Air Rendah Purnama (ARP = LWS), dengan elevasi *Benchmarks (BM)* yang diperoleh dari Dinas Tata Kota KMS yang dapat dilihat pada tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4. Konversi Pasang Surut Air Laut

ELEVASI	SHVP (m)	ARP (LWS) (m)	GW (m)
Pasang Tertinggi	+ 0.52	+ 3.22	+ 1.74
Datum SHVP	+ 0.00	+ 2.70	+ 1.22
Pasang yang sering terjadi	- 0.57	+ 2.13	+ 0.65
Pasang rata-rata	- 1.22	+1.48	+ 0.00
Surut yang sering terjadi	- 1.82	+ 0.88	- 0.66
Datum ARP	- 2.70	+ 0.00	- 1.48
Surut Terendah	- 2.72	- 0.02	- 1.50

Sumber :

1. *Surabaya Drainage Master Plan (SDMP)*

2. *Feasibility Study on Extension of Kali Surabaya River Improvement Project, Nikken Consultants, Juni 1979.*

BAB IV

METODOLOGI

Metode yang dilakukan dalam melakukan dalam penyusunan Skripsi ini adalah:

1. Tinjauan Lapangan

Yaitu melakukan *survey* lapangan di kawasan studi dengan tujuan untuk mengetahui sejauh mana kondisi di lokasi sistem drainase dan sekitarnya. Kondisi lokasi yang dijadikan studi adalah dimensi saluran sekunder dan primer. Kegiatan ini dilakukan untuk mengetahui dan membuat analisa kapasitas saluran, serta mengetahui kendala apa saja yang mungkin akan menghambat penanggulangan banjir, operasional pintu air, pompa dan pemeliharaan saluran.

2. Study Literatur

Yaitu memahami teori-teori (hidrologi, hidrolika) yang berkaitan dengan perencanaan pematasan kota yang kemudian dijadikan dasar analisa.

3. Pengumpulan data

Merupakan kegiatan mengumpulkan data-data yang diperlukan dalam analisa sistem drainase yang berasal dari Pemkot Surabaya maupun sumber-sumber lain.

Adapun data-data tersebut meliputi :

a. Peta Topografi

Peta Topografi sangatlah diperlukan dalam hal ini guna untuk mengetahui dan menganalisa antara lain :

- Keadaan saluran yang dianalisa.
- Mengetahui luas daerah DAS.

b. Data Curah Hujan

Data tersebut berguna untuk mengetahui data hujan rata-rata tiap stasiun hujan yang pada akhirnya diketahui data hujan maksimal.

c. Data Debit

Data tersebut berguna untuk mengetahui debit air yang ada pada saluran yang akan dianalisa.

d. Data pasang surut air laut

Data tersebut digunakan untuk mengetahui kenaikan gelombang air laut tertinggi dan terendah pada waktu-waktu tertentu.

e. Data Kapasitas Pompa

Data tersebut digunakan untuk mengetahui kapasitas maksimum pompa dalam pengambilan air.

4. Penyusunan konsep dan pengolahan data

1) Perhitungan analisa hidrologi

a. Analisa hujan rata-rata DAS menggunakan data hujan empat stasiun hujan. Yaitu, stasiun Wonokromo, Wonorejo, Gubeng dan Keputih.

b. Perhitungan parameter statistik menggunakan Distribusi Pearson Type III, Log Pearson Type III, distribusi Log Normal.

c. Uji kecocokan distribusi menggunakan Uji Chi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov.

d. Perhitungan Hujan Rencana

e. Perhitungan Intensitas Hujan (I) dengan rumus Mononobe

f. Perhitungan Debit Banjir Rencana (Q_5 tahun)

2) Analisa hidrolika (HEC-RAS).

a. Pemodelan saluran

b. Input *cross section*

c. Input debit

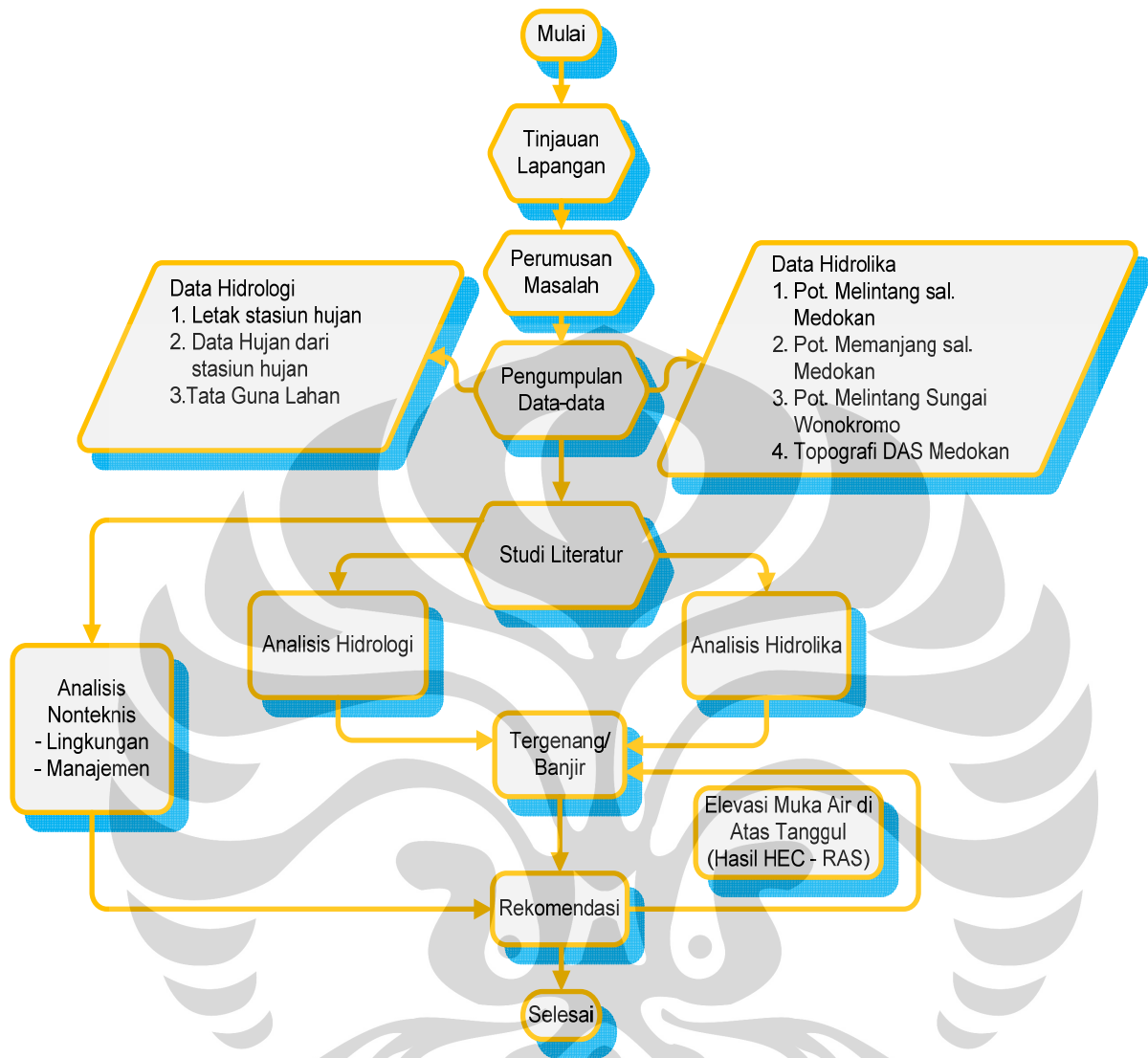
d. Input data bangunan

e. *Running process*

f. *Output/hasil*

5. Kesimpulan dan Rekomendasi

Diagram Alir Pengerjaan Skripsi



Gambar 4.1. Diagram Alir Pengerjaan Skripsi

BAB V

ANALISA HIDROLOGI DAN HIDROLIKA

5.1.UMUM

Analisa hidrologi merupakan langkah awal dalam perencanaan konstruksi bangunan air untuk mengetahui besarnya debit yang akan dialirkan sehingga dapat ditentukan dimensi bangunan air secara ekonomis. Besar debit yang dipakai sebagai dasar perencanaan adalah debit rancangan yang didapat dari debit hujan rencana pada periode ulang tertentu. Namun dalam hal ini analisa hidrologi dilakukan untuk mendapatkan debit banjir rencana pada saluran yang dianalisa yang kemudian dilakukan analisa hidrolika (HEC-RAS).

Untuk mendapatkan hasil tersebut, data awal yang dimiliki (data curah hujan pada tabel 3.5) akan melalui tahapan pemrosesan antara lain :

- Analisa frekuensi
- Uji Parameter Statistik
- Uji Distribusi
- Uji Kesesuaian Distribusi
- Perhitungan Hujan Rencana
- Perhitungan Debit Banjir Rencana

5.2.ANALISA FREKUENSI

Analisa frekuensi adalah analisa mengenai pengulangan suatu kejadian untuk menetapkan besarnya hujan atau debit periode ulang tertentu dengan menggunakan metode perhitungan statistik, atau dengan kata lain sebelum menggunakan distribusi yang akan digunakan dalam menghitung hujan rencana maka perlu dilakukan perhitungan analisa frekuensi. Periode ulang diartikan sebagai waktu yang diduga, dimana hujan atau debit dengan bersamaan tertentu akan disamai atau dilampaui sekali dalam jangka waktu tersebut. Jadi tidak ada pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap periode ulang tertentu. Analisa ini dapat dilakukan dengan data yang diperoleh dari pengamatan, baik data hujan dan data debit. Analisa frekuensi ini didasarkan pada sifat statistik dari data yang tersedia untuk

memperoleh probabilitas yang dipakai, distribusi dari variable acak kontinyu (*countinuous random variable*) diantaranya :

- Distribusi Pearson Type III
- Distribusi Log Pearson Type III
- Distribusi Normal
- Distribusi log Normal
- Distribusi Gumbel

5.3. UJI PARAMETER STATISTIK

Sebelum dilakukan perhitungan distribusi probabilitas dari data yang tersedia, dilakukan uji parameter statistik terlebih dahulu terhadap data yang ada. Sebab masing-masing distribusi yang telah disebutkan diatas memiliki sifat-sifat khas sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing tersebut. Pemilihan distribusi yang tidak tepat dapat menyebabkan kesalahan perkiraan yang mungkin cukup besar baik *over estimated* maupun *under estimated* yang keduanya tidak diinginkan.

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

- \bar{R} : nilai rata-rata hitung
- σ atau sd : deviasi standar
- Cv : koefisien variasi
- Ck : koefisien ketajaman
- Cs : koefisien kemencengan

Dimana setiap parameter statistik tersebut dicari berdasarkan rumus :

- Nilai rata-rata (Mean) :

$$\bar{R} = \frac{\sum R}{N} \dots\dots\dots(5.1)$$

- Deviasi standart (Standart Deviation) :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (R - \bar{R})^2}{N - 1}} \dots\dots\dots(5.2)$$

- Koefisien variasi (Coefficien of Vareation) :

$$Cv = \frac{s}{R} \dots\dots\dots(5.3)$$

- Koefisien kemencengan (Coefficient of Skewness) :

$$Cs = \frac{\sum (R - \bar{R})^3 \cdot N}{(N - 1)(N - 2)s^3} \dots\dots\dots(5.4)$$

- Koefisien ketajaman (Coefficient of Kurtosis) :

$$Ck = \frac{\sum (R - \bar{R})^4 \cdot N^2}{(N - 1)(N - 2)(N - 3)s^4} \dots\dots\dots(5.5)$$

Keterangan :

R = data dari sample

\bar{R} = nilai rata-rata hitung

N = jumlah pengamatan

Adapun sifat-sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis adalah sebagai berikut:

- Distribusi Pearson type III mempunyai harga Cs dan Ck yang fleksibel
- Distribusi Log Normal mempunyai harga $Cs > 0$
- Distribusi Log Pearson type III mempunyai harga Cs antara $0 < Cs < 9$
- Distribusi Normal mempunyai harga $Cs = 0$ dan $Ck = 3$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $Cs = 1.139$ dan $Ck = 5.402$

PERHITUNGAN UJI PARAMETER STATISTIK

Data yang digunakan adalah data curah hujan yang terdapat pada tabel 5.1. Pada tabel tersebut disajikan data curah hujan yang terdapat pada empat stasiun penakar hujan. Dalam hal ini untuk melakukan uji parameter statistik, data curah hujan tersebut diambil rata-ratanya pertahun (R) dan kemudian dilakukan pengurutan data dari yang terbesar hingga yang terkecil. Dari hasil pengurutan tersebut dihitung (\bar{R}) dengan menggunakan persamaan 3.1 sehingga didapat $\bar{R} = 94.71$ mm. Kemudian dilakukan perhitungan $(R - \bar{R})^2$, $(R - \bar{R})^3$, dan $(R - \bar{R})^4$. Hasil perhitungan dari persamaan tersebut dapat dilihat pada tabel 5.1.a dan tabel 5.1.b.

Universitas Indonesia

**Tabel 5.1.a.Perhitungan Parameter Statistik Curah Hujan Rata-rata
Daerah Harian Maksimum**

<i>Tahun</i>	R	$R - \bar{R}$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
1962	174.79	80	6400	512000	40960000
1961	134.54	39	1521	59319	2313441
2002	130.76	36	1296	46656	1679616
1981	128.67	33	1089	35937	1185921
1957	123.15	28	784	21952	614656
2001	122.91	28	784	21952	614656
1955	122.84	28	784	21952	614656
1978	116.26	21	441	9261	194481
1954	114.37	19	361	6859	130321
1980	112.23	17	289	4913	83521
1982	112.18	17	289	4913	83521
1989	110.66	15	225	3375	50625
1983	110.18	15	225	3375	50625
1956	108.14	13	169	2197	28561
1963	108.13	13	169	2197	28561
1997	102.77	8	64	512	4096
2000	102.76	8	64	512	4096
1958	99.93	5	25	125	625
1969	99.10	4	16	64	256
1993	98.60	3	9	27	81
1986	98.27	3	9	27	81
1992	98.13	3	9	27	81
1999	97.72	3	9	27	81
1984	97.47	2	4	8	16
1991	97.29	2	4	8	16
1960	95.26	0	0	0	0
1987	95.13	0	0	0	0
1988	93.80	-1	1	-1	1
1952	93.26	-2	4	-8	16
1985	93.13	-2	4	-8	16
1979	91.94	-3	9	-27	81
1998	91.51	-4	16	-64	256
1967	91.13	-4	16	-64	256
1959	90.61	-5	25	-125	625
1995	86.48	-9	81	-729	6561
1968	85.87	-9	81	-729	6561
2005	85.77	-9	81	-729	6561

**Tabel 5.1.b. Perhitungan Parameter Statistik Curah Hujan Rata-rata
Daerah Harian Maksimum**

Tahun	R	$R - \bar{R}$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
1966	84.55	-11	121	-1331	14641
1953	83.50	-12	144	-1728	20736
1950	81.72	-13	169	-2197	28561
2003	81.44	-14	196	-2744	38416
2004	80.02	-15	225	-3375	50625
1977	78.78	-16	256	-4096	65536
1994	77.69	-18	324	-5832	104976
1996	77.10	-18	324	-5832	104976
1972	76.37	-19	361	-6859	130321
1964	75.36	-20	400	-8000	160000
1973	74.12	-21	441	-9261	194481
1970	71.87	-23	529	-12167	279841
1951	71.55	-24	576	-13824	331776
1990	67.42	-28	784	-21952	614656
1974	66.53	-29	841	-24389	707281
1976	66.09	-29	841	-24389	707281
1965	65.00	-30	900	-27000	810000
1971	56.37	-39	1521	-59319	2313441
1975	52.37	-43	1849	-79507	3418801
	5303.63		26159	441909	58759871

Perhitungan parameter statistik untuk data diatas adalah :

$$\bar{R} = \frac{\sum x}{N} = \frac{5303.63}{56} = 94.71$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (R - \bar{R})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{26159}{56 - 1}} = 21.81$$

$$Cs = \frac{\sum (R - \bar{R})^3 \cdot N}{(N - 1)(N - 2)s^3} = \frac{(441909)(56)}{(56 - 1)(56 - 2)(21.81)^3} = 0.8$$

$$Ck = \frac{\sum (R - \bar{R})^4 \cdot N^2}{(N - 1)(N - 2)(N - 3)s^4} = \frac{(58759871)(56^2)}{(56 - 1)(56 - 2)(56 - 3)(21.81^3)} = 5.04$$

$$Cv = \frac{s}{\bar{R}} = \frac{21.81}{94.71} = 0.23$$

Dari persamaan 5.2, 5.3, 5.4, dan persamaan 5.5 dapat dihitung nilai Sd , Cv , Cs , dan Ck sehingga didapatkan hasil perhitungan seperti pada tabel 5.2. berikut.

Tabel 5.2. Hasil Perhitungan Awal Data Parameter Statistik

Data	Hasil	Parameter Statistik Distribusi				
		Normal	Gumbel	Pearson Type III	Log Pearson Type III	Log Normal
\bar{R}	94.71					
s	21.81					
Cs	0.80	0	1.139	Fleksibel	$0 < Cs < 9$	$Cs > 0$
Ck	5.04	3	5.402	Fleksibel		$Ck > 0$
Cv	0.23					

Berdasarkan hasil perhitungan diatas diperoleh harga $Cs = 0.80$ dan $Ck = 5.04$ dengan memperhatikan parameter statistik tersebut dapat diasumsikan distribusi data tersebut memenuhi dengan distribusi *Pearson Type III*, distribusi *Log Pearson Type III* dan distribusi *Log Normal*.

5.4. PERHITUNGAN UJI DISTRIBUSI

5.4.1. METODE DISTRIBUSI PEARSON TYPE III

Untuk perhitungan dengan menggunakan metode distribusi Pearson Type III, tidak berbeda dengan perhitungan awal data parameter statistik. Sebab persamaan yang dipakai adalah sama sehingga hasil dari perhitungan pun sama.

Untuk lebih jelasnya hasil dari perhitungan dengan menggunakan metode Pearson Type III dapat dilihat pada tabel 5.3.a dan tabel 5.3.b.

Tabel 5.3.a.

Metode Distribusi Pearson Type III

Jumlah data	tahun	R	P	$(R - \bar{R})$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
1	1962	174.79	0.02	80	6400	512000	40960000
2	1961	134.54	0.04	39	1521	59319	2313441
3	2002	130.76	0.05	36	1296	46656	1679616
4	1981	128.67	0.07	33	1089	35937	1185921
5	1957	123.15	0.09	28	784	21952	614656
6	2001	122.91	0.11	28	784	21952	614656
7	1955	122.84	0.12	28	784	21952	614656
8	1978	116.26	0.14	21	441	9261	194481
9	1954	114.37	0.16	19	361	6859	130321
10	1980	112.23	0.18	17	289	4913	83521
11	1982	112.18	0.19	17	289	4913	83521
12	1989	110.66	0.21	15	225	3375	50625
13	1983	110.18	0.23	15	225	3375	50625
14	1956	108.14	0.25	13	169	2197	28561
15	1963	108.13	0.26	13	169	2197	28561
16	1997	102.77	0.28	8	64	512	4096
17	2000	102.76	0.30	8	64	512	4096
18	1958	99.93	0.32	5	25	125	625
19	1969	99.10	0.33	4	16	64	256
20	1993	98.60	0.35	3	9	27	81
21	1986	98.27	0.37	3	9	27	81
22	1992	98.13	0.39	3	9	27	81
23	1999	97.72	0.40	3	9	27	81
24	1984	97.47	0.42	2	4	8	16
25	1991	97.29	0.44	2	4	8	16
26	1960	95.26	0.46	0	0	0	0
27	1987	95.13	0.47	0	0	0	0
28	1988	93.80	0.49	-1	1	-1	1
29	1952	93.26	0.51	-2	4	-8	16
30	1985	93.13	0.53	-2	4	-8	16
31	1979	91.94	0.54	-3	9	-27	81
32	1998	91.51	0.56	-4	16	-64	256
33	1967	91.13	0.58	-4	16	-64	256
34	1959	90.61	0.60	-5	25	-125	625
35	1995	86.48	0.61	-9	81	-729	6561
36	1968	85.87	0.63	-9	81	-729	6561
37	2005	85.77	0.65	-9	81	-729	6561
38	1966	84.55	0.67	-11	121	-1331	14641
39	1953	83.50	0.68	-12	144	-1728	20736
40	1950	81.72	0.70	-13	169	-2197	28561
41	2003	81.44	0.72	-14	196	-2744	38416
42	2004	80.02	0.74	-15	225	-3375	50625
43	1977	78.78	0.75	-16	256	-4096	65536
44	1994	77.69	0.77	-18	324	-5832	104976
45	1996	77.10	0.79	-18	324	-5832	104976

Tabel 5.3.b. Metode Distribusi Pearson Type III

Jumlah data	tahun	R	P	$(R - \bar{R})$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
46	1972	76.37	0.81	-19	361	-6859	130321
47	1964	75.36	0.82	-20	400	-8000	160000
48	1973	74.12	0.84	-21	441	-9261	194481
49	1970	71.87	0.86	-23	529	-12167	279841
50	1951	71.55	0.88	-24	576	-13824	331776
51	1990	67.42	0.89	-28	784	-21952	614656
52	1974	66.53	0.91	-29	841	-24389	707281
53	1976	66.09	0.93	-29	841	-24389	707281
54	1965	65.00	0.95	-30	900	-27000	810000
55	1971	56.37	0.96	-39	1521	-59319	2313441
56	1975	52.37	0.98	-43	1849	-79507	3418801
		5303.63			26159	441909	58759871

Perhitungan parameter statistik untuk data diatas adalah :

$$\bar{R} = \frac{\sum x}{N} = \frac{5303.63}{56} = 94.71$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum (R - \bar{R})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{26159}{56 - 1}} = 21.81$$

$$Cs = \frac{\sum (R - \bar{R})^3 \cdot N}{(N - 1)(N - 2)s^3} = \frac{(441909)(56)}{(56 - 1)(56 - 2)(21.81)^3} = 0.8$$

$$Ck = \frac{\sum (R - \bar{R})^4 \cdot N^2}{(N - 1)(N - 2)(N - 3)s^4} = \frac{(58759871)(56^2)}{(56 - 1)(56 - 2)(56 - 3)(21.81^3)} = 5.04$$

$$Cv = \frac{s}{\bar{R}} = \frac{21.81}{94.71} = 0.23$$

Setelah dihasilkan parameter dengan menggunakan metode distribusi tersebut diatas maka selanjutnya dihitung hujan rencana dengan periode ulang tertentu menggunakan persamaan 2.7. Dengan menggunakan curah hujan rata-rata $\bar{R} = 94.71$ mm dan standar deviasi $Sd = 21.81$ serta nilai faktor distribusi (K) yang berpatokan pada $Cs = 0.8$, maka curah hujan harian maksimum periode ulang tertentu (R_t) dapat dihitung. Hasil dari perhitungan disajikan pada tabel 5.4

Tabel 5.4 Hasil Perhitungan Distribusi Pearson Type III

Periode ulang (T)	curah hujan rata-rata	standar deviasi (Sd)	faktor distribusi (K)	hujan harian maks (Rt)
1	94.71	21.81	-0.436	85.20
2	94.71	21.81	-0.132	91.83
5	94.71	21.81	0.780	111.72
10	94.71	21.81	1.336	123.85
25	94.71	21.81	1.998	138.29
50	94.71	21.81	2.453	327.03

5.4.2. METODE DISTRIBUSI LOG PEARSON TYPE III

Bentuk distribusi Log Pearson Type III merupakan transformasi dari distribusi Pearson Type III dengan menggantikan variant menjadi nilai logaritmik. Cara perhitungannya pun tidak jauh berbeda yaitu dengan mengurutkan data curah hujan rata-rata dari stasiun yang ada dari yang terbesar hingga yang terkecil (R) kemudian dilogaritmikan ($\text{Log } R$).

Hasil dari logaritmik data curah hujan yang telah diurutkan lalu dihitung ($\text{Log } \bar{R}$) dengan menggunakan persamaan 2.8 sehingga didapat $\text{Log } \bar{R} = 1.97$ mm. Kemudian dilakukan perhitungan ($\text{Log } R - \text{Log } \bar{R}$)², ($\text{Log } R - \text{Log } \bar{R}$)³. Hasil perhitungan dari persamaan tersebut dapat dilihat pada tabel 4.5.a. dan tabel 5.5.b.

Tabel 5.5.a.

Metode Distribusi Log Pearson Type III

Jumlah data	tahun	R	$LogR$	$LogR - LogR$	$(LogR - LogR)^2$	$(LogR - LogR)^3$
1	1962	174.79	2.2425	0.28	0.076731	0.02125496
2	1961	134.54	2.1288	0.16	0.026680	0.00435783
3	2002	130.76	2.1165	0.15	0.022795	0.00344163
4	1981	128.67	2.1095	0.14	0.020729	0.00298452
5	1957	123.15	2.0904	0.12	0.015610	0.00195022
6	2001	122.91	2.0896	0.12	0.015395	0.00191020
7	1955	122.84	2.0893	0.12	0.015337	0.00189930
8	1978	116.26	2.0654	0.10	0.009988	0.00099813
9	1954	114.37	2.0583	0.09	0.008615	0.00079961
10	1980	112.23	2.0501	0.08	0.007155	0.00060523
11	1982	112.18	2.0499	0.08	0.007126	0.00060151
12	1989	110.66	2.0440	0.08	0.006158	0.00048323
13	1983	110.18	2.0421	0.08	0.005868	0.00044948
14	1956	108.14	2.0340	0.07	0.004688	0.00032103
15	1963	108.13	2.0340	0.07	0.004686	0.00032075
16	1997	102.77	2.0119	0.05	0.002149	0.00009959
17	2000	102.76	2.0118	0.05	0.002147	0.00009947
18	1958	99.93	1.9997	0.03	0.001169	0.00003998
19	1969	99.10	1.9961	0.03	0.000935	0.00002858
20	1993	98.60	1.9939	0.03	0.000806	0.00002288
21	1986	98.27	1.9924	0.03	0.000724	0.00001948
22	1992	98.13	1.9918	0.03	0.000692	0.00001821
23	1999	97.72	1.9900	0.02	0.000600	0.00001468
24	1984	97.47	1.9889	0.02	0.000546	0.00001276
25	1991	97.29	1.9880	0.02	0.000508	0.00001146
26	1960	95.26	1.9789	0.01	0.000179	0.00000240
27	1987	95.13	1.9783	0.01	0.000164	0.00000211
28	1988	93.80	1.9722	0.01	0.000045	0.00000030
29	1952	93.26	1.9697	0.00	0.000018	0.00000007
30	1985	93.13	1.9691	0.00	0.000013	0.00000005
31	1979	91.94	1.9635	0.00	0.000004	-0.00000001
32	1998	91.51	1.9615	0.00	0.000016	-0.00000007
33	1967	91.13	1.9597	-0.01	0.000034	-0.00000020
34	1959	90.61	1.9572	-0.01	0.000069	-0.00000058
35	1995	86.48	1.9369	-0.03	0.000818	-0.00002340
36	1968	85.87	1.9338	-0.03	0.001003	-0.00003176
37	2005	85.77	1.9333	-0.03	0.001036	-0.00003332
38	1966	84.55	1.9271	-0.04	0.001475	-0.00005663
39	1953	83.50	1.9217	-0.04	0.001920	-0.00008414
40	1950	81.72	1.9123	-0.05	0.002827	-0.00015032
41	2003	81.44	1.9109	-0.05	0.002987	-0.00016325
42	2004	80.02	1.9032	-0.06	0.003883	-0.00024201
43	1977	78.78	1.8964	-0.07	0.004773	-0.00032978
44	1994	77.69	1.8904	-0.08	0.005648	-0.00042451
45	1996	77.10	1.8871	-0.08	0.006155	-0.00048288

Tabel 5.5.b. Metode Distribusi Log Pearson Type III

Jumlah data	tahun	R	LogR	LogR - LogR	(LogR - LogR) ²	(LogR - LogR) ³
46	1972	76.37	1.8829	-0.08	0.006817	-0.00056291
47	1964	75.36	1.8771	-0.09	0.007812	-0.00069052
48	1973	74.12	1.8700	-0.10	0.009131	-0.00087249
49	1970	71.87	1.8566	-0.11	0.011867	-0.00129273
50	1951	71.55	1.8546	-0.11	0.012303	-0.00136468
51	1990	67.42	1.8288	-0.14	0.018695	-0.00255626
52	1974	66.53	1.8230	-0.14	0.020296	-0.00289148
53	1976	66.09	1.8202	-0.15	0.021129	-0.00307117
54	1965	65.00	1.8129	-0.15	0.023284	-0.00355301
55	1971	56.37	1.7511	-0.21	0.045980	-0.00985933
56	1975	52.37	1.7190	-0.25	0.060742	-0.01497038
			110.0684		0.528961	-0.00095813

Perhitungan parameter statistik untuk data diatas adalah :

$$\overline{\text{LogR}} = \frac{\sum \log R}{N} = \frac{110.0684}{56} = 1.97$$

$$\overline{\text{Sd log R}} = \sqrt{\frac{\sum (\log R - \overline{\log R})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{0.528961}{56-1}} = 0.098 = 0.10$$

$$C_s = \frac{N \cdot \sum (\log R - \overline{\log R})^3}{(N-1) \cdot (N-2) \cdot (\overline{\text{Sd log R}})^3} = \frac{(56)(-0.00095813)}{(56-1)(56-2)(0.10)^3} = -0.019$$

$$C_v = \frac{\overline{\text{Sd log R}}}{\overline{\log R}} = \frac{0.10}{1.97} = 0.049$$

Setelah dihasilkan parameter dengan menggunakan metode distribusi tersebut diatas maka selanjutnya dihitung hujan rencana dengan periode ulang tertentu menggunakan persamaan 2.12. Dengan menggunakan curah hujan rata-rata $\overline{\text{Log R}} = 1.97$ mm dan standar deviasi $\overline{\text{Sd Log R}} = 0.10$ serta nilai faktor distribusi (K) yang berpatokan pada $C_s = 0.0$, maka curah hujan harian maksimum periode ulang tertentu dapat dihitung dengan cara antilog dari persamaan 2.8. Hasil dari perhitungan disajikan pada tabel 5.6

Tabel 5.6 Hasil Perhitungan Distribusi Log Pearson Type III

Periode ulang (T)	curah hujan rata-rata \overline{LogR}	standar deviasi \overline{SdLogR}	faktor distribusi (K)	hujan harian maks \overline{LogR}	hujan harian maks (Rt)
1	1.97	0.10	-0.281	1.94	87.47
2	1.97	0.10	0.000	1.97	93.33
5	1.97	0.10	0.842	2.05	112.20
10	1.97	0.10	1.282	2.10	125.89
25	1.97	0.10	1.751	2.14	138.04
50	1.97	0.10	2.054	2.17	147.91

5.4.3. METODE DISTRIBUSI LOG NORMAL

Cara perhitungan distribusi Log Normal tidak berbeda dengan distribusi Log Pearson Type III yaitu dengan mengurutkan data curah hujan rata-rata dari stasiun yang ada dari yang terbesar hingga yang terkecil (R) kemudian dilogartmikan ($Log R$).

Hasil dari logaritmik data curah hujan yang telah diurutkan lalu dihitung ($Log \bar{R}$) sehingga didapat $Log \bar{R} = 1.97$ mm. Kemudian dilakukan perhitungan ($Log R - Log \bar{R}$)², ($Log R - Log \bar{R}$)³. Hasil perhitungan dari persamaan tersebut dapat dilihat pada tabel 5.7.a. dan tabel 5.7.b.

Tabel 5.7.a. Metode Distribusi Log Normal

Jumlah data	tahun	R	LogR	LogR - LogR	(LogR - LogR) ²	(LogR - LogR) ³
1	1962	174.79	2.2425	0.28	0.076731	0.02125496
2	1961	134.54	2.1288	0.16	0.026680	0.00435783
3	2002	130.76	2.1165	0.15	0.022795	0.00344163
4	1981	128.67	2.1095	0.14	0.020729	0.00298452
5	1957	123.15	2.0904	0.12	0.015610	0.00195022
6	2001	122.91	2.0896	0.12	0.015395	0.00191020
7	1955	122.84	2.0893	0.12	0.015337	0.00189930
8	1978	116.26	2.0654	0.10	0.009988	0.00099813
9	1954	114.37	2.0583	0.09	0.008615	0.00079961
10	1980	112.23	2.0501	0.08	0.007155	0.00060523
11	1982	112.18	2.0499	0.08	0.007126	0.00060151
12	1989	110.66	2.0440	0.08	0.006158	0.00048323
13	1983	110.18	2.0421	0.08	0.005868	0.00044948
14	1956	108.14	2.0340	0.07	0.004688	0.00032103
15	1963	108.13	2.0340	0.07	0.004686	0.00032075
16	1997	102.77	2.0119	0.05	0.002149	0.00009959
17	2000	102.76	2.0118	0.05	0.002147	0.00009947
18	1958	99.93	1.9997	0.03	0.001169	0.00003998
19	1969	99.10	1.9961	0.03	0.000935	0.00002858
20	1993	98.60	1.9939	0.03	0.000806	0.00002288
21	1986	98.27	1.9924	0.03	0.000724	0.00001948
22	1992	98.13	1.9918	0.03	0.000692	0.00001821
23	1999	97.72	1.9900	0.02	0.000600	0.00001468
24	1984	97.47	1.9889	0.02	0.000546	0.00001276
25	1991	97.29	1.9880	0.02	0.000508	0.00001146
26	1960	95.26	1.9789	0.01	0.000179	0.00000240
27	1987	95.13	1.9783	0.01	0.000164	0.00000211
28	1988	93.80	1.9722	0.01	0.000045	0.00000030
29	1952	93.26	1.9697	0.00	0.000018	0.00000007
30	1985	93.13	1.9691	0.00	0.000013	0.00000005
31	1979	91.94	1.9635	0.00	0.000004	-0.00000001
32	1998	91.51	1.9615	0.00	0.000016	-0.00000007
33	1967	91.13	1.9597	-0.01	0.000034	-0.00000020
34	1959	90.61	1.9572	-0.01	0.000069	-0.00000058
35	1995	86.48	1.9369	-0.03	0.000818	-0.00002340
36	1968	85.87	1.9338	-0.03	0.001003	-0.00003176
37	2005	85.77	1.9333	-0.03	0.001036	-0.00003332
38	1966	84.55	1.9271	-0.04	0.001475	-0.00005663
39	1953	83.50	1.9217	-0.04	0.001920	-0.00008414
40	1950	81.72	1.9123	-0.05	0.002827	-0.00015032
41	2003	81.44	1.9109	-0.05	0.002987	-0.00016325
42	2004	80.02	1.9032	-0.06	0.003883	-0.00024201
43	1977	78.78	1.8964	-0.07	0.004773	-0.00032978
44	1994	77.69	1.8904	-0.08	0.005648	-0.00042451
45	1996	77.10	1.8871	-0.08	0.006155	-0.00048288

Tabel 5.7.b. Metode Distribusi Log Normal

Jumlah data	tahun	R	LogR	LogR - LogR	(LogR - LogR) ²	(LogR - LogR) ³
46	1972	76.37	1.8829	-0.08	0.006817	-0.00056291
47	1964	75.36	1.8771	-0.09	0.007812	-0.00069052
48	1973	74.12	1.8700	-0.10	0.009131	-0.00087249
49	1970	71.87	1.8566	-0.11	0.011867	-0.00129273
50	1951	71.55	1.8546	-0.11	0.012303	-0.00136468
51	1990	67.42	1.8288	-0.14	0.018695	-0.00255626
52	1974	66.53	1.8230	-0.14	0.020296	-0.00289148
53	1976	66.09	1.8202	-0.15	0.021129	-0.00307117
54	1965	65.00	1.8129	-0.15	0.023284	-0.00355301
55	1971	56.37	1.7511	-0.21	0.045980	-0.00985933
56	1975	52.37	1.7190	-0.25	0.060742	-0.01497038
			110.0684		0.528961	-0.00095813

Perhitungan parameter statistik untuk data diatas adalah :

$$\overline{\log R} = \frac{\sum \log R}{N} = \frac{110.0684}{56} = 1.97$$

$$Sd \log R = \sqrt{\frac{\sum (\log R - \overline{\log R})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{0.528961}{56-1}} = 0.098 = 0.10$$

$$C_s = \frac{N \cdot \sum (\log R - \overline{\log R})^3}{(N-1) \cdot (N-2) \cdot (Sd \log R)^3} = \frac{(56)(-0.00095813)}{(56-1)(56-2)(0.10)^3} = -0.019$$

$$C_v = \frac{Sd \log R}{\overline{\log R}} = \frac{0.10}{1.97} = 0.049$$

Setelah dihasilkan parameter dengan menggunakan metode distribusi tersebut diatas maka selanjutnya dihitung hujan rencana dengan periode ulang tertentu menggunakan persamaan 2.8. Dengan menggunakan curah hujan rata-rata $\overline{\log R} = 1.97$ mm dan standar deviasi $Sd \overline{\log R} = 0.10$ serta nilai faktor distribusi (K) yang berpatokan pada $C_v = 0.05$, maka curah hujan harian maksimum periode ulang tertentu dapat dihitung dengan cara antilog dari persamaan 2.8. Hasil dari perhitungan disajikan pada tabel 4.8

Tabel 5.8 Hasil Perhitungan Distribusi Log Normal

Periode ulang (T)	curah hujan rata-rata $\frac{LogR}{LogR}$	standar deviasi $\frac{SdLogR}{LogR}$	faktor distribusi (K)	hujan harian maks $LogR$	hujan harian maks (Rt)
1	1.97	0.10	-0.328	1.94	86.54
2	1.97	0.10	-0.025	1.97	93.33
5	1.97	0.10	0.833	2.05	112.20
10	1.97	0.10	1.297	2.10	125.89
25	1.97	0.10	1.686	2.14	138.04
50	1.97	0.10	2.134	2.18	151.36

5.5. UJI KESESUAIAN DISTRIBUSI FREKUENSI

Untuk menentukan apakah fungsi distribusi probabilitas yang dipilih telah sesuai dan dapat mewakili distribusi frekuensi dari data sample yang ada, maka diperlukan pengujian parameter, dalam hal ini yang digunakan :

1. Uji Chi-Square
2. Uji Smirnov-Kolmogorov

Apabila pada pengujian fungsi distribusi probabilitas yang dipilih memenuhi ketentuan persyaratan kedua uji tersebut maka perumusan persamaan distribusi yang dipilih dapat diterima dan jika tidak akan ditolak.

5.5.1. UJI CHI-SQUARE

PERHITUNGAN UJI CHI-SQUARE

Sebelum melakukan perhitungan kesesuaian distribusi pada masing-masing metode, terlebih dahulu melakukan pengelompokan data sebagai berikut :

$$\text{Jumlah data (N)} = 56$$

$$\text{Jumlah kelas (G)} = 1 + 1.33 \cdot \ln N$$

$$= 6,35 \text{ dibulatkan menjadi } 6$$

$$\text{Peluang Interval (P)} = 1/G = 1/6 = 0.17$$

- sub grup I = $P \leq 0.17$
- sub grup II = $P \leq 0.34$

- sub grup III = $P \leq 0.51$
- sub grup IV = $P \leq 0.68$
- sub grup V = $P \leq 0.85$
- sub grup VI = $P \leq 1$

5.5.1.1.UJI CHI-SQUARE METODE PEARSON TYPE III

Sebelum menentukan dapat atau tidaknya persamaan distribusi Pearson Type III digunakan maka perhitungan awal yang harus dilakukan adalah menghitung persamaan 2.7. Faktor frekuensi untuk distribusi Pearson Type III (K) yang digunakan berdasarkan koefisien kemencengan $C_s = 0.8$ (lihat lampiran) terhadap peluang interval pada masing-masing subgroup. Apabila nilai K tidak ditemukan pada tabel faktor frekuensi untuk distribusi Pearson Type III, maka nilai K dapat dihitung dengan cara interpolasi atau ekstrapolasi. Tabel 5.9 berikut merupakan hasil perhitungan faktor frekuensi untuk distribusi Pearson Type III.

Tabel 5.9. Perhitungan faktor frekuensi distribusi Pearson Type III (K)

	K	Rt
untuk $P \leq 0.17$, $T = 5.88$	0.946	115.34
untuk $P \leq 0.34$, $T = 2.94$	0.3544	102.44
untuk $P \leq 0.51$, $T = 1.96$	-0.1624	91.17
untuk $P \leq 0.68$, $T = 1.47$	-0.6792	79.90
untuk $P \leq 0.85$, $T = 1.17$	-1.196	68.63

Setelah R_t didapat maka nilai R_t diposisikan sesuai interval sub kelompok kemudian dilakukan pendataan O_i dan E_i . Lalu perhitungan dilanjutkan dengan menggunakan persamaan 2.19 dan 2.20. Untuk mengetahui apakah metode ini dapat diterima atau tidak, maka dilakukan perhitungan menggunakan persamaan 2.9. Hasil uji Chi Square dengan metode distribusi Pearson Type III disajikan dalam tabel 5.10.

Tabel 5.10 Hasil Perhitungan Uji Chi Square Distribusi Pearson Type III

No	Interval Sub Kelompok	Jumlah Data		Oi - Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O _i	E _i		
1	$R \leq 68.63$	6	9.3	-3.33	1.188
2	$68.63 < R \leq 79.90$	8	9.3	-1.33	1.189
3	$79.90 < R \leq 91.17$	10	9.3	0.67	0.048
4	$91.17 < R \leq 102.44$	15	9.3	5.67	3.440
5	$102.44 < R \leq 115.34$	9	9.3	-0.33	0.012
6	$R \geq 115.34$	8	9.3	-1.33	0.190
		56	56.0		5.067

Dari tabel diatas didapat $\lambda_h^2 = 5.067$ dengan drajat kebebasan (dk) = G-2-1 = (6)-2-1= 3. Berdasarkan tabel $\alpha = 5\%$,diperoleh nilai $\lambda^2 = 7.815$. Dari hasil perhitungan didapat $\lambda^2 > \lambda_h^2 \approx 7.815 > 5.067$, sehingga persamaan distribusi Pearson Type III dapat digunakan.

5.5.1.2. UJI CHI-SQUARE METODE LOG PEARSON TYPE III

Dapat atau tidaknya persamaan distribusi Log Pearson Type III digunakan maka perhitungan awal yang harus dilakukan adalah menghitung persamaan 2.8. Faktor Frekuensi untuk distribusi Log Pearson Type III (K) yang digunakan berdasarkan koefisien kemencengan $C_s = 0.0$ (lihat lampiran) terhadap peluang interval pada masing-masing subgroup. Apabila nilai K tidak ditemukan pada tabel faktor frekuensi untuk distribusi Log Pearson Type III, maka nilai K dapat dihitung dengan cara interpolasi atau ekstrapolasi. Tabel 5.11 berikut merupakan hasil perhitungan faktor frekuensi untuk distribusi Log Pearson Type III.

Tabel 5.11**Perhitungan factor frekuensi distribusi Log Pearson Type III (K)**

	K	Log Rt	Rt
untuk $P \leq 0.17$, $T = 5.88$	0.974	2.06	116.06
untuk $P \leq 0.34$, $T = 2.94$	0.45	2.01	103.51
untuk $P \leq 0.51$, $T = 1.96$	-0.028	1.97	92.72
untuk $P \leq 0.68$, $T = 1.47$	-0.50	1.92	83.18
untuk $P \leq 0.85$, $T = 1.17$	-0.98	1.87	74.47

Setelah Rt didapat maka nilai Rt diposisikan sesuai interval sub kelompok kemudian dilakukan pendataan O_i dan E_i . Lalu perhitungan dilanjutkan sesuai langkah 5 pada bab 2.2.5.1. Untuk mengetahui apakah metode ini dapat diterima atau tidak, maka dilakukan perhitungan menggunakan persamaan 2.9. Hasil uji Chi Square dengan metode distribusi Log Pearson Type III disajikan dalam tabel 5.12.

Tabel 5.12 Hasil Perhitungan Uji Chi Square Distribusi Log Pearson Type III

No	Interval Sub Kelompok	Jumlah Data		$O_i - E_i$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O_i	E_i		
1	$R \leq 74.47$	9	9.3	-0.33	0.012
2	$74.47 < R \leq 83.17$	8	9.3	-1.33	0.190
3	$83.17 < R \leq 93.32$	11	9.3	1.67	0.298
4	$93.32 < R \leq 102.33$	11	9.3	1.67	0.298
5	$102.33 < R \leq 114.82$	9	9.3	-0.33	0.012
6	$R \geq 114.82$	8	9.3	-1.33	0.190
		56	56.0		1.000

Dari tabel diatas didapat $\lambda_h^2 = 1.000$ dengan drajat kebebasan $(dk) = G - 2 - 1 = 3$. Berdasarkan tabel $\alpha = 5\%$, diperoleh nilai $\lambda^2 = 7.815$. Dari hasil perhitungan didapat $\lambda^2 > \lambda_h^2 \approx 7.815 > 1.000$, sehingga persamaan distribusi Log Pearson Type III dapat digunakan.

5.5.1.3. UJI CHI-SQUARE METODE LOG NORMAL

Seperti metode-metode sebelumnya, dapat atau tidaknya persamaan distribusi Log Normal digunakan maka perhitungan awal yang harus dilakukan adalah menghitung persamaan 2.8. Faktor distribusi Log Normal (K) yang digunakan berdasarkan koefisien variasi $Cv = 0.05$ (lihat lampiran) terhadap peluang interval pada masing-masing subgroup. Apabila nilai K tidak ditemukan pada tabel faktor frekuensi untuk distribusi Log Normal, maka nilai K dapat dihitung dengan cara interpolasi atau ekstrapolasi. Tabel 5.13 berikut merupakan hasil perhitungan faktor frekuensi untuk distribusi Log Normal.

Tabel 5.13
Perhitungan faktor frekuensi distribusi Log Normal (K)

	K	$Log Rt$	Rt
untuk $P \leq 0.17$, $T = 5.88$	-0.969	1.87	74.13
untuk $P \leq 0.34$, $T = 2.94$	-0.482	1.87	83.18
untuk $P \leq 0.51$, $T = 1.96$	0.0036	1.97	93.32
untuk $P \leq 0.68$, $T = 1.47$	0.49	2.01	102.33
untuk $P \leq 0.85$, $T = 1.17$	1.065	2.02	117.49

Setelah Rt didapat maka nilai Rt diposisikan sesuai interval sub kelompok kemudian dilakukan pendataan O_i dan E_i . Untuk mengetahui apakah metode ini dapat diterima atau tidak, maka dilakukan perhitungan menggunakan persamaan 2.8. Hasil uji Chi Square dengan metode distribusi Log Normal disajikan dalam tabel 5.14

Tabel 5.14
Hasil Perhitungan Uji Chi Square Distribusi Log Normal

No	Interval Sub Kelompok	Jumlah Data		Oi - Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O _i	E _i		
1	$R \leq 74.13$	9	9.3	-0.33	0.012
2	$74.13 < R \leq 83.17$	8	9.3	-1.33	0.190
3	$83.17 < R \leq 93.32$	10	9.3	0.67	0.048
4	$93.32 < R \leq 102.33$	12	9.3	2.67	0.762
5	$102.33 < R \leq 117.49$	10	9.3	0.67	0.048
6	$R \geq 117.49$	7	9.3	-2.33	0.583
		56	56.0		1.643

Dari tabel diatas didapat $\lambda_h^2 = 1.643$ dengan drajat kebebasan (dk) = G-2-1 = 3. Berdasarkan tabel $\alpha = 5\%$, diperoleh nilai $\lambda^2 = 7.815$. Dari hasil perhitungan didapat $\lambda^2 > \lambda_h^2 \approx 7.815 > 1.643$, sehingga persamaan distribusi Log Normal dapat digunakan.

5.5.2. UJI SMIRNOV-KOLMOGOROV

Uji Smirnov-Kolmogorov dilakukan dengan maksud untuk menyaring metode distribusi yang lolos dari uji kesesuaian distribusi frekuensi dengan metode Chi Square.

Prosedur perhitungan uji Smirnov-kolmogorof dapat dilihat didalam Bab II. Untuk mendapatkan nilai peluang $P(X)$ menggunakan persamaan 2.21, persamaan 2.22 digunakan untuk menghitung nilai $P(X <)$. Untuk menghitung distribusi normal standar $F(t)$ untuk menentukan nilai $P'(X <)$ yaitu dengan melihat tabel Wilayah Luas Dibawah Kurva Normal (lampiran) yang berpedoman pada nilai $F(t)$.

Dari semua data yang dihitung diambil nilai D yang terbesar dan merupakan D maksimum. Setelah D maks didapat kemudian dibandingkan dengan nilai D_0 yang didapat dari tabel Nilai Kritis D_0 untuk Uji Smirnov-Kolmogorov (lampiran). Apabila nilai D maks lebih kecil dari nilai D_0 , maka metode yang digunakan dapat diterima, dan sebaliknya jika nilai D maks lebih besar dari nilai D_0 maka metode yang digunakan ditolak.

Semua prosedur diatas berlaku pada metode distribusi Pearson Type III, metode distribusi Log Pearson Type III, dan metode distribusi Log Normal. Berikut penyajian perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov dengan metode distribusi Pearson Type III pada tabel 5.15.1.a dan b, metode distribusi Log Pearson Type III pada tabel 5.15.2.a dan b, dan metode distribusi Log Normal pada tabel 5.15.3.a dan b

Tabel 5.15.1.a.Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov

Metode Distribusi Pearson Type III

NO	TAHUN	R	P(X)	P(X<)	F(t)	P'(x)	P'(X<)	D
1	1962	174.79	0.0175	0.9825	3.6716	0	1.0000	0.0175
2	1961	134.54	0.0351	0.9649	1.8262	0.0344	0.9656	0.0007
3	2002	130.76	0.0526	0.9474	1.6531	0.0495	0.9505	0.0031
4	1981	128.67	0.0702	0.9298	1.5572	0.0594	0.9406	0.0108
5	1957	123.15	0.0877	0.9123	1.3041	0.0968	0.9032	-0.0091
6	2001	122.91	0.1053	0.8947	1.2930	0.0968	0.9032	0.0085
7	1955	122.84	0.1228	0.8772	1.2899	0.3859	0.6141	-0.2631
8	1978	116.26	0.1404	0.8596	0.9883	0.1611	0.8389	-0.0207
9	1954	114.37	0.1579	0.8421	0.9016	0.1841	0.8159	-0.0262
10	1980	112.23	0.1754	0.8246	0.8031	0.2119	0.7881	-0.0365
11	1982	112.18	0.1930	0.8070	0.8011	0.2119	0.7881	-0.0189
12	1989	110.66	0.2105	0.7895	0.7312	0.2327	0.7673	-0.0222
13	1983	110.18	0.2281	0.7719	0.7094	0.2389	0.7611	-0.0108
14	1956	108.14	0.2456	0.7544	0.6157	0.2709	0.7291	-0.0253
15	1963	108.13	0.2632	0.7368	0.6155	0.2709	0.7291	-0.0077
16	1997	102.77	0.2807	0.7193	0.3695	0.3557	0.6443	-0.0750
17	2000	102.76	0.2982	0.7018	0.3693	0.3557	0.6443	-0.0575
18	1958	99.93	0.3158	0.6842	0.2394	0.4052	0.5948	-0.0894
19	1969	99.10	0.3333	0.6667	0.2014	0.4207	0.5793	-0.0874
20	1993	98.60	0.3509	0.6491	0.1786	0.4286	0.5714	-0.0777
21	1986	98.27	0.3684	0.6316	0.1632	0.4364	0.5636	-0.0680
22	1992	98.13	0.3860	0.6140	0.1570	0.4364	0.5636	-0.0504
23	1999	97.72	0.4035	0.5965	0.1381	0.4443	0.5557	-0.0408
24	1984	97.47	0.4211	0.5789	0.1266	0.4483	0.5517	-0.0272
25	1991	97.29	0.4386	0.5614	0.1181	0.4522	0.5478	-0.0136
26	1960	95.26	0.4561	0.5439	0.0251	0.4920	0.5080	-0.0359
27	1987	95.13	0.4737	0.5263	0.0193	0.4920	0.5080	-0.0183
28	1988	93.80	0.4912	0.5088	-0.0418	0.5160	0.4840	-0.0248
29	1952	93.26	0.5088	0.4912	-0.0664	0.5279	0.4721	-0.0191
30	1985	93.13	0.5263	0.4737	-0.0723	0.5279	0.4721	-0.0016
31	1979	91.94	0.5439	0.4561	-0.1269	0.5517	0.4483	-0.0078
32	1998	91.51	0.5614	0.4386	-0.1466	0.5596	0.4404	0.0018
33	1967	91.13	0.5789	0.4211	-0.1640	0.5636	0.4364	0.0153
34	1959	90.61	0.5965	0.4035	-0.1879	0.5753	0.4247	0.0212
35	1995	86.48	0.6140	0.3860	-0.3774	0.6480	0.3520	-0.0340
36	1968	85.87	0.6316	0.3684	-0.4054	0.6554	0.3446	-0.0238
37	2005	85.77	0.6491	0.3509	-0.4100	0.6591	0.3409	-0.0100

Universitas Indonesia

38	1966	84.55	0.6667	0.3333	-0.4659	0.6772	0.3228	-0.0105
39	1953	83.50	0.6842	0.3158	-0.5140	0.6950	0.3050	-0.0108
40	1950	81.72	0.7018	0.2982	-0.5955	0.7257	0.2743	-0.0239
41	2003	81.44	0.7193	0.2807	-0.6083	0.7291	0.2709	-0.0098
42	2004	80.02	0.7368	0.2632	-0.6736	0.7486	0.2514	-0.0118
43	1977	78.78	0.7544	0.2456	-0.7304	0.7673	0.2327	-0.0129
44	1994	77.69	0.7719	0.2281	-0.7805	0.7823	0.2177	-0.0104

Tabel 5.15.1.b.

Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Pearson Type III

NO	TAHUN	R	P(X)	P(X<)	F(t)	P'(x)	P'(X<)	D
45	1996	77.10	0.7895	0.2105	-0.8074	0.7910	0.2090	-0.0015
46	1972	76.37	0.8070	0.1930	-0.8408	0.7995	0.2005	0.0075
47	1964	75.36	0.8246	0.1754	-0.8874	0.8133	0.1867	0.0113
48	1973	74.12	0.8421	0.1579	-0.9439	0.8264	0.1736	0.0157
49	1970	71.87	0.8596	0.1404	-1.0470	0.8531	0.1469	0.0065
50	1951	71.55	0.8772	0.1228	-1.0621	0.8554	0.1446	0.0218
51	1990	67.42	0.8947	0.1053	-1.2514	0.8944	0.1056	0.0003
52	1974	66.53	0.9123	0.0877	-1.2919	0.9015	0.0985	0.0108
53	1976	66.09	0.9298	0.0702	-1.3121	0.9049	0.0951	0.0249
54	1965	65.00	0.9474	0.0526	-1.3622	0.9131	0.0869	0.0343
55	1971	56.37	0.9649	0.0351	-1.7577	0.9608	0.0392	0.0041
56	1975	52.37	0.9825	0.0175	-1.9415	0.9738	0.0262	0.0087

Dari perhitungan didapat D maks = 0.0343

$$D_o = 1.36/\sqrt{N}$$

$$= 1.36/\sqrt{56} = 0.1817$$

Sehingga D maks < D_o = 0.0343 < 0.1817

Dari perhitungan diatas maka dapat disimpulkan bahwa uji distribusi Pearson Type III dapat digunakan.

**Tabel 5.15.2.a. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov
Metode Distribusi Log Pearson Type III**

NO	tahun	R	LogR	P(X)	P(X<)	F(t)	P' (X)	P' (X<)	D
1	1962	174.79	2.2425	0.0175	0.9825	2.7788	0.0027	0.9973	0.0148
2	1961	134.54	2.1288	0.0351	0.9649	1.6197	0.0526	0.9474	-0.0175
3	2002	130.76	2.1165	0.0526	0.9474	1.4937	0.0668	0.9332	-0.0142
4	1981	128.67	2.1095	0.0702	0.9298	1.4223	0.0778	0.9222	-0.0076
5	1957	123.15	2.0904	0.0877	0.9123	1.2282	0.1093	0.8907	-0.0216
6	2001	122.91	2.0896	0.1053	0.8947	1.2194	0.1112	0.8888	-0.0059
7	1955	122.84	2.0893	0.1228	0.8772	1.2170	0.1112	0.8888	0.0116
8	1978	116.26	2.0654	0.1404	0.8596	0.9732	0.1660	0.8340	-0.0256
9	1954	114.37	2.0583	0.1579	0.8421	0.9006	0.1841	0.8159	-0.0262
10	1980	112.23	2.0501	0.1754	0.8246	0.8167	0.2061	0.7939	-0.0307
11	1982	112.18	2.0499	0.1930	0.8070	0.8149	0.2090	0.7910	-0.0160
12	1989	110.66	2.0440	0.2105	0.7895	0.7544	0.2266	0.7734	-0.0161
13	1983	110.18	2.0421	0.2281	0.7719	0.7353	0.2327	0.7673	-0.0046
14	1956	108.14	2.0340	0.2456	0.7544	0.6524	0.2578	0.7422	-0.0122
15	1963	108.13	2.0340	0.2632	0.7368	0.6522	0.2578	0.7422	0.0054
16	1997	102.77	2.0119	0.2807	0.7193	0.4268	0.3336	0.6664	-0.0529
17	2000	102.76	2.0118	0.2982	0.7018	0.4266	0.3336	0.6664	-0.0354
18	1958	99.93	1.9997	0.3158	0.6842	0.3029	0.3821	0.6179	-0.0663
19	1969	99.10	1.9961	0.3333	0.6667	0.2660	0.3936	0.6064	-0.0603
20	1993	98.60	1.9939	0.3509	0.6491	0.2437	0.4052	0.5948	-0.0543
21	1986	98.27	1.9924	0.3684	0.6316	0.2286	0.4090	0.5910	-0.0406
22	1992	98.13	1.9918	0.3860	0.6140	0.2225	0.4129	0.5871	-0.0269
23	1999	97.72	1.9900	0.4035	0.5965	0.2039	0.4207	0.5793	-0.0172
24	1984	97.47	1.9889	0.4211	0.5789	0.1925	0.4247	0.5753	-0.0036
25	1991	97.29	1.9880	0.4386	0.5614	0.1841	0.4286	0.5714	0.0100
26	1960	95.26	1.9789	0.4561	0.5439	0.0907	0.4641	0.5359	-0.0080
27	1987	95.13	1.9783	0.4737	0.5263	0.0849	0.4681	0.5319	0.0056
28	1988	93.80	1.9722	0.4912	0.5088	0.0224	0.4920	0.5080	-0.0008
29	1952	93.26	1.9697	0.5088	0.4912	-0.0030	0.5000	0.5000	0.0088
30	1985	93.13	1.9691	0.5263	0.4737	-0.0091	0.5000	0.5000	0.0263
31	1979	91.94	1.9635	0.5439	0.4561	-0.0661	0.5239	0.4761	0.0200
32	1998	91.51	1.9615	0.5614	0.4386	-0.0868	0.5359	0.4641	0.0255
33	1967	91.13	1.9597	0.5789	0.4211	-0.1053	0.5398	0.4602	0.0391
34	1959	90.61	1.9572	0.5965	0.4035	-0.1307	0.5517	0.4483	0.0448
35	1995	86.48	1.9369	0.6140	0.3860	-0.3375	0.6331	0.3669	-0.0191
36	1968	85.87	1.9338	0.6316	0.3684	-0.3687	0.6443	0.3557	-0.0127
37	2005	85.77	1.9333	0.6491	0.3509	-0.3739	0.6443	0.3557	0.0048
38	1966	84.55	1.9271	0.6667	0.3333	-0.4374	0.6700	0.3300	-0.0033
39	1953	83.50	1.9217	0.6842	0.3158	-0.4926	0.6879	0.3121	-0.0037
40	1950	81.72	1.9123	0.7018	0.2982	-0.5880	0.7224	0.2776	-0.0206
41	2003	81.44	1.9109	0.7193	0.2807	-0.6031	0.7257	0.2743	-0.0064
42	2004	80.02	1.9032	0.7368	0.2632	-0.6813	0.7517	0.2483	-0.0149
43	1977	78.78	1.8964	0.7544	0.2456	-0.7503	0.7734	0.2266	-0.0190

**Tabel 4.15.2.b. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov
Metode Distribusi Log Pearson Type III**

NO	tahun	R	LogR	P(X)	P(X<)	F(t)	P' (X)	P' (X<)	D
44	1994	77.69	1.8904	0.7719	0.2281	-0.8122	0.7910	0.2090	-0.0191
45	1996	77.10	1.8871	0.7895	0.2105	-0.8458	0.7995	0.2005	-0.0100
46	1972	76.37	1.8829	0.8070	0.1930	-0.8878	0.8133	0.1867	-0.0063
47	1964	75.36	1.8771	0.8246	0.1754	-0.9471	0.8289	0.1711	-0.0043
48	1973	74.12	1.8700	0.8421	0.1579	-1.0202	0.8461	0.1539	-0.0040
49	1970	71.87	1.8566	0.8596	0.1404	-1.1566	0.8770	0.1230	-0.0174
50	1951	71.55	1.8546	0.8772	0.1228	-1.1769	0.8810	0.1190	-0.0038
51	1990	67.42	1.8288	0.8947	0.1053	-1.4401	0.9251	0.0749	-0.0304
52	1974	66.53	1.8230	0.9123	0.0877	-1.4985	0.9332	0.0668	-0.0209
53	1976	66.09	1.8202	0.9298	0.0702	-1.5280	0.9370	0.0630	-0.0072
54	1965	65.00	1.8129	0.9474	0.0526	-1.6018	0.9452	0.0548	0.0022
55	1971	56.37	1.7511	0.9649	0.0351	-2.2323	0.9871	0.0129	-0.0222
56	1975	52.37	1.7190	0.9825	0.0175	-2.5589	0.9948	0.0052	-0.0123

Dari perhitungan didapat D maks = 0.0448

$$D_o = 1.36/\sqrt{N}$$

$$= 1.36/\sqrt{56} = 0.1817$$

Sehingga D maks < D_o = 0.0448 < 0.1817

Dari perhitungan diatas maka dapat disimpulkan bahwa uji distribusi Log Pearson Type III dapat digunakan

**Tabel 5.15.3.a. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov
Metode Distribusi Log Normal**

NO	tahun	R	LogR	P(X)	P(X<)	F(t)	P' (X)	P' (X<)	D
1	1962	174.79	2.2425	0.0175	0.9825	2.7788	0.0027	0.9973	0.0148
2	1961	134.54	2.1288	0.0351	0.9649	1.6197	0.0526	0.9474	-0.0175
3	2002	130.76	2.1165	0.0526	0.9474	1.4937	0.0668	0.9332	-0.0142
4	1981	128.67	2.1095	0.0702	0.9298	1.4223	0.0778	0.9222	-0.0076
5	1957	123.15	2.0904	0.0877	0.9123	1.2282	0.1093	0.8907	-0.0216
6	2001	122.91	2.0896	0.1053	0.8947	1.2194	0.1112	0.8888	-0.0059
7	1955	122.84	2.0893	0.1228	0.8772	1.2170	0.1112	0.8888	0.0116
8	1978	116.26	2.0654	0.1404	0.8596	0.9732	0.1660	0.8340	-0.0256
9	1954	114.37	2.0583	0.1579	0.8421	0.9006	0.1841	0.8159	-0.0262
10	1980	112.23	2.0501	0.1754	0.8246	0.8167	0.2061	0.7939	-0.0307
11	1982	112.18	2.0499	0.1930	0.8070	0.8149	0.2090	0.7910	-0.0160
12	1989	110.66	2.0440	0.2105	0.7895	0.7544	0.2266	0.7734	-0.0161
13	1983	110.18	2.0421	0.2281	0.7719	0.7353	0.2327	0.7673	-0.0046

14	1956	108.14	2.0340	0.2456	0.7544	0.6524	0.2578	0.7422	-0.0122
15	1963	108.13	2.0340	0.2632	0.7368	0.6522	0.2578	0.7422	0.0054
16	1997	102.77	2.0119	0.2807	0.7193	0.4268	0.3336	0.6664	-0.0529
17	2000	102.76	2.0118	0.2982	0.7018	0.4266	0.3336	0.6664	-0.0354
18	1958	99.93	1.9997	0.3158	0.6842	0.3029	0.3821	0.6179	-0.0663
19	1969	99.10	1.9961	0.3333	0.6667	0.2660	0.3936	0.6064	-0.0603
20	1993	98.60	1.9939	0.3509	0.6491	0.2437	0.4052	0.5948	-0.0543
21	1986	98.27	1.9924	0.3684	0.6316	0.2286	0.4090	0.5910	-0.0406
22	1992	98.13	1.9918	0.3860	0.6140	0.2225	0.4129	0.5871	-0.0269
23	1999	97.72	1.9900	0.4035	0.5965	0.2039	0.4207	0.5793	-0.0172
24	1984	97.47	1.9889	0.4211	0.5789	0.1925	0.4247	0.5753	-0.0036
25	1991	97.29	1.9880	0.4386	0.5614	0.1841	0.4286	0.5714	0.0100
26	1960	95.26	1.9789	0.4561	0.5439	0.0907	0.4641	0.5359	-0.0080
27	1987	95.13	1.9783	0.4737	0.5263	0.0849	0.4681	0.5319	0.0056
28	1988	93.80	1.9722	0.4912	0.5088	0.0224	0.4920	0.5080	-0.0008
29	1952	93.26	1.9697	0.5088	0.4912	-0.0030	0.5000	0.5000	0.0088
30	1985	93.13	1.9691	0.5263	0.4737	-0.0091	0.5000	0.5000	0.0263
31	1979	91.94	1.9635	0.5439	0.4561	-0.0661	0.5239	0.4761	0.0200
32	1998	91.51	1.9615	0.5614	0.4386	-0.0868	0.5359	0.4641	0.0255
33	1967	91.13	1.9597	0.5789	0.4211	-0.1053	0.5398	0.4602	0.0391
34	1959	90.61	1.9572	0.5965	0.4035	-0.1307	0.5517	0.4483	0.0448
35	1995	86.48	1.9369	0.6140	0.3860	-0.3375	0.6331	0.3669	-0.0191
36	1968	85.87	1.9338	0.6316	0.3684	-0.3687	0.6443	0.3557	-0.0127
37	2005	85.77	1.9333	0.6491	0.3509	-0.3739	0.6443	0.3557	0.0048
38	1966	84.55	1.9271	0.6667	0.3333	-0.4374	0.6700	0.3300	-0.0033
39	1953	83.50	1.9217	0.6842	0.3158	-0.4926	0.6879	0.3121	-0.0037
40	1950	81.72	1.9123	0.7018	0.2982	-0.5880	0.7224	0.2776	-0.0206
41	2003	81.44	1.9109	0.7193	0.2807	-0.6031	0.7257	0.2743	-0.0064
42	2004	80.02	1.9032	0.7368	0.2632	-0.6813	0.7517	0.2483	-0.0149
43	1977	78.78	1.8964	0.7544	0.2456	-0.7503	0.7734	0.2266	-0.0190

**Tabel 4.15.3.b.Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov
Metode Distribusi Log Normal**

NO	tahun	R	LogR	P(X)	P(X <)	F(t)	P' (X)	P' (X <)	D
44	1994	77.69	1.8904	0.7719	0.2281	-0.8122	0.7910	0.2090	-0.0191
45	1996	77.10	1.8871	0.7895	0.2105	-0.8458	0.7995	0.2005	-0.0100
46	1972	76.37	1.8829	0.8070	0.1930	-0.8878	0.8133	0.1867	-0.0063
47	1964	75.36	1.8771	0.8246	0.1754	-0.9471	0.8289	0.1711	-0.0043
48	1973	74.12	1.8700	0.8421	0.1579	-1.0202	0.8461	0.1539	-0.0040
49	1970	71.87	1.8566	0.8596	0.1404	-1.1566	0.8770	0.1230	-0.0174
50	1951	71.55	1.8546	0.8772	0.1228	-1.1769	0.8810	0.1190	-0.0038
51	1990	67.42	1.8288	0.8947	0.1053	-1.4401	0.9251	0.0749	-0.0304
52	1974	66.53	1.8230	0.9123	0.0877	-1.4985	0.9332	0.0668	-0.0209
53	1976	66.09	1.8202	0.9298	0.0702	-1.5280	0.9370	0.0630	-0.0072
54	1965	65.00	1.8129	0.9474	0.0526	-1.6018	0.9452	0.0548	0.0022
55	1971	56.37	1.7511	0.9649	0.0351	-2.2323	0.9871	0.0129	-0.0222
56	1975	52.37	1.7190	0.9825	0.0175	-2.5589	0.9948	0.0052	-0.0123

Dari perhitungan didapat $D_{maks} = 0.0448$

$$D_o = 1.36/\sqrt{N}$$

$$= 1.36/\sqrt{56} = 0.1817$$

Sehingga $D_{maks} < D_o = 0.0448 < 0.1817$

Dari perhitungan diatas maka dapat disimpulkan bahwa uji distribusi Log Normal dapat digunakan.

Analisa frekuensi diperoleh dari hasil uji kecocokan baik uji Chi Square maupun uji Smirnov-Kolmogorov untuk menentukan persamaan distribusi yang akan dipakai akan ditampilkan pada tabel berikut :

Tabel 5.16

Hasil Uji Distribusi dengan Uji Kecocokan Chi Square & Smirnov-Kolmogorov

No	Persamaan distribusi	Uji Kecocokan						$(D_{max} + \lambda h^2)$ terkecil	Evaluasi
		Uji Smirnov Kolmogorov			Uji Chi Kuadrat				
		D_{max}	Nilai	D_o	λh^2	Nilai	λ^2		
1	Pearson type III	0.0343	<	0.1817	5.067	<	7.815	5.10	-
2	Log Pearson Type III	0.0448	<	0.1817	1.000	<	7.815	1.04	Digunakan
3	Log Normal	0.0448	<	0.1817	1.643	<	7.815	1.69	-

Dari tabel diatas dapat diambil kesimpulan bahwa ketiga persamaan distribusi tersebut memenuhi syarat kedua uji distribusi baik dengan uji Chi Square dan uji Smirnov-kolmogorov, namun harga total dari $(D_{max} + \lambda h^2)$ terkecil dimiliki oleh persamaan distribusi Log Pearson Type III, sehingga selanjutnya dilakukan perhitungan hujan periode ulang dan hasilnya seperti pada tabel 5.6. Untuk perhitungan debit banjir rencana digunakan metode distribusi Log Pearson Type III.

5.6. PERHITUNGAN HUJAN RENCANA

Hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan dengan peluang tertentu yang mungkin terjadi disuatu daerah. Dari hasil uji distribusi yang digunakan, maka untuk menghitung curah hujan rencana dapat menggunakan

cara metode Log Pearson Type III. Prosedur perhitungan telah dilakukan sebelumnya dan didapat hasil sebagai berikut :

Tabel 5.17

Perhitungan Curah Hujan Metode Log Pearson Type III

Periode ulang (T)	curah hujan rata-rata \overline{LogR}	standar deviasi \overline{SdLogR}	faktor distribusi (K)	hujan harian maks \overline{LogR}	hujan harian maks (Rt)
1	1.97	0.10	-0.281	1.94	87.47
2	1.97	0.10	0.000	1.97	93.33
5	1.97	0.10	0.842	2.05	112.20
10	1.97	0.10	1.282	2.10	125.89
25	1.97	0.10	1.751	2.14	138.04
50	1.97	0.10	2.054	2.17	147.91

5.7. PERHITUNGAN DEBIT BANJIR RENCANA

Perhitungan debit banjir rencana untuk saluran drainase Medokan Semampir dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada suatu periode ulang tertentu. Hal ini dilakukan mengingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya aliran dalam sungai ditentukan dari besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan, lama waktu hujan, luas daerah aliran sungai dan cirri-ciri daerah alirannya.

Metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana yaitu metode Rasional. Metode ini dipakai apabila data aliran sungai tidak mencukupi sehingga digunakan data hujan serta debit yang dihitung merupakan debit saluran perkotaan. Persamaan yang dipakai adalah persamaan 2.15.

$$Q = \frac{1}{3.6} C.I.A$$

Q = Debit Puncak banjir (m³/detik)

A = Luas daerah aliran sungai/saluran (km²)

C = koefisien aliran

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

5.8. INTENSITAS CURAH HUJAN

Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi persatuan waktu, untuk perhitungan intensitas curah hujan berdasarkan hujan harian dari stasiun hujan digunakan perumusan Dr Mononobe:

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left[\frac{24}{T_c} \right]^{2/3}$$

Dimana:

I = Intensitas curah hujan (m/detik²)

R_{24} = Curah hujan maksimum periode ulang (mm)

T_c = Lamanya hujan (jam)

Lamanya hujan pada perumusan di atas dinyatakan sama dengan waktu konsentrasi (t_c) yaitu waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir dari suatu titik terjauh pada DAS hingga mencapai titik yang ditinjau pada sungai. Dengan memperhitungkan kemiringan daerah aliran dan kemiringan sungai, maka sesuai rumus Kirpich:

$$T_c = t_o$$

$$t_o = 0.0195 \left(\frac{l_o}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Dimana:

l_o = Panjang jarak dari tempat terjauh di daerah aliran sampai mencapai inlet atau tempat pengamatan banjir atau jarak titik terjauh pada lahan terhadap saluran (m)

S = Kemiringan rata-rata dari daerah aliran atau kemiringan lahan atau perbandingan dari selisih tinggi antara tempat terjauh dan tempat pengamatan terhadap panjang jaraknya ($\Delta H / L$)

Berikut akan ditampilkan hasil pengamatan waktu konsentrasi (t_c) serta hasil intensitas curah hujan dan debit rencana metode Rasional. Untuk luas daerah pengaliran (A), kemiringan daerah pengaliran (n), panjang aliran (L). Sedangkan untuk beda tinggi antar titik terjauh di hulu dengan pengamatan (ΔH), diperoleh dari kemiringan saluran eksisting rata-rata pada *long section*.

Perhitungan Q5 tahun Saluran Manyar sebagai berikut:

Perhitungan debit air dengan metode Rasional pada saluran Manyar Jaya dengan hujan rencana periode ulang 5 tahun :

Untuk menghitung t_c dipakai rumus :

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{l_o}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

$$= 286.437 \text{ menit} = 4.774 \text{ jam}$$

Untuk menghitung I dipakai rumus mononobe :

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

$$= 13.719 \text{ mm/jam}$$

Untuk menghitung Q Rencana dipakai rumus :

$$Q = \frac{1}{3.6} C.I.A$$

$$= 0,278 \cdot 0,6 \cdot 13.719 \cdot 1.217$$

$$= 2.783 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Perhitungan selengkapnya disajikan pada tabel 5.18.1 dan tabel 5.18.2

Tabel 5.18.1. Hasil Perhitungan Waktu Konsentrasi (Tc)

NAMA SALURAN	(l ₀)		(A)		(ΔH) (m)	(I ₀ /S) (m)	Tc (menit)	Tc (jam)	C
	(m)	(km)	(Ha)	(km ²)					
Sal Medokan Semampir									
Sal Manyar Jaya	1824.597	1.825	121.708	1.217	0.10	0.00005	286.437	4.774	0.6
Sal Klampis Indah	1377.841	1.378	85.227	0.852	0.09	0.00007	202.701	3.378	0.6
Sal Nginden Intan	976.434	0.976	11.999	0.120	0.11	0.00011	130.654	2.178	0.6
Sal Semampir 3	949.541	0.950	14.297	0.143	0.12	0.00013	119.909	1.998	0.6
Sal Semampir 2	694.631	0.695	8.895	0.089	0.02	0.00003	165.765	2.763	0.6
Sal Semampir 1	898.321	0.898	10.425	0.104	0.04	0.00004	180.877	3.015	0.6
Sal Medokan Semampir Baru	1005.104	1.005	29.278	0.293	0.01	0.00001	336.308	5.605	0.6
Sal Nginden Jangkungan	1332.881	1.333	51.250	0.513	0.07	0.00005	224.916	3.749	0.6
Sal Brimob	1532.824	1.533	50.738	0.507	0.06	0.00004	272.942	4.549	0.6
Sal Semolowaru timur	1714.695	1.715	54.133	0.541	0.01	0.00001	507.409	8.457	0.6
Sal Semampir tengah	1160.024	1.160	37.925	0.379	0.04	0.00003	246.027	4.100	0.6
Sal Araya Selatan	886.799	0.887	16.365	0.164	0.10	0.00011	121.318	2.022	0.6
Sal Galaxy Klampis Asri I	852.783	0.853	23.664	0.237	0.01	0.00001	296.333	4.939	0.6
Sal Nginden Semolowaru									
Sal Manyar	1387.856	1.388	26.836	0.268	0.11	0.00008	193.620	3.227	0.6
Sal Semolowaru Utara	1666.392	1.666	58.315	0.583	0.02	0.00001	496.367	8.273	0.6
Sal Araya barat	1407.498	1.407	58.315	0.583	0.09	0.00006	218.651	3.644	0.6
Sal Araya timur	1644.43	1.644	25.361	0.254	0.14	0.00009	210.855	3.514	0.6
Sal Sukosemolo II	1349.359	1.349	36.501	0.365	0.12	0.00009	181.071	3.018	0.6
Sal Ngemplak	1611.659	1.612	39.539	0.395	0.13	0.00008	217.243	3.621	0.6

Tabel 5.18.2 Hasil Perhitungan Intensitas Curah Hujan Rencana dan Debit Banjir Rencana Dengan Periode Ulang Tertentu

NAMA SALURAN	R24 (2) (mm)	I (2) (mm/jam)	Q (2) (m ³ /dtk)	R24 (5) (mm)	I (5) (mm/jam)	Q (5) (m ³ /dtk)
Sal Medokan Semampir						
Sal Manyar Jaya	93.32	11.411	2.315	112.2	13.719	2.783
Sal Klampis Indah	93.32	14.369	2.041	112.2	17.276	2.454
Sal Nginden Intan	93.32	19.257	0.385	112.2	23.153	0.463
Sal Semampir 3	93.32	20.391	0.486	112.2	24.516	0.584
Sal Semampir 2	93.32	16.431	0.244	112.2	19.756	0.293
Sal Semampir 1	93.32	15.503	0.269	112.2	18.639	0.324
Sal Medokan Semampir Baru	93.32	10.253	0.500	112.2	12.327	0.602
Sal Nginden Jangkungan	93.32	13.407	1.145	112.2	16.119	1.377
Sal Brimob	93.32	11.784	0.997	112.2	14.168	1.198
Sal Semolowaru timur	93.32	7.794	0.703	112.2	9.371	0.845
Sal Semampir tengah	93.32	12.628	0.798	112.2	15.183	0.960
Sal Araya Selatan	93.32	20.233	0.552	112.2	24.326	0.664
Sal Galaxy Klampis	93.32	11.155	0.440	112.2	13.412	0.529
Sal Nginden Semolowaru						
Sal Manyar	93.32	14.815	0.663	112.2	17.812	0.797
Sal Semolowaru Utara	93.32	7.909	0.769	112.2	9.509	0.924
Sal Araya barat	93.32	13.662	1.328	112.2	16.426	1.597
Sal Araya timur	93.32	13.996	0.592	112.2	16.828	0.711
Sal Sukosemolo	93.32	15.492	0.942	112.2	18.626	1.133
Sal Ngemplak	93.32	13.721	0.904	112.2	16.497	1.087

Tabel 5.19. Intensitas hujan periode ulang 2 tahunan

	Waktu (menit)															
	1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	120	180	240
	Waktu (jam)															
	0.02	0.08	0.17	0.25	0.33	0.42	0.50	0.58	0.67	0.75	0.83	0.92	1.00	2.00	3.00	4.00
R_T (mm)	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01	93.01
I (mm/jam)	494.21	169.02	106.47	81.26	67.07	57.80	51.19	46.19	42.25	39.06	36.41	34.17	32.25	20.31	15.50	12.80

Tabel 5.20. Intensitas hujan periode ulang 5 tahunan

	Waktu (menit)															
	1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	120	180	240
	Waktu (jam)															
	0.02	0.08	0.17	0.25	0.33	0.42	0.50	0.58	0.67	0.75	0.83	0.92	1.00	2.00	3.00	4.00
R_T (mm)	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94	111.94
I (mm/jam)	594.79	203.42	128.14	97.79	80.73	69.57	61.61	55.59	50.85	47.01	43.82	41.13	38.81	24.45	18.66	15.40

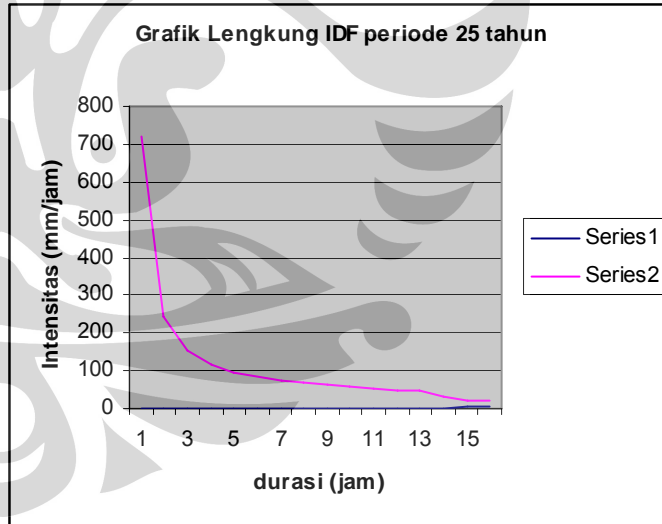
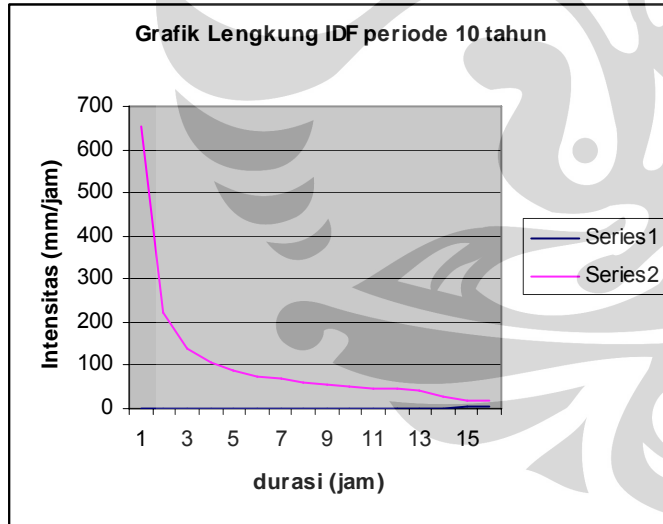
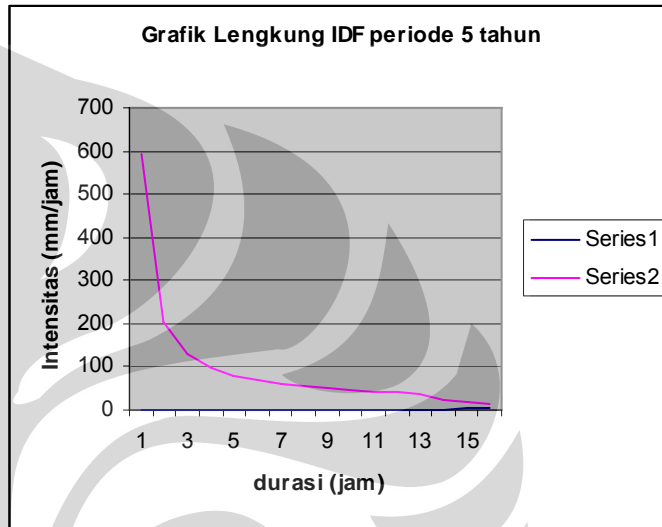
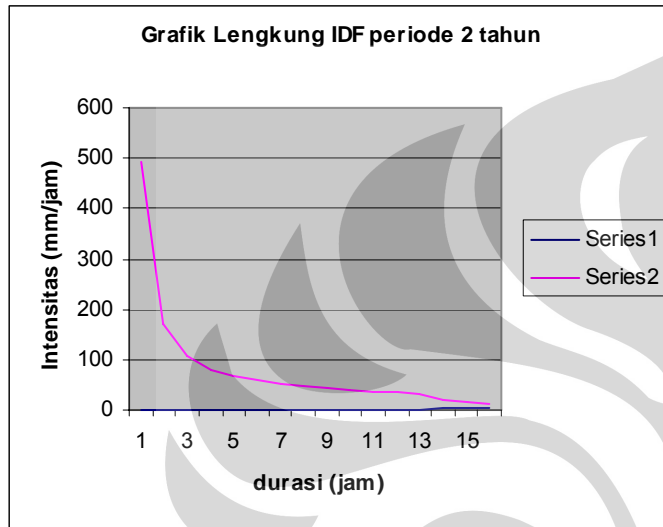
Tabel 5.21. Intensitas hujan periode ulang 10 tahunan

	Waktu (menit)															
	1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	120	180	240
	Waktu (jam)															
	0.02	0.08	0.17	0.25	0.33	0.42	0.50	0.58	0.67	0.75	0.83	0.92	1.00	2.00	3.00	4.00
R_T (mm)	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86	122.86
I (mm/jam)	652.78	223.25	140.64	107.33	88.60	76.35	67.61	61.01	55.81	51.60	48.10	45.14	42.59	26.83	20.48	16.90

Tabel 5.22. Intensitas hujan periode ulang 25 tahunan

	Waktu (menit)															
	1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	120	180	240
	Waktu (jam)															
	0.02	0.08	0.17	0.25	0.33	0.42	0.50	0.58	0.67	0.75	0.83	0.92	1.00	2.00	3.00	4.00
R_T (mm)	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52	135.52
I (mm/jam)	720.05	246.25	155.13	118.39	97.73	84.22	74.58	67.29	61.56	56.91	53.05	49.79	46.98	29.60	22.59	18.64

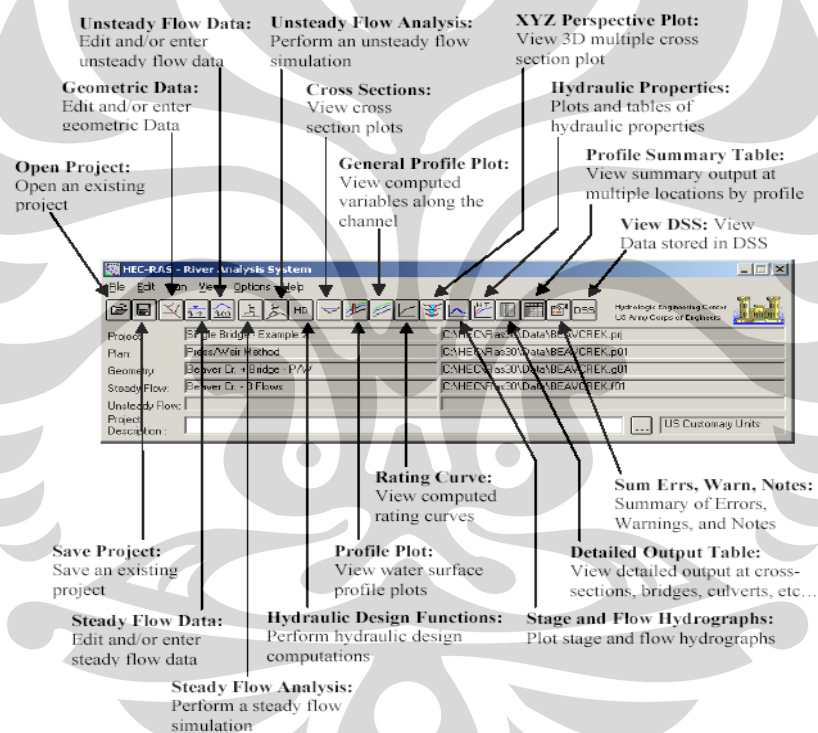




5.9. ANALISA HIDROLIKA MENGGUNAKAN HEC-RAS

HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center-River Analysis System*) merupakan software yang dikembangkan pertama kali oleh Militer Amerika Serikat di bidang teknik keairan. Software ini direkomendasikan menggunakan processor Pentium III, sistem operasi Windows 95 ke atas, memory 128 MB, Color video display super VGA.

Secara teknis, software HEC-RAS digunakan untuk mengetahui analisa aliran *steady* (aliran tetap), *unsteady* (aliran tidak tetap) dan sedimentasi sungai. Dengan *Graphical User Interface* (GUI), pengguna dapat dengan mudah mengetahui simulasi banjir pada suatu sungai. Tentunya, dengan input yang telah dimasukkan.



Gambar 5.1. Tampilan awal HEC-RAS

Input data yang diperlukan dalam HEC-RAS antara lain:

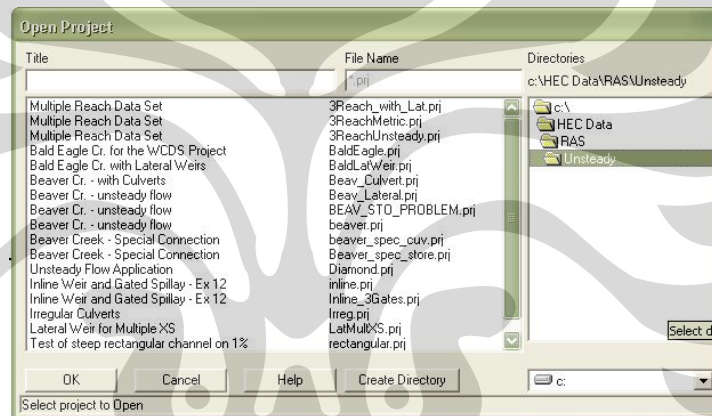
- Model sungai/saluran (river reach, junction)
- Data cross section penampang sungai/saluran (dimensi saluran, elevasi)
- Koefisien manning
- Data debit banjir rencana

- Data tambahan (bilamana terdapat bangunan air lainnya. Data pompa, pintu air, pelimpah, jembatan, bendung)

Data-data tersebut dimasukkan agar diperoleh kesimpulan informasi sungai/saluran yang dibahas. Mulai data genangan air, dimensi saluran dan kapasitas sungai/saluran dapat diketahui.

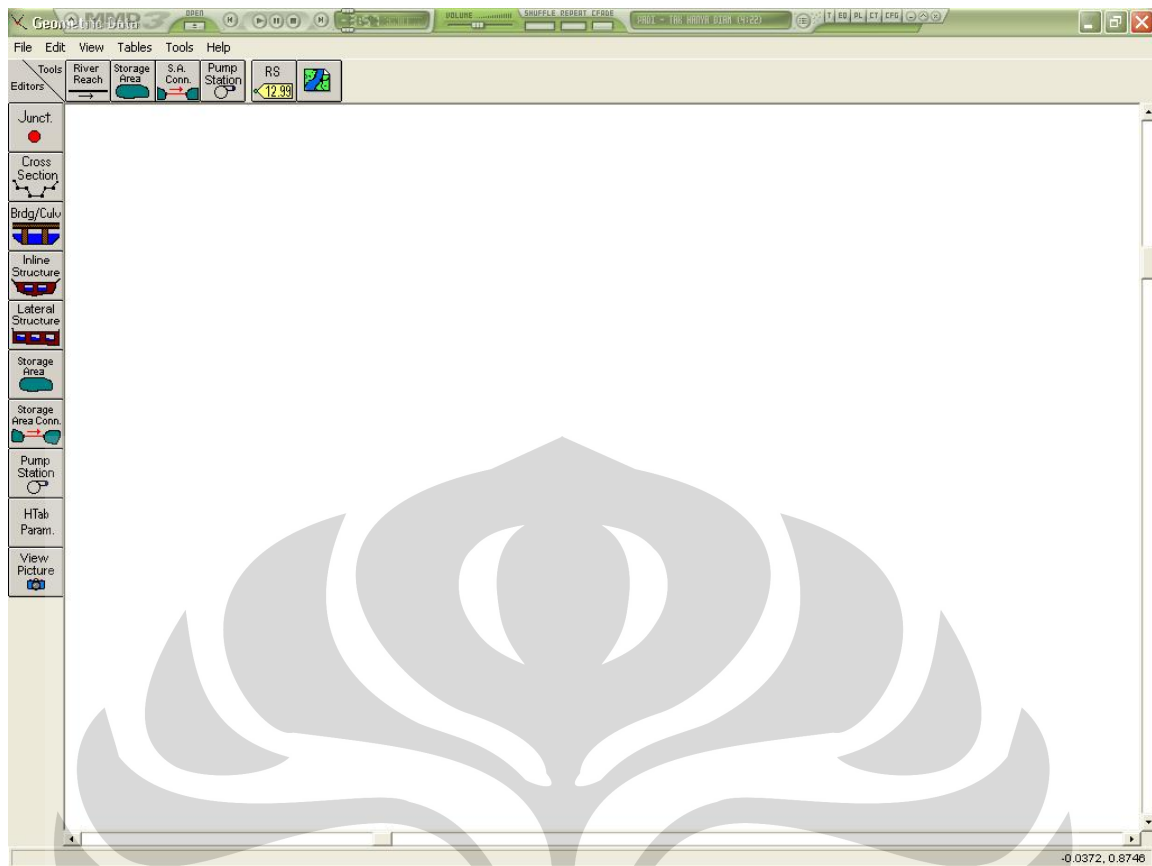
5.10. PERMODELAN SISTEM DRAINASE MEDOKAN SEMAMPIR INPUT DATA GEOMETRI SALURAN

Langkah pertama adalah membuat *project* baru berdasarkan yang dikehendaki. File yang disimpan mengharuskan mengisi *tittle project* dan nama file. Klik *OK* jika telah disimpan dalam direktori tertentu. Tampilan tersebut seperti pada Gambar 5.2.



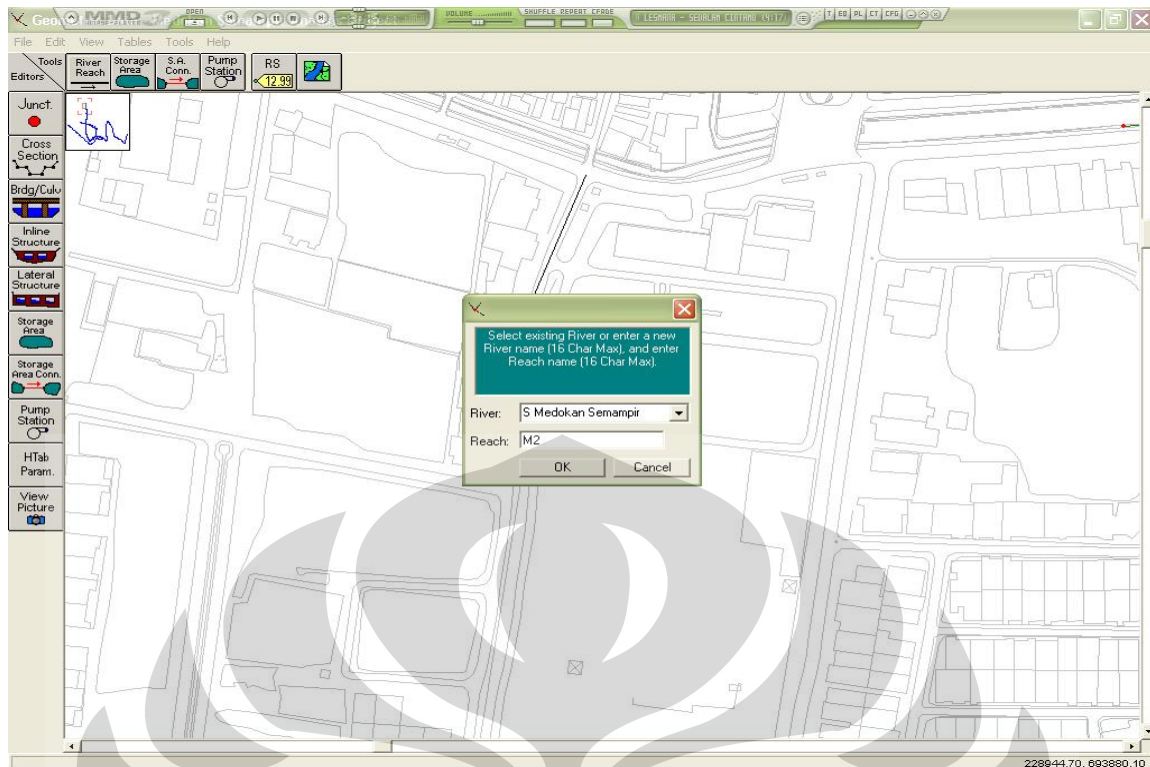
Gambar 5.2. Tampilan New Project

Untuk profil saluran Medokan Semampir langkah pertama yang dilakukan adalah membuat *reach* dan *junction* menurut lokasi peta wilayah. Dengan memilih *geometry* data pada *toolbar*, user bisa memasukkan data-data *cross*, *reach*, *junction*, dan data tambahan yang dibutuhkan. Gambar 5.3.



Gambar 5.3. Tampilan awal geometri data

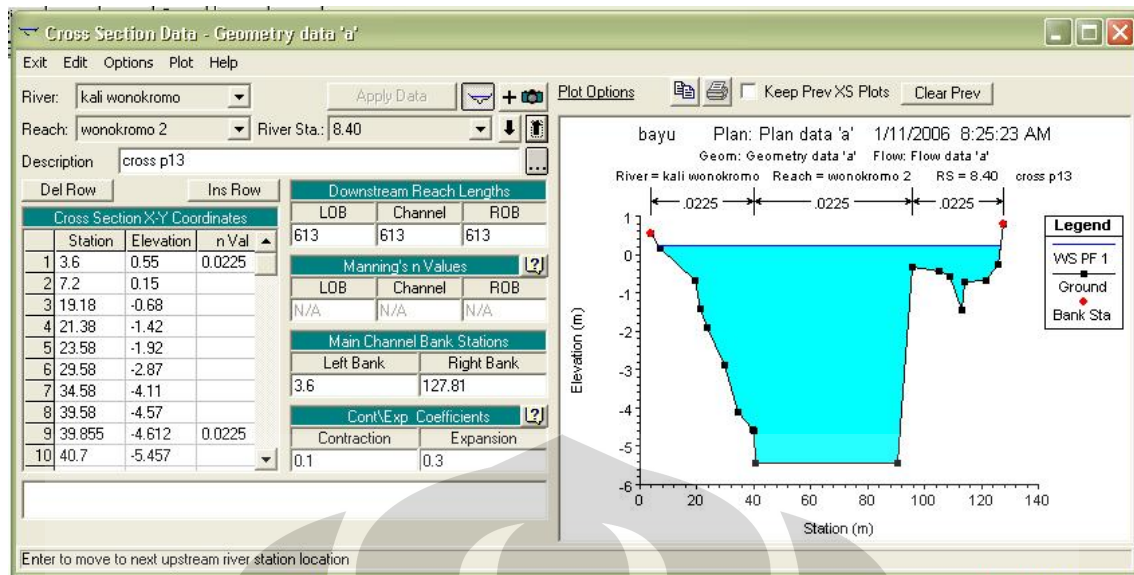
Untuk memudahkan membuat *reach* (ruas) yang simetris dengan sungai maka diperlukan menambahkan *background* seperti gambar dari autoCAD. Pembuatan *River reach* dengan *background* DAS Medokan digambarkan seperti pada gambar 5.4.



Gambar 5.4. Membuat reach pada saluran Medokan Semampir

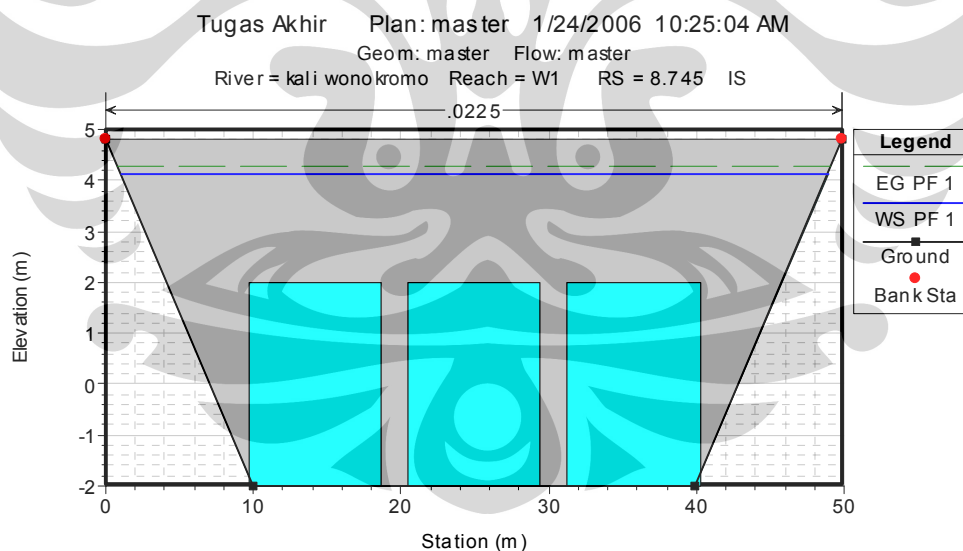
Selanjutnya, data-data *cross section* Medokan Semampir diinputkan sedemikian rupa hingga diperoleh profil sungai/saluran dari hulu hingga hilir. Untuk *cross section* Kali Wonokromo juga diinputkan pula. Total lebih dari 80 data *cross section* Saluran Medokan dan 36 data *cross section* Kali Wonokromo di masukkan dalam *Cross section* data. Perlu diketahui jarak antar *cross* semuanya berbeda-beda tergantung dari data yang diperoleh.

Data penampang melintang sungai digunakan untuk menggambarkan geometri bentuk sungai secara melintang, dan menentukan koefisien kekasaran. Pendekatan permodelan bentuk penampang melintang sungai tergantung pada ketelitian pengukuran dilapangan. Dalam model penampang melintang dapat digambarkan dalam bentuk yang tidak beraturan (*irregular*) sesuai dengan hasil pengukuran. Tampilan seperti hal tersebut dapat dilihat pada gambar 5.5.



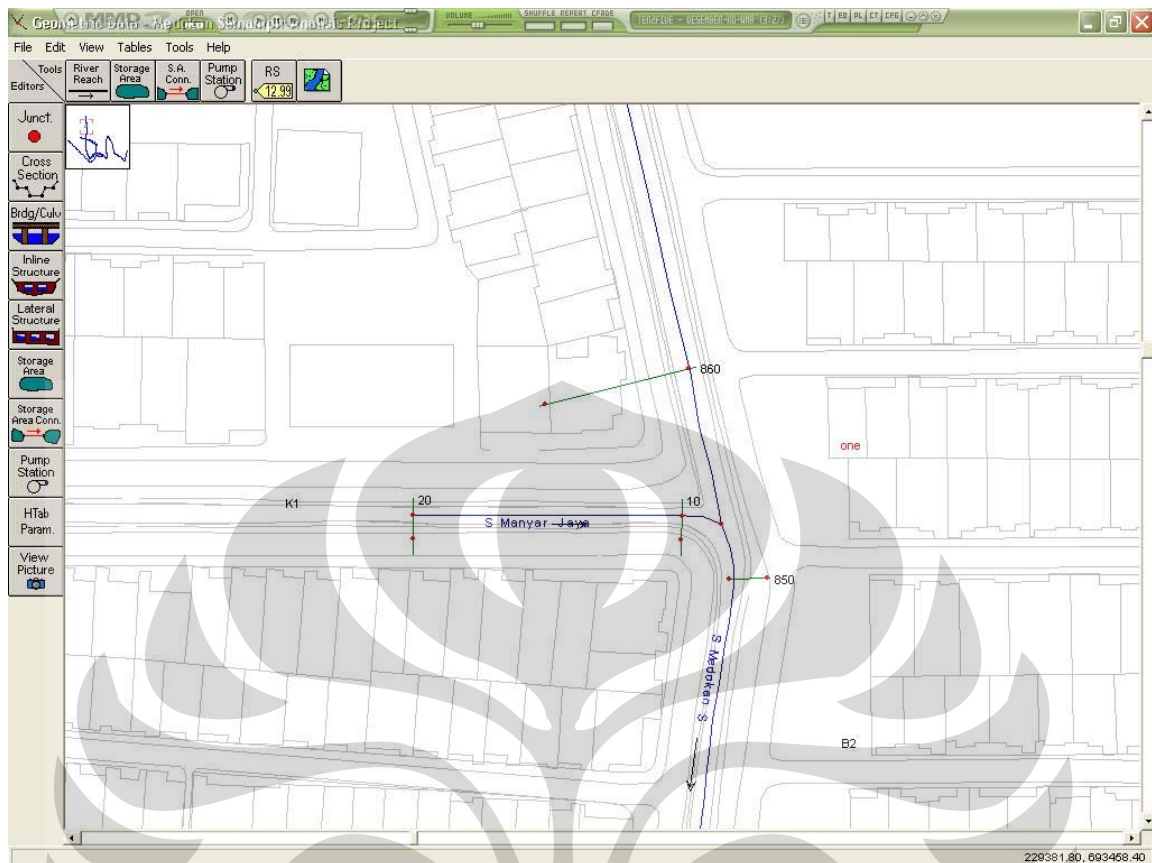
Gambar 5.5. Profil *Cross Section* Kali Wonokromo

Penampang melintang dihilir dan dihilir bangunan air juga dapat digambarkan dalam model. Termasuk juga bentuk dari bangunan air tersebut seperti pelimpah (*weir*), pintu, gorong-gorong, jembatan dan lain-lain. Gambar 5.6.



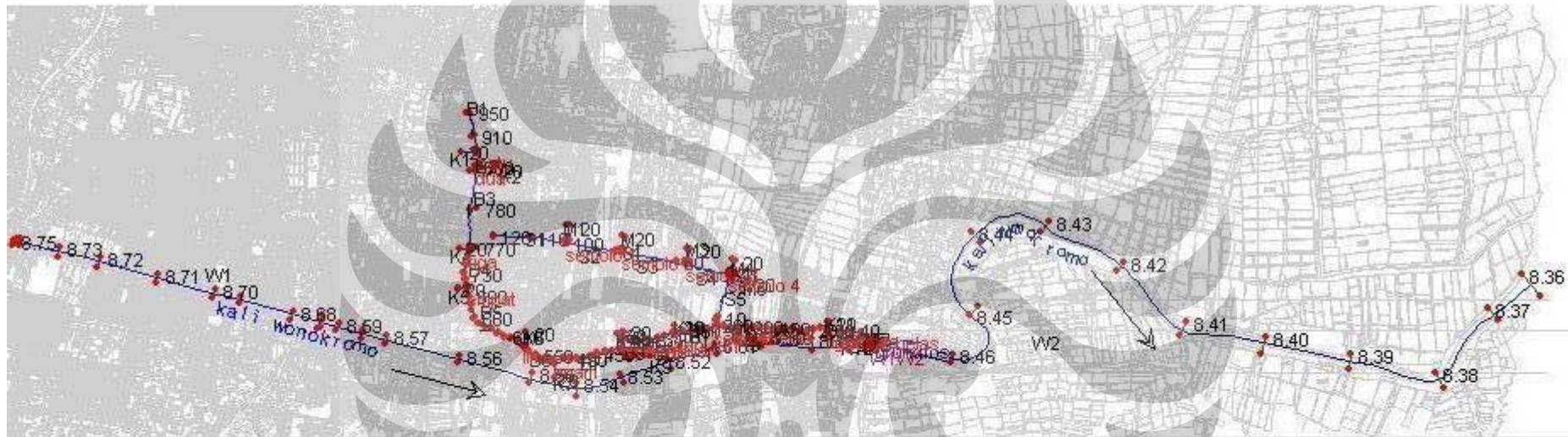
Gambar 5.6. Dam dan Pintu (*Inline Structure*) Jagir.

Untuk saluran-saluran yang masuk ke saluran utama Medokan Semampir tentunya juga dibuat berdasarkan peta situasi. Data *cross* saluran Manyar Jaya dan lain-lain, dimasukkan pula dalam HEC-RAS. Gambar 5.7.



Gambar 5.7. *Cross section* pada saluran Manyar Jaya

Setelah semua data *cross section* pada saluran sub *catchment* Medokan Semampir dimasukkan, akan di dapat skema jaringan model sistem drainase Medokan Semampir. Skema ini menunjukkan profil aliran air hulu hingga hilir Kali Wonokromo dan Saluran Medokan Semampir. Gambar 5.8.



Gambar 5.8. Jaringan sistem drainase Medokan Semampir pada HEC-RAS

5.11. SIMULASI DEBIT Q5 TAHUN

Simulasi ini didasarkan pada perhitungan debit banjir periode ulang 5 tahun yang mengalir pada sistem dengan asumsi bahwa debit tersebut mengalir dalam waktu yang sama. Untuk saluran Medokan Semampir diambil debit rencana Q5 tahun, tabel 5.23, sedangkan untuk Kali Wonokromo diambil debit rencana Q25 tahun.

Tabel 5.23. Debit Rencana Q5 tahun Sal. Medokan Semampir

NAMA SALURAN	Panjang (m)	Luas (Ha)	Q (5) (m ³ /dtk)
Sal Medokan Semampir			
Sal Manyar Jaya	1824.597	121.708	2.783
Sal Klampis Indah	1377.841	85.227	2.454
Sal Nginden Intan	976.434	11.999	0.463
Sal Semampir 1	949.541	14.297	0.584
Sal Semampir 2	694.631	8.895	0.293
Sal Semampir 3	898.321	10.425	0.324
Sal Medokan Semampir Baru	1005.104	29.278	0.602
Sal Nginden Jangkungan	1332.881	51.250	1.377
Sal Brimob	1532.824	50.738	1.198
Sal Semolowaru timur	1714.695	54.133	0.845
Sal Semampir tengah	1160.024	37.925	0.960
Sal Araya Selatan	886.799	16.365	0.664
Sal Galaxy Klampis Asri I	852.783	23.664	0.529
Sal Nginden Semolowaru			
Sal Manyar	1387.856	26.836	0.797
Sal Semolowaru Utara	1666.392	58.315	0.924
Sal Araya barat	1407.498	58.315	1.597
Sal Araya timur	1644.430	25.361	0.711
Sal Sukosemolo II	1349.359	36.501	1.133
Sal Ngemplak	1611.659	39.539	1.087

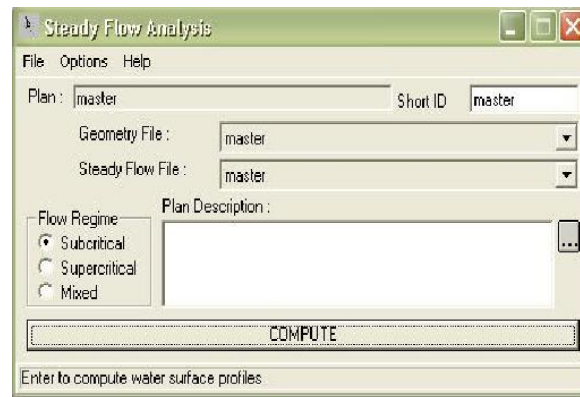
Berdasarkan perencanaan suatu saluran pematuan dalam wilayah perkotaan direncanakan dengan debit lima tahunan. Debit dari *sub catchment area* tersebut dimasukkan ke dalam *steady flow data* sesuai perhitungan analisa hidrologi. Lihat gambar 5.9.

Flow Change Location				
	River	Reach	RS	PF 1
1	kali wonokromo	W1	8.75	419
2	kali wonokromo	W2	8.47	438.845
3	s araya barat	M2	20	1.597
4	s araya selatan	K8	20	0.664
5	s araya timur	M3	20	0.711
6	s brimob	K4	20	1.198
7	s galaxy klampis	K10	20	0.529
8	s klampis indah	K2	20	2.454
9	s manyar jaya	K1	20	2.783
10	s medokan baru	K11	20	0.602
11	s medokan semarr	B1	950	0.001
12	s medokan semarr	B2	850	2.784
13	s medokan semarr	B3	790	5.238
14	s medokan semarr	B4	760	6.436
15	s medokan semarr	B5	700	7.813
16	s medokan semarr	B6	570	8.658
17	s medokan semarr	B7	510	9.121
18	s medokan semarr	B8	400	10.081
19	s medokan semarr	B9	390	10.745
20	s medokan semarr	B10	350	11.329
21	s medokan semarr	B11	310	11.858
22	s medokan semarr	B12	250	18.153
23	s medokan semarr	B13	210	18.446
24	s medokan semarr	B14	70	19.048
25	s medokan semarr	B15	50	19.845
26	s ngemplak	M5	20	1.087
27	s nginden intan	K7	20	0.463
28	s nginden jangku	K5	20	1.377
29	s semampir	K9	20	0.584
30	s semampir 2	K9	20	0.293
31	s semampir 3	K12	20	0.324
32	s semampir tenga	K7	20	0.96
33	s semolowaru	S1	120	0.797

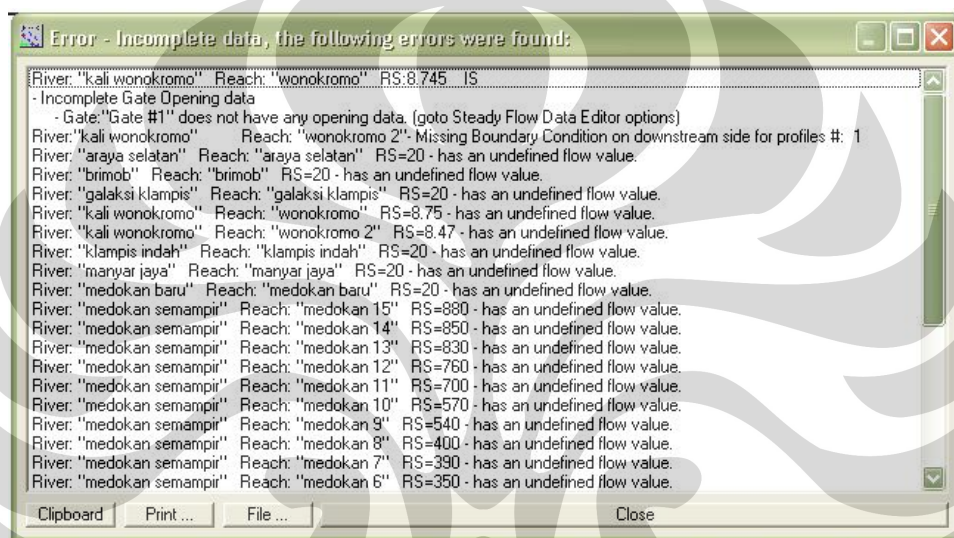
Gambar 5.9. Debit *sub catchment* Medokan Semampir (m^3/dt) di *Steady flow data*

5.12. KOMPUTASI HASIL

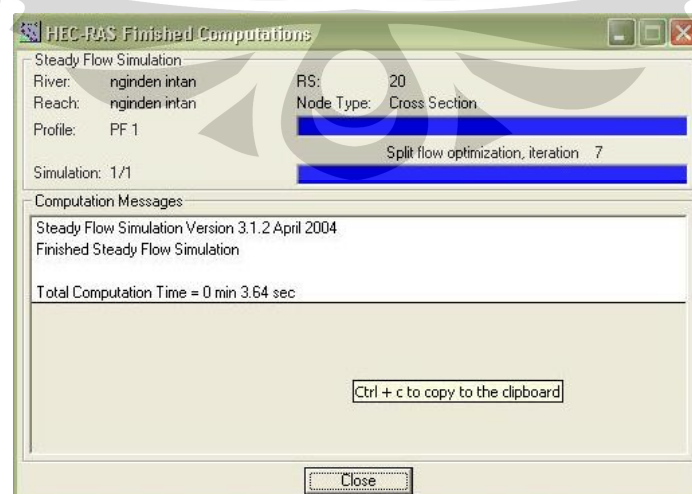
Data debit digunakan untuk mengetahui kapasitas saluran eksisting. Apakah memenuhi atau tidak dapat diketahui setelah menjalankan/running proses. Proses perintah komputasi ditunjukkan dalam gambar 5.13. Kegagalan proses finish running banyak faktornya, secara otomatis program akan memunculkan kotak dialog *error* menurut kesalahan data, terlihat pada gambar 5.14. Namun jika setelah dirunning tidak ada data *error*, hasil dari analisa HEC – RAS dapat diketahui, lihat gambar 5.15.



Gambar 5.10. Proses *compute* jika data telah selesai dimasukkan



Gambar 5.11. Proses *compute* dengan adanya kesalahan



Gambar 5.12. Proses finish *compute* jika tidak ada data kesalahan

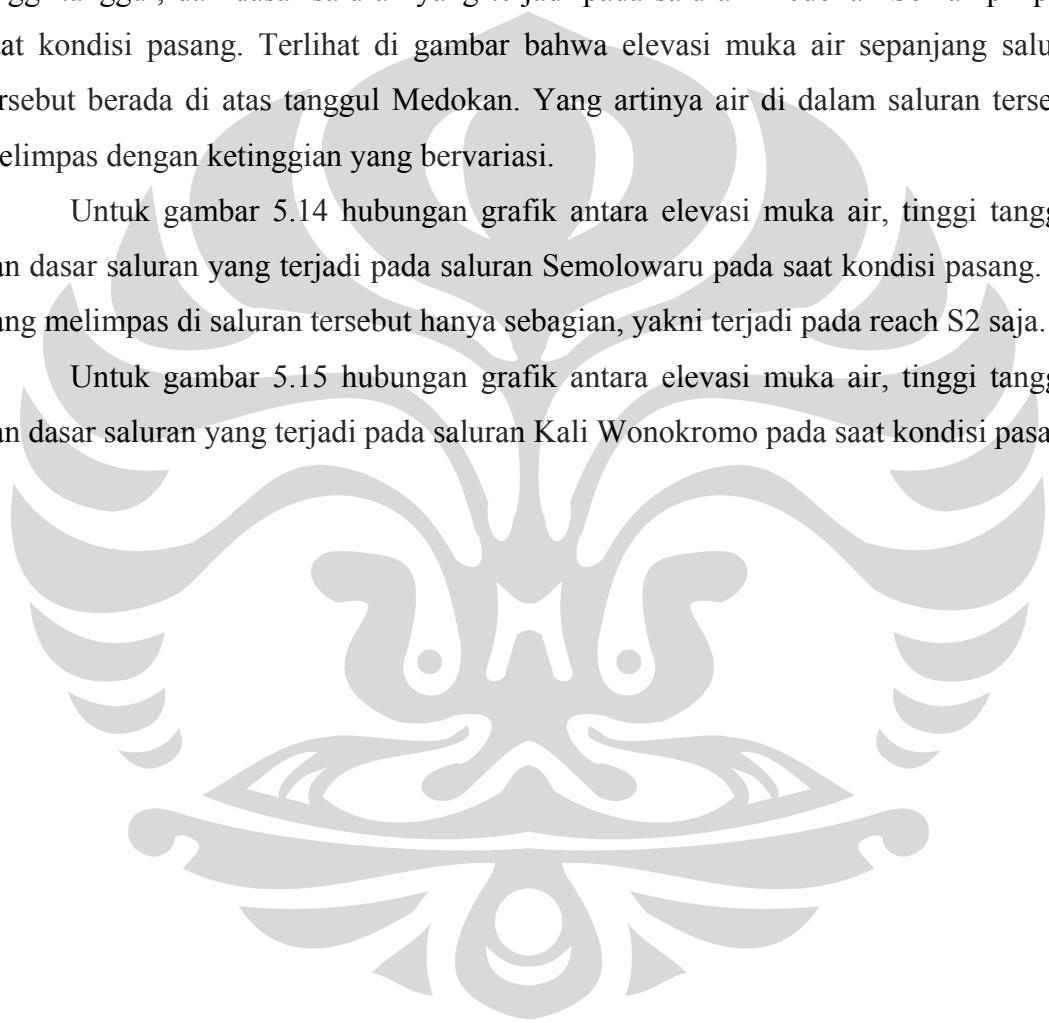
Berikut akan di tampilkan dua komputasi yang memperlihatkan perbedaan fluktuasi debit Kali Wonokromo akibat pengaruh pasang surut air laut di hilir Kali Wonokromo. Dari data didapatkan, untuk kondisi pasang tertinggi berada di elevasi (+0.52 m) dan kondisi surut terendah berada di -2.72m.

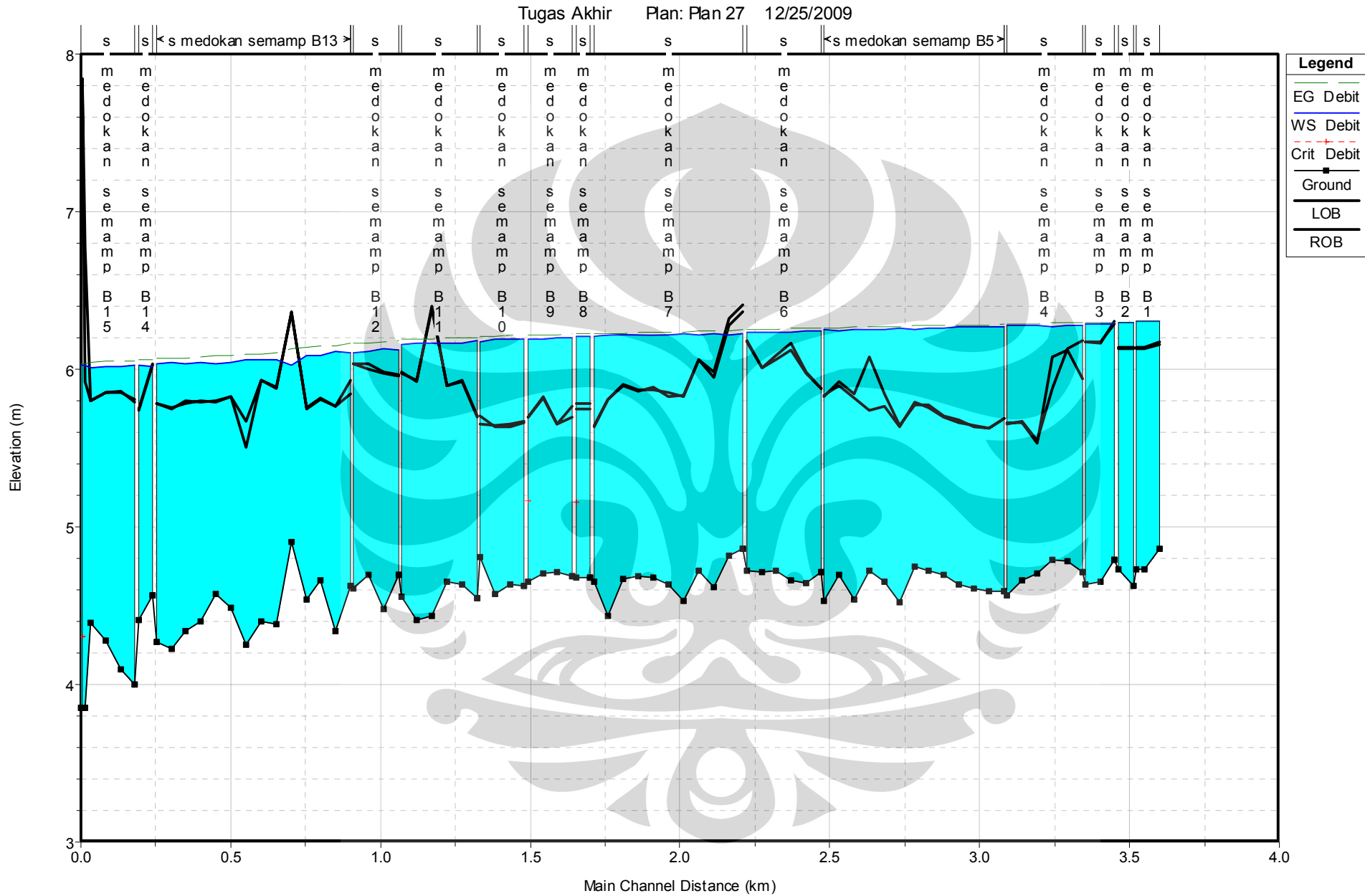
5.13. Komputasi saat kondisi Pasang

Pada Gambar 5.13 menunjukkan hubungan grafik antara elevasi muka air, tinggi tanggul, dan dasar saluran yang terjadi pada saluran Medokan Semampir pada saat kondisi pasang. Terlihat di gambar bahwa elevasi muka air sepanjang saluran tersebut berada di atas tanggul Medokan. Yang artinya air di dalam saluran tersebut melimpas dengan ketinggian yang bervariasi.

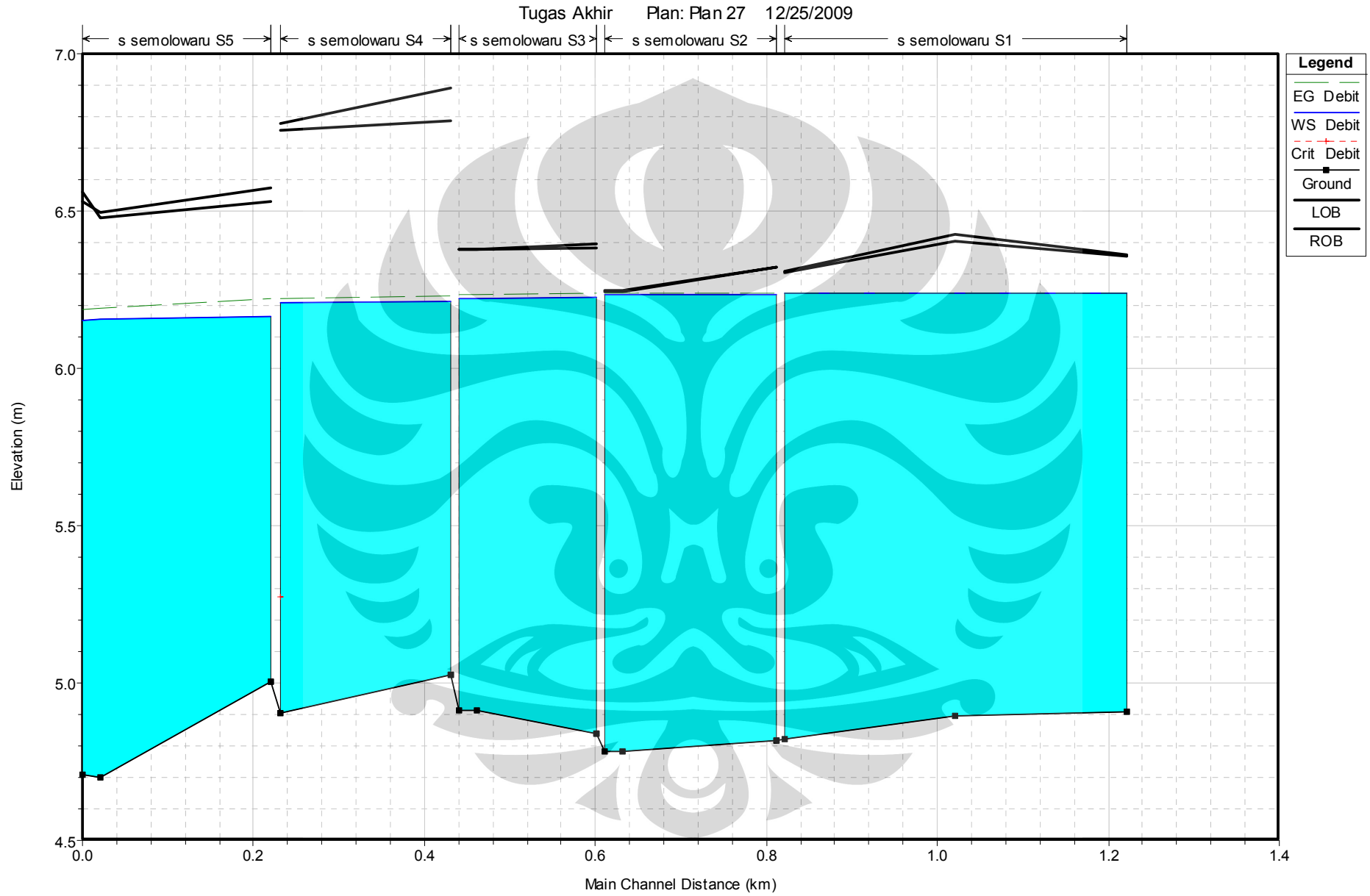
Untuk gambar 5.14 hubungan grafik antara elevasi muka air, tinggi tanggul, dan dasar saluran yang terjadi pada saluran Semolowaru pada saat kondisi pasang. Air yang melimpas di saluran tersebut hanya sebagian, yakni terjadi pada reach S2 saja.

Untuk gambar 5.15 hubungan grafik antara elevasi muka air, tinggi tanggul, dan dasar saluran yang terjadi pada saluran Kali Wonokromo pada saat kondisi pasang.

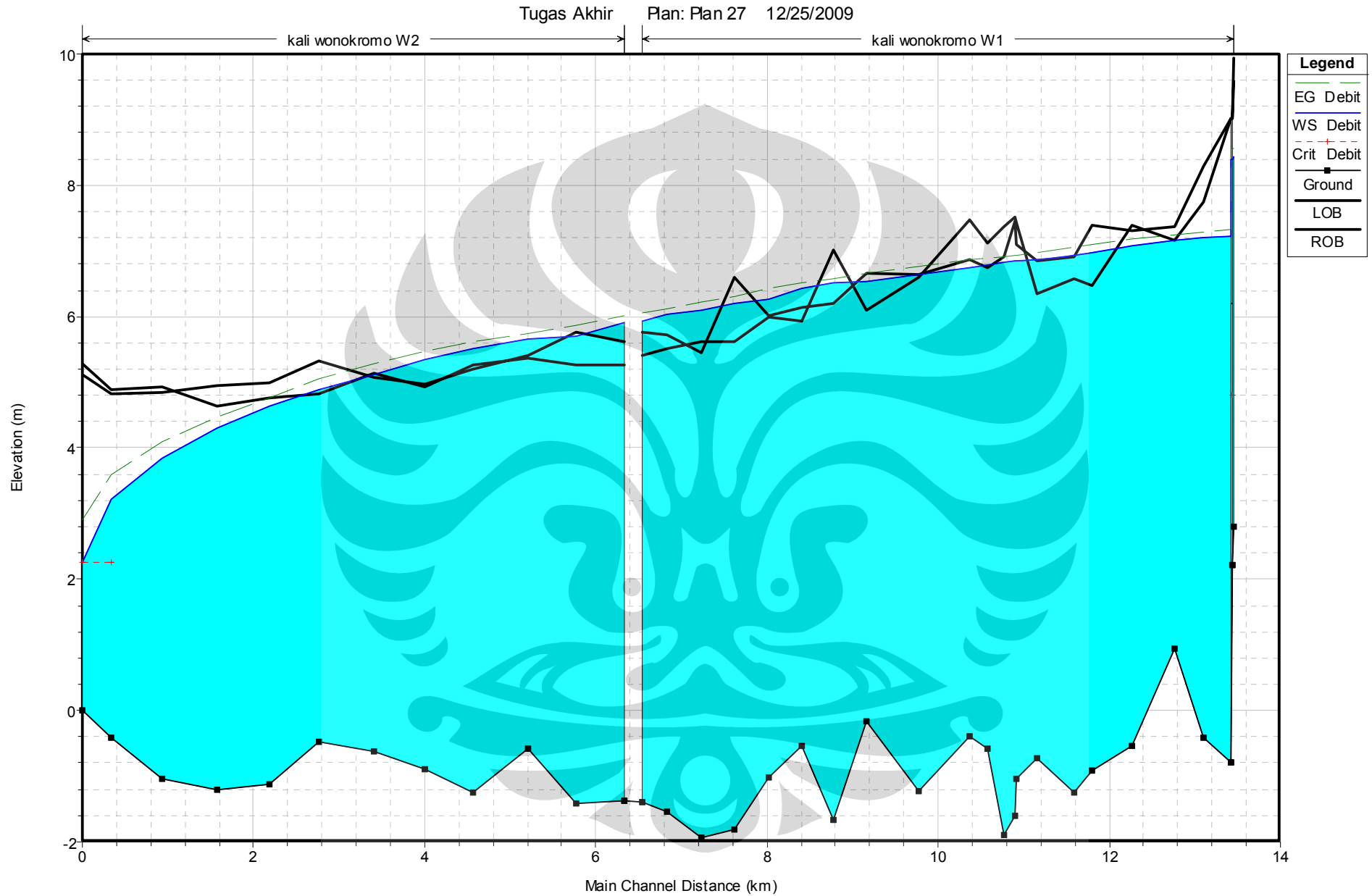




Gambar 5.13. Kondisi pasang tertinggi +0.52 m di saluran Medokan Semampir



Gambar 5.14 Kondisi pasang tertinggi +0.52 m di saluran Semolowaru



Gambar 5.15 Kondisi pasang tertinggi +0.52 m di Kali Wonokromo

Dari hasil analisa HEC-RAS diatas bisa dilihat dimana saja kawasan yang terjadi banjir dan terlihat bahwa banjir yang terjadi akibat Q5 tahun menunjukkan banjir yang terjadi setinggi 10-85 cm berada di saluran primer dan saluran sekunder. Lebih lengkapnya kawasan banjir yang terjadi akan di tampilkan di dalam tabel bawah berikut ini:

Tabel 5.24. Daerah dan tinggi kawasan yang mengalami genangan pada saat kondisi pasang

NAMA SALURAN	Kondisi Pasang (+0.52)	Ketinggian Banjir (m)
	Banjir	
Sal Medokan Semampir	V	0.85
Sal Manyar Jaya	V	0.27
Sal Klampis Indah	V	0.31
Sal Nginden Intan	-	-
Sal Semampir 3	V	0.42
Sal Semampir 2	V	0.37
Sal Semampir 1	V	0.27
Sal Medokan Semampir Baru	V	0.18
Sal Nginden Jangkungan	V	0.7
Sal Brimob	V	0.19
Sal Semolowaru timur	V	0.49
Sal Semampir tengah	V	0.17
Sal Araya Selatan	-	-
Sal Galaxy Klampis	-	-
Sal Nginden Semolowaru	V	0.11
Sal Semolowaru Utara	V	0.26
Sal Araya barat	-	-
Sal Araya timur	-	-
Sal Sukosemolo	-	-
Sal Ngemplak	-	-

5.14. Komputasi saat kondisi Surut

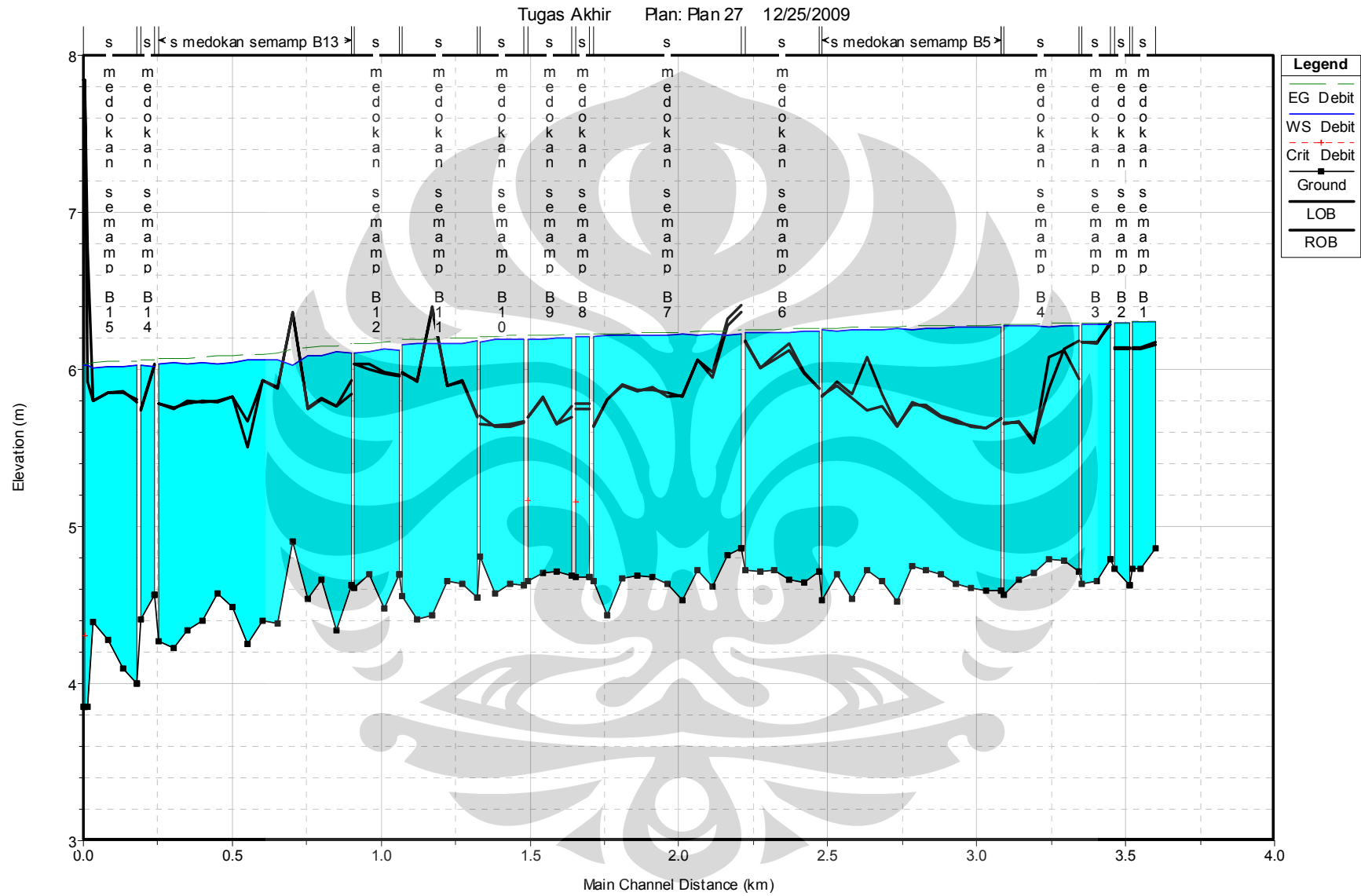
Dengan cara yang sama dengan menganalisa dalam HEC-RAS dalam kondisi surut di Kali Wonokromo akan didapatkan hasil seperti gambar di bawah ini. Ternyata banjir tetap terjadi di daerah saluran medokan dengan tinggi genangan 74 cm. Namun, pada analisa di saluran Semolowaru (saluran sekunder) tidak terjadi genangan.

Pada Gambar 5.16 menunjukkan hubungan grafik antara elevasi muka air, tinggi tanggul, dan dasar saluran yang terjadi pada saluran Medokan Semampir pada saat kondisi surut. Terlihat di gambar bahwa elevasi muka air sepanjang saluran

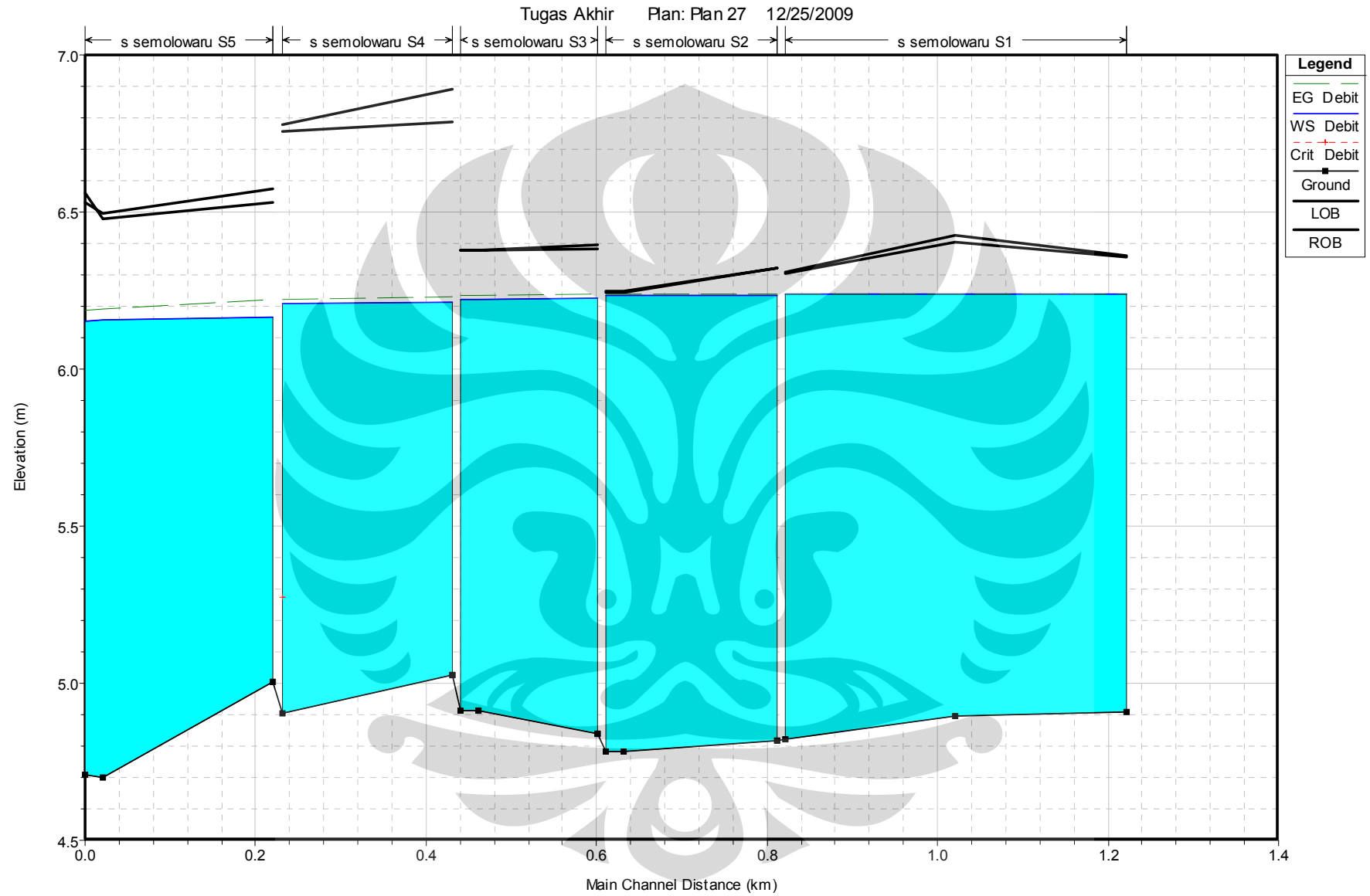
tersebut berada di atas tanggul Medokan. Yang artinya air di dalam saluran tersebut melimpas dengan ketinggian yang bervariasi.

Untuk gambar 5.17 hubungan grafik antara elevasi muka air, tinggi tanggul, dan dasar saluran yang terjadi pada saluran Semolowaru pada saat kondisi surut. Untuk gambar 5.18 hubungan grafik antara elevasi muka air, tinggi tanggul, dan dasar saluran yang terjadi pada saluran Kali Wonokromo pada saat kondisi pasang.

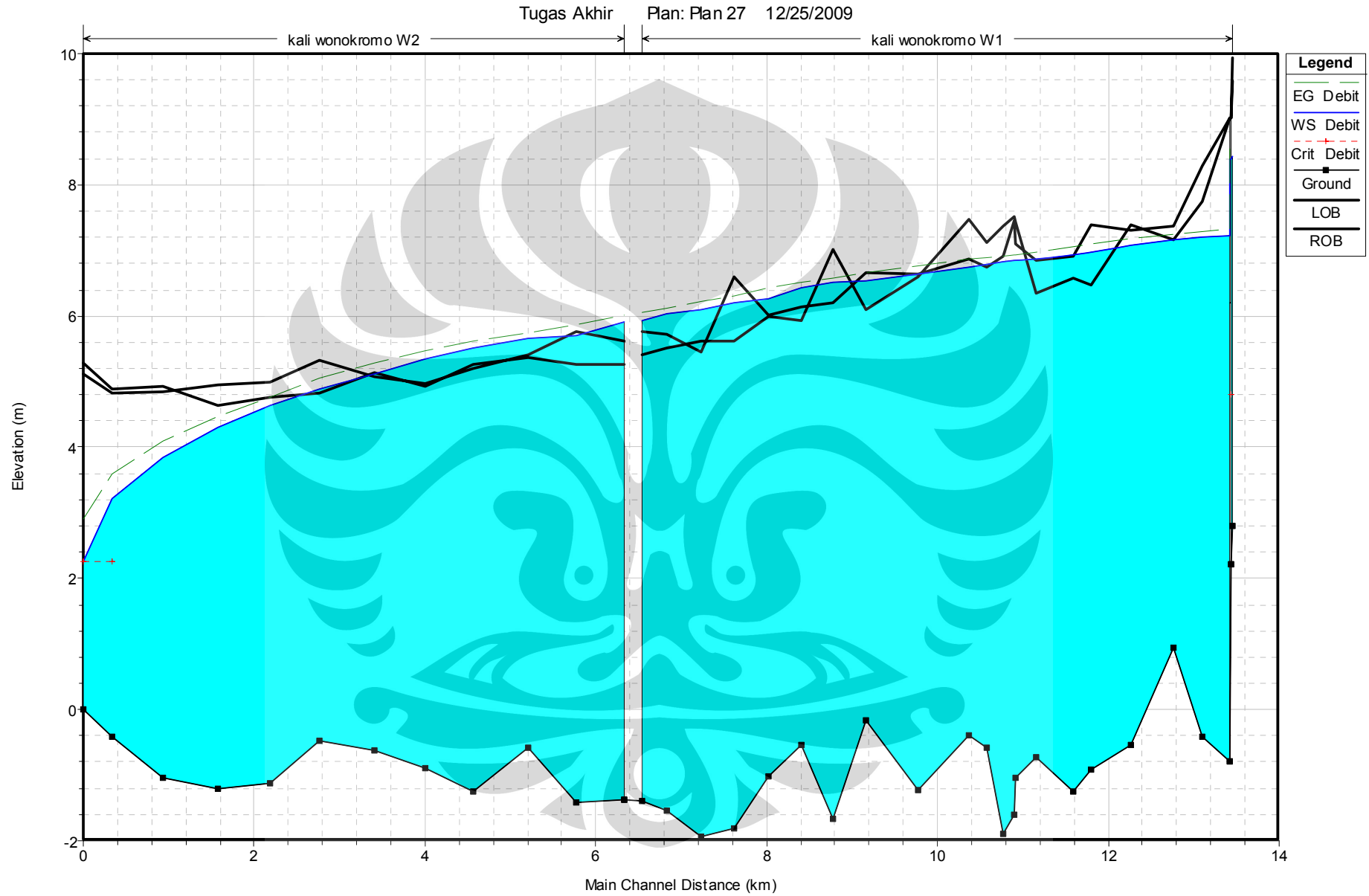




Gambar 5.16. Kondisi surut terendah -2.72 m di saluran Medokan Semampir



Gambar 5.17 Kondisi pasang terendah -2.72 m di saluran **Semolowaru**



Gambar 5.18 Kondisi pasang tertinggi -2.72 m di Kali Wonokromo

Dari hasil analisa HEC-RAS diatas bisa diperlihatkan dimana saja kawasan yang terjadi banjir menunjukkan banjir yang terjadi setinggi 1-74 cm berada di saluran primer dan saluran sekunder. Lebih lengkapnya kawasan banjir yang terjadi akan di tampilkan di dalam table bawah berikut ini:

Tabel 5.25. Daerah dan tinggi kawasan yang mengalami genangan pada saat kondisi Surut

NAMA SALURAN	Kondisi Surut (-2.72)	
	Banjir	Ketinggian Banjir (m)
Sal Medokan Semampir	V	0.74
Sal Manyar Jaya	V	0.16
Sal Klampis Indah	V	0.2
Sal Nginden Intan		
Sal Semampir 3	V	0.25
Sal Semampir 2	V	0.23
Sal Semampir 1	V	0.15
Sal Medokan Semampir Baru	V	0.01
Sal Nginden Jangkungan	V	0.59
Sal Brimob	V	0.09
Sal Semolowaru timur	V	0.37
Sal Semampir tengah	V	0.05
Sal Araya Selatan	-	-
Sal Galaxy Klampis	-	-
Sal Nginden Semolowaru	-	-
Sal Semolowaru Utara	V	0.14
Sal Araya barat	-	-
Sal Araya timur	-	-
Sal Sukosemolo	-	-
Sal Ngeplak	-	-

Dari perhitungan tersebut dapat disimpulkan sebagai berikut. Tinggi genangan kawasan Medokan yang terjadi saat banjir dipengaruhi oleh fluktuasi Kali Wonokromo akibat pasang surut air laut. Pada saat kondisi pasang tertinggi (+0.52m), banjir tertinggi terjadi di kawasan Saluran Medokan pada reach B4 di river station 720 jika dilihat di HEC-RAS dengan tinggi genangan 85 cm. Dan banjir terendah terdapat di kawasan saluran Semolowaru pada reach S2 pada river station 90 jika dilihat di HEC-RAS dengan tinggi genangan 10 cm.

Sedangkan jika dibandingkan banjir yang terjadi saat kondisi pasang dan kondisi surut terdapat selisih tinggi genangan sekitar 10-17 cm, seperti yang disajikan dalam tabel di bawah ini. Pada saat kondisi Surut terendah (-2.72m) tinggi genangan mengalami penurunan yang tidak signifikan. Namun, jika dilihat dalam bab III pada

kondisi eksisting banjir memang banjir terbesar terdapat di kawasan Medokan dengan tinggi genangan 40 cm.

Tabel 5.26. Selisih tinggi kawasan yang mengalami genangan pada saat kondisi Surut

NAMA SALURAN	Kondisi Pasang (+0.52 m)	Kondisi Surut (-2.72 m)	Selisih (m)
	Banjir (m)	Banjir (m)	
Sal Medokan Semampir	+0.85	+0.74	+0.11
Sal Medokan Semampir hulu			
Sal Manyar Jaya	+0.27	+0.16	+0.11
Sal Klampis Indah	+0.31	+0.2	+0.11
Sal Nginden Intan			
Sal Semampir 3	+0.42	+0.25	+0.17
Sal Semampir 2	+0.37	+0.23	+0.14
Sal Semampir 1	+0.27	+0.15	+0.12
Sal Medokan Semampir Baru	+0.18	+0.01	+0.17
Sal Nginden Jangkungan	+0.7	+0.59	+0.11
Sal Brimob	+0.19	+0.09	+0.1
Sal Semolowaru timur	+0.49	+0.37	+0.12
Sal Semampir tengah	+0.17	+0.05	+0.12
Sal Araya Selatan	-	-	
Sal Galaxy Klampis	-	-	
Sal Nginden Semolowaru	+0.11	-	
Sal Manyar	+0.26	+0.14	+0.12
Sal Semolowaru Utara	-	-	
Sal Araya barat	-	-	
Sal Araya timur	-	-	
Sal Sukosemolo	-	-	
Sal Ngeplak			

Perhitungan di atas terlihat bahwa saluran Medokan dipengaruhi oleh pasang surut air laut, sehingga terjadi *backwater* pada saluran tersebut. Backwater yang terjadi di Kali Wonokromo berpengaruh sejauh 9,759 km dari muara laut (lihat halaman Lampiran). Saluran yang paling tinggi terpengaruh oleh pasang – surut air laut ini adalah saluran Semampir 3 dan saluran Medokan Semampir baru dengan tinggi genangan mencapai 17 sentimeter.

Sedang untuk mengetahui debit saluran Medokan memenuhi debit rencana 5 tahun akan dihitung menggunakan rumus $Q = V \times A$. Untuk perhitungan V menggunakan rumus manning. Dimana, dari perbandingan debit banjir dengan debit saluran ini akan didapatkan debit *overflow* .

Perhitungan debit *overflow* tersebut bisa dilihat di Tabel 5.27. Untuk river reach ini didapat dari data Hec-Ras, dimana tiap reach memiliki beberapa saluran melintang dan diambil lebar dan tinggi rata-rata saluran. Setelah tiap reach diketahui nilai Debit Saluran, maka dijumlahkan secara akumulasi. Sehingga, di dapat hasil akhir dari total akumulasi debit di seluruh reach Medokan.

Hasil dari akumulasi debit Saluran eksisting sebesar $8,178 \text{ m}^3/\text{dt.}$, sedangkan debit periode banjir adalah $19,845 \text{ m}^3/\text{dt.}$ Dalam tabel terlihat bahwa hasil akhir selisih debit yang terjadi dalam kondisi eksisting, Saluran Semolowaru menyisakan debit sebesar **$11.667 \text{ m}^3/\text{dt.}$**



Tabel 5.27. Selisih tinggi kawasan yang mengalami genangan pada saat kondisi eksisting

Reach - River Station	Lebar saluran tanggul rata2	Lebar dasar saluran rata2	Tinggi saluran tanggul rata (h)	A	P	R=A/P	S	n	$V=1/n.R^{3/2}.S^{1/2}$	Q= VxA	Debit Dari sal. Tersier + Sekunder (m ³ /dt)	Q saluran (m ³ /dt)	Q Banjir (m ³ /dt)	Selisih (m ³ /dt)
B1	5.87	5.41	1.37	7.71	4.00	1.927569	0.0015	0.02	0.134	1.035		1.035	0.001	-1.034
B2	6.53	6.09	1.45	9.15	9.02	1.013998	0.0015	0.02	0.020	0.179	0.226	1.261	2.784	1.523
B3	7.63	7.35	1.51	11.33	10.38	1.090814	0.0015	0.02	0.024	0.276	0.323	1.584	5.238	3.654
B4	7.37	6.99	1.11	7.99	9.25	0.863804	0.0015	0.02	0.012	0.097	0.112	1.696	6.436	4.740
B5	8.23	7.83	1.13	9.06	10.12	0.89477	0.0015	0.02	0.013	0.122	0.136	1.831	7.813	5.982
B6	9.27	8.88	1.29	11.69	11.49	1.017925	0.0015	0.02	0.020	0.231	0.238	2.070	8.658	6.588
B7	9.58	9.22	1.27	11.96	11.79	1.01419	0.0015	0.02	0.020	0.234	0.235	2.305	9.121	6.816
B8	9.93	9.50	1.05	10.23	11.65	0.878207	0.0015	0.02	0.013	0.130	0.132	2.437	10.081	7.644
B9	9.85	9.43	1.04	10.04	11.55	0.868964	0.0015	0.02	0.012	0.123	0.161	2.598	10.745	8.147
B10	9.60	9.39	1.00	9.50	11.40	0.832902	0.0015	0.02	0.011	0.103	0.105	2.702	11.329	8.627
B11	9.68	9.30	1.41	13.42	12.16	1.103933	0.0015	0.02	0.025	0.338	0.391	3.093	11.858	8.765
B12	11.70	11.31	1.36	15.64	14.05	1.11293	0.0015	0.02	0.026	0.404	0.576	3.669	18.153	14.484
B13	12.49	12.10	1.38	16.97	14.89	1.139936	0.0015	0.02	0.028	0.471	0.471	4.141	18.446	14.305
B14	14.00	13.58	1.40	19.29	16.41	1.175296	0.0015	0.02	0.030	0.587	0.587	4.728	19.048	14.320
B15	13.95	13.64	2.37	32.71	18.39	1.778561	0.0015	0.02	0.105	3.451	3.451	8.178	19.845	11.667

5.15. Alternatif Penyelesaian Mengatasi Genangan

Caranya dengan menambah ketinggian tinggi (h) saluran hingga 20 persen dari nilai awalnya. Cara ini menggunakan *routing channel*, dimana setiap *reach* dianalisa satu persatu, sehingga terdapat nilai Q akumulasi dari setiap *reach* yang ada. Dalam *reach* terakhir di B15, terdapat selisih debit *overflow* sebesar $7,044 \text{ m}^3/\text{detik}$. Ternyata, dengan alternatif penyelesaian ini masih kurang maksimal. Karena masih ada debit *overflow* sebesar **$7.044 \text{ m}^3/\text{detik}$** . Lebih jelasnya bisa dilihat dalam Tabel 5.28 dibawah ini.

Debit *overflow* inilah yang harus di buang untuk mengatasi kelebihan debit yang berada di saluran Medokan. Untuk itu harus dibuat suatu sistem tampungan air sementara/polder dimana kelebihan debit di tampung di polder, kemudian pada saat tertentu air ini dibuang dengan menggunakan pompa.

Sistem polder adalah sistem penanganan drainase perkotaan dengan cara mengisolasi daerah yang dilayani dari pengaruh limpasan air hujan / air laut dengan penanggulangan / prasarana lain (jalan, jalan kereta api), dan sistem drainasenya dengan pemompaan. Untuk ilustrasi polder dengan pompa bisa dilihat dalam gambar dibawah ini.



Sumber Ilustrasi: Slide Mata Kuliah Drainase Kota oleh El Khobar Nazech

Gambar 5.19. Ilustrasi kombinasi kolam retensi dengan rumah pompa

Tabel 5.28. Hasil Perhitungan selisih Q banjir dengan Q saluran dengan kedalaman di tambah 20 persen.

Reach - River Station	Lebar saluran tanggul rata2	Lebar dasar saluran rata2	Tinggi saluran tanggul rata (h)	h sal 20%	A	P	R=A/P	S	n	$V=1/n.R^{3/2}.S^{1/2}$	Q= VxA	Debit Dari Sal Tersier +Sekunder	Q saluran (m3/det)	Q Banjir (m3/det)	Selisih
B1	5.87	5.41	1.37	1.64	9.25	8.72	1.061	0.0015	0.02	0.022	0.207		0.207	0.001	-0.206
B2	6.53	6.09	1.45	1.74	10.98	9.60	1.144	0.0015	0.02	0.028	0.308	0.355	0.562	2.784	2.222
B3	7.63	7.35	1.51	1.81	13.59	10.99	1.237	0.0015	0.02	0.036	0.483	0.530	1.092	5.238	4.146
B4	7.37	6.99	1.11	1.34	9.58	9.69	0.989	0.0015	0.02	0.018	0.174	0.189	1.281	6.436	5.155
B5	8.23	7.83	1.13	1.35	10.87	10.57	1.028	0.0015	0.02	0.020	0.222	0.236	1.517	7.813	6.296
B6	9.27	8.88	1.29	1.55	14.03	12.00	1.170	0.0015	0.02	0.030	0.421	0.428	1.945	8.658	6.713
B7	9.58	9.22	1.27	1.53	14.35	12.30	1.167	0.0015	0.02	0.030	0.428	0.429	2.374	9.121	6.747
B8	9.93	9.50	1.05	1.26	12.28	12.07	1.018	0.0015	0.02	0.020	0.243	0.244	2.618	10.081	7.463
B9	9.85	9.43	1.04	1.25	12.05	11.96	1.007	0.0015	0.02	0.019	0.231	0.268	2.886	10.745	7.859
B10	9.60	9.39	1.00	1.20	11.40	11.80	0.966	0.0015	0.02	0.017	0.192	0.194	3.081	11.329	8.248
B11	9.68	9.30	1.41	1.70	16.10	12.72	1.266	0.0015	0.02	0.038	0.613	0.665	3.746	11.858	8.112
B12	11.70	11.31	1.36	1.63	18.77	14.59	1.286	0.0015	0.02	0.040	0.749	0.921	4.667	18.153	13.486
B13	12.49	12.10	1.38	1.66	20.36	15.43	1.319	0.0015	0.02	0.043	0.877	0.877	5.544	18.446	12.902
B14	14.00	13.58	1.40	1.68	23.15	16.97	1.364	0.0015	0.02	0.048	1.102	1.102	6.646	19.048	12.402
B15	13.95	13.64	2.37	2.85	39.25	19.34	2.030	0.0015	0.02	0.157	6.155	6.155	12.801	19.845	7.044

5.16. Perhitungan Kapasitas Pompa dengan Polder

Perlu diketahui laporan skripsi ini tidak menghitung detail kapasitas dan jumlah pompa dengan menggunakan analisa hidrologi (*hydrograph* banjir khususnya), karena alternatif penyelesaian yang disajikan disini terbatas pada waktu pengerjaan laporan dan detail penyelesaian, untuk itu diperlukan studi lebih lanjut.

Namun akan di tampilkan *sequence* dalam perhitungan pompa sebenarnya.

- Air yang ada pada saluran haruslah mengalir menuju pembuangan akhir. Namun apabila air pada saluran tersebut tidak dapat mengalir secara gravitasi ke pembuangan akhir karena elevasi pada pembuangan akhir lebih tinggi maka perlu dilakukan pemompaan. Pompa harus mampu membantu saluran untuk mengatasi terjadinya banjir maupun genangan.
- Dimulai dari analisa curah hujan, pembuatan hidrograf dan dilakukannya penelusuran banjir maka akan menghasilkan hidrograf air yang harus dibuang oleh pompa. Volume air yang mampu dibuang pompa adalah besarnya kapasitas pompa yang beroperasi selama waktu tertentu. Dan sisa air yang tidak dapat terpompa harus mampu ditampung oleh saluran agar tidak terjadi banjir. Tetapi jika sisa air yang belum bisa terpompa melebihi kapasitas saluran, maka perlu adanya perhitungan lebih lanjut untuk mengatasi luapan air ini salah satunya dengan pendimensian ulang saluran.
- Air yang ada pada saluran haruslah mengalir menuju pembuangan akhir. Namun air pada saluran tersebut tidak dapat mengalir secara grafitasi ke pembuangan akhir karena elevasi pada pembuangan akhir lebih tinggi maka perlu dilakukan pemompaan. Pompa harus mampu membantu saluran untuk menngatasi terjadinya banjir maupun genangan. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam menganalisa hidraulika system pompa:
 - a. Aliran masuk ke pompa.
Dalam drainase sistem pompa yang diperlukan tidak hanya debit puncak banjir, tetapi juga hidrograf banjir.
 - b. Tinggi muka air saluran di titik outlet.
Ketinggian muka air saluran induk di titik outlet saluran perlu dipelajari pengaruhnya terhadap muka air di saluran induk.
 - c. Ketinggian maksimum dan kapasitas pompa yang ada.

Muka air maksimum harus ditentukan berdasarkan elevasi muka air terendah dan tata guna lahan didaerah dataran rendah. Dapat dikatakan di dataran rendah tidak diijinkan adanya genangan. Dalam hal ini dapat dipertimbangkan untuk merencanakan muka air maksimum di atas elevasi muka tanah terendah.

d. Pengaruh pompa

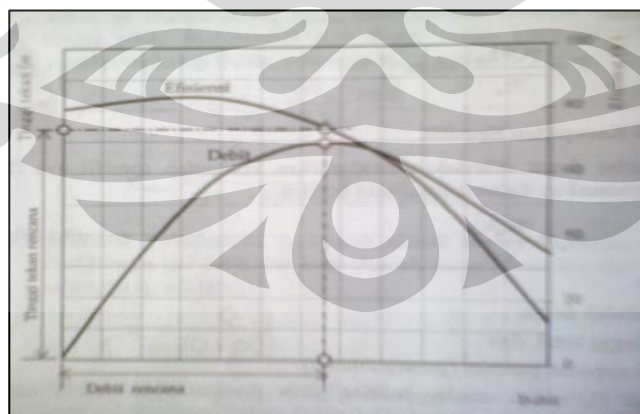
Pengaruh pompa yang dinyatakan dalam penurunan muka air maksimum harus diperkirakan untuk beberapa periode ulang untuk memperkirakan keuntungan stasiun pompa.

e. Pola operasi pompa

Pola operasi sistem drainase dengan stasiun pompa berdasarkan pada muka air pada sungai induk.

- **Kerja pompa dan lengkung karakteristik**

Pompa biasanya didesain untuk satu kecepatan, debit dan tinggi tekan tertentu, namun kenyataannya di lapangan operasinya mungkin meliputi berbagai kondisi debit, atau tinggi tekan, dan untuk perubahan itu kondisi pompa mungkin berbeda. Lengkung karakteristik pompa digunakan untuk memperkirakan perilaku dan kinerja pompa dalam berbagai kondisi. Lengkung karakteristik ini biasanya disediakan oleh produsen pompa.



Gambar 5.20 Lengkung karakteristik operasional pompa

Perhitungan analisa pompa menggunakan hukum ketetapan energi

$$: Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + hp = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h$$

Dengan persamaan tersebut dapat ditentukan besarnya daya pompa yang diperlukan untuk memompa air. Perumusan daya pompa yang dipakai:

$$D = Q \times \gamma \times hp$$

Dimana :

D = daya pompa, satuan Hp.

Q = debit yang dialirkan, satuan m³/det.

γ = berat jenis zat cair.

hp = tambahan tenaga per satuan berat zat cair yang diberikan pompa.

Dalam penentuan daya motor pompa, harus memperhitungkan bahwa daya motor pompa yang tersedia tidak dipergunakan seluruhnya, karena adanya tenaga yang hilang (efisiensi).

$$\eta = \frac{Do}{Di}$$

Dimana :

η = efisiensi motor, berkisar antara 0,8-0,9.

Do = daya yang dapat dimanfaatkan (output), satuan Hp.

Di = daya yang tersedia, (input), satuan Hp.

Rumus yang diambil untuk perhitungan ini diambil dari rumus *NEW JERSEY WATER MANAGEMENT GUIDE 2007*. Rumus ini banyak kekurangannya, karena banyak sekali asumsi-asumsi terkait dan faktor yang dihilangkan, seperti faktor pasang surut air laut dan pintu air, dimana rumus yang dipakai untuk menghitung kapasitas pompa adalah:

$$S = V \left(1 - \frac{I}{P} \right)$$

Dimana:

S = Luasan kolam tandon (m³)

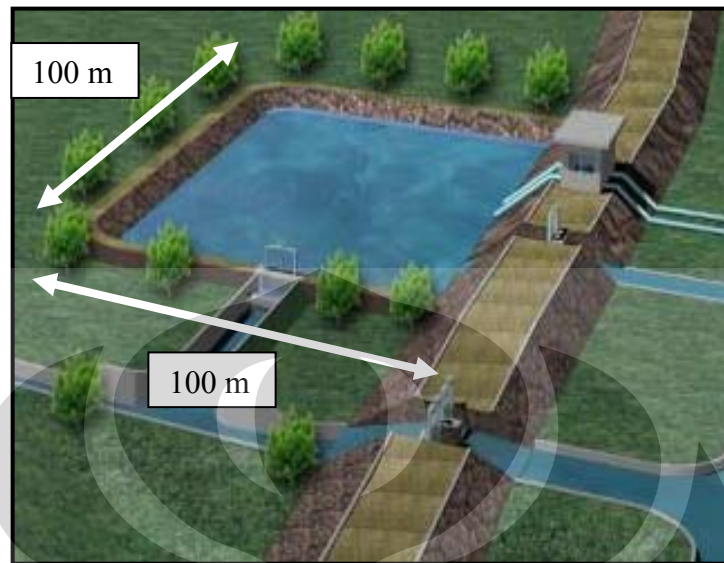
V = Total volume air disimpan dari saluran drainase sesuai periode waktu tertentu

I = Inflow rate (m³/detik)

P = Kapasitas pompa (m³/detik)

Pada data sistem saluran Medokan data yang diketahui hanya debit *overflow* yang melintas sebesar 7.044 m³/detik. Direncanakan volome tampungan polder dengan panjang x lebar x tinggi = 100 m x 100 m x 2 m. Sedang waktu yang dibutuhkan untuk

mengisi penuh polder selama 12 jam. Maka untuk menghitung kapasitas pompa tersebut adalah:



$$S = V \left(1 - \frac{I}{P} \right)$$

$$100m \times 100m \times 2m = 7,044m^3 / dtk \times 12 \times 3600 \times \left(1 - \frac{3,522m^3 / dtk}{P} \right)$$

$$P = 3,559m^3 / dtk$$

Jadi yang dibutuhkan di dalam kolam retensi tersebut pompa dengan besaran kapasitas $P = 3,559m^3 / dtk$ jika dibulatkan sekitar $3,6 m^3/dtk$.

5.17. Perhitungan Analisa Biaya dari Alternatif Penyelesaian

Nilai satuan harga yang diambil dalam perhitungan ini adalah nilai asumsi-asumsi dari hasil kisaran harga berdasarkan hasil nilai yang didasarkan dari sumber terkait dari internet (nilai terkini) yang berada di wilayah Surabaya, Jawa Timur. Di sini tidak di cantumkan secara detail perhitungan analisa biaya terkait upah dan jam kerja, untuk itu diperlukan studi lebih lanjut.

a. Memperbesar nilai kedalaman Saluran

- Volume galian adalah :
 - = $4.980 m \times 0,25 m \times 9,70 m$
 - = $12.076,5 m^3$
 - Upah pekerjaan galian Rp $20.000/m^3$

$$= 12.076,5 \text{ m}^3 \times \text{Rp } 20.000/\text{m}^3 = \text{Rp } 241.843.897$$

Total Biaya yang dibutuhkan memperbesar kedalaman saluran adalah **Rp 241.843.897**

b. Memperbesar nilai kedalaman Saluran, membuat waduk dan pompa

Biaya Memperbesar nilai kedalaman saluran	=	Rp 241.843.897
Biaya Pembebasan Lahan (2.7 ha) : Rp 400.000 x 27.000m ²	=	Rp10.800.000.000
Pekerjaan Galian Tanah: 100mx100mx2mx Rp 20.000	=	Rp 400.000.000
Pemasangan pompa 1,8 m ³ /detik (2 unit)	=	Rp 500.000.000
Pembuatan Pintu Inntake	=	Rp 50.000.000
Penataan Saluran	=	Rp 5.000.000

Total Biaya Rp 11.896.843.897

Jadi total biaya yang dibutuhkan untuk alternatif kedua ini nilai dananya sebesar **Rp 11.896.843.897**

Catatan: Harga Pembebasan lahan Rp 400.000,00 didapat dari harga NJOP yang ada di daerah Medokan hilir, Surabaya dan harga tagihan listrik belum tercantumkan.

c. Menormalisasi Saluran

Biaya Memperbesar nilai kedalaman saluran	=	Rp 241.843.897
Biaya Pembebasan Lahan 1.5x 4980x 1.500.000	=	Rp11.205.000.000
Pekerjaan Galian Tanah: 1.5x 4980x 2x Rp 20.000	=	Rp 298.800.000

Total Biaya Rp 11.745.643.897,00

Jadi total biaya yang dibutuhkan untuk alternatif kedua ini nilai dananya sebesar **Rp 11.745.643.897,00**

Catatan: Harga Pembebasan lahan Rp 1.500.000,00 didapat dari harga NJOP rata-rata daerah sepanjang saluran Medokan, dari hulu dan hilir.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SOLUSI PERMASALAHAN

6.1. KESIMPULAN

Dalam seluruh analisa perhitungan tersebut dapat ditarik kesimpulan bahwa debit banjir rencana periode ulang 5 tahun di sub DAS Medokan tidak mampu ditampung oleh saluran yang ada. Nilai Q banjir lebih besar daripada nilai Q saluran eksisting.

Selain itu, ketinggian banjir juga dipengaruhi oleh fluktuasi muka air Wonokromo. Jika pada saat pasang air laut, ketinggian banjir di Medokan lebih tinggi daripada terjadi saat air laut surut.

Nilai Q saluran di medokan sebesar 8,178 m³/detik. Sedangkan nilai Q banjir di Medokan sebesar 19,845 m³/detik, selisih nilainya sebesar 11, 667 m³/detik (lihat Tabel 5.27). Sedangkan, perbedaan paling ekstrem ketinggian genangan yang terjadi pada saat air pasang surut sebesar 17 cm.

Banjir tertinggi terjadi di kawasan Saluran Medokan pada *reach* B4 di river station 720 dengan tinggi genangan 85 cm Dan banjir terendah terdapat di kawasan saluran Semolowaru pada *reach* S2 di river station 90 dengan tinggi genangan 10 cm.

6.2. SOLUSI PERMASALAHAN

Dari kesimpulan di atas ada beberapa langkah untuk mengurangi kawasan genangan di daerah Medokan. Langkah pertama adalah, membuat kedalaman (h) saluran medokan lebih besar. Langkah kedua adalah mengkombinasi membuat kedalaman (h) dan membuat pompa baru. Langkah ketiga adalah menormalisasi saluran medokan dengan membuat kemiringan (s) saluran dengan gradasi teratur dan memperlebar lebar (b) salurannya. Untuk lebih jelas akan dibahas di bawah ini.

6.2.1. Memperbesar nilai kedalaman Saluran

Caranya dengan menambah ketinggian tinggi (h) saluran hingga 20 persen dari nilai awalnya. Cara ini menggunakan *routing channel*, dimana setiap *reach* dianalisa satu persatu, sehingga terdapat nilai Q akumulasi dari setiap *reach* yang ada. Dalam *reach* terakhir di B15, terdapat selisih debit *overflow* sebesar 7,044 m³/detik. Ternyata, dengan alternatif penyelesaian ini masih kurang maksimal. Karena masih ada debit *overflow* sebesar **7,044 m³/detik**. Total biaya untuk pekerjaan ini **Rp 241.843.897**

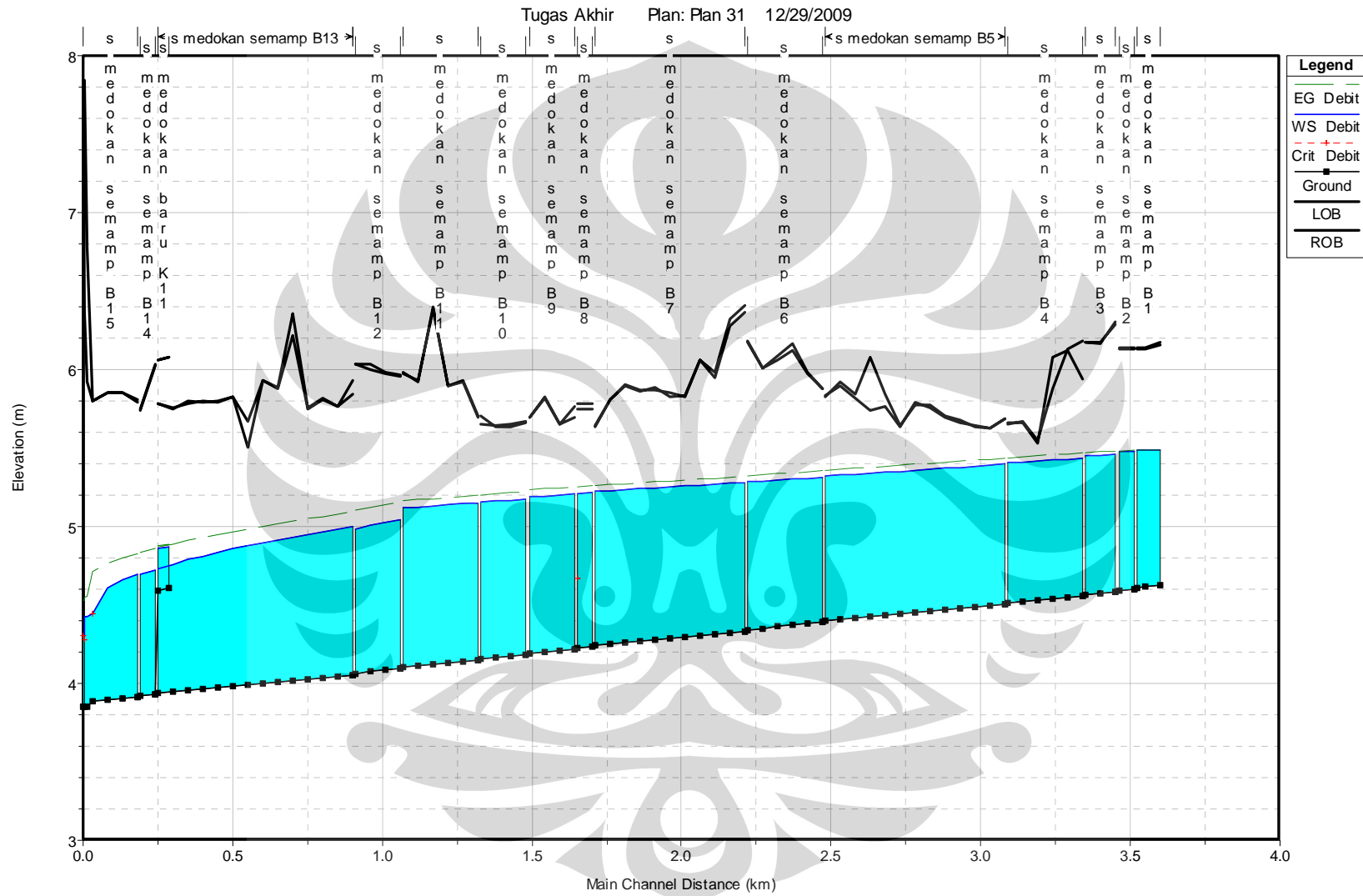
6.2.2. Memperbesar kedalaman Saluran, Memberi kolam retensi (Polder) serta memberi pompa baru.

Caranya sama dengan alternatif pertama, dengan melakukan *routing channel* per *reach*. Satu persatu nilai *reach* di akumulasikan nilai debitnya. Dalam *reach* terakhir di B15, terdapat selisih debit *overflow* sebesar 7,044 m³/detik. Dari hasil perhitungan bab sebelumnya di digunakan pompa dua unit dengan masing-masing besarnya pompa menjadi **1,8 m³/dtk**. Total biaya untuk melakukan pekerjaan ini adalah **Rp 11.896.843.897**. Dari semua alternatif penyelesaian, alternatif ini yang paling banyak memakan anggaran biaya, karena nilai itu juga belum ditambahkan harga untuk biaya rekening listrik pompa.

6.2.3. Menormalisasi Saluran.

Caranya dengan memperlebar saluran Medokan, dengan lebar saluran sebesar 1 sampai 1,5 meter dan menyeragamkan kemiringan dasar. Penjelasan untuk lebar existing dan rencana untuk saluran Medokan Semampir dapat dilihat pada Gambar 6.1 Total biaya untuk melakukan pekerjaan ini adalah **Rp 11.745.643.897,00**.

Terlihat bahwa muka air sudah berada pada batas aman dan sesuai tinggi jagaan (*freeboard*). Dimana, elevasi warna arsiran hijau (elevasi muka air) berada di bawah elevasi tanggul.



Gambar 6.1. Kondisi eksisting setelah normalisasi

DAFTAR PUSTAKA

- Anggrahini, 2005. **“Hidrolika Saluran Terbuka”**, Srikandi, Surabaya.
- Harto, Sri. 1989. **“Analisis Hidrologi”**, Pusat Antar Universitas Ilmu Teknik, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Mott MacDonald Ltd, Cambridge, UK dan PT. Tricon Jaya. 1999. **“Surabaya Master Plan Drainage”**, Pemerintah Kota Surabaya.
- Soewarno, **“Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data”**, Nova.
- Soemarto, C, D. 1999. **“Hidrologi Teknik”**, Erlangga, Jakarta.
- Subarkah. 1980. **“Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air”**, Idea Dharma, Bandung.
- Suripin. 2003. **“Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan”**, Andi, Yogyakarta.
- <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>
- United States Department of Agriculture Natural Resources Conservation Service Somerset, July 2007. **“NEW JERSEY WATER MANAGEMENT GUIDE”**, New Jersey.
- El Khobar Muhaemin Nazech. **“Slide mata kuliah Drainase Kota tentang Polder”**. 2009, Depok.
- Sosrodarsono S dan Takeda K, 1976. **Hidrologi Untuk Pengairan**. Jakarta : Penerbit Prima Karsa Utama.
- Loebis Joesron.1984. **Banjir Rencana Untuk Bangunan Air**, Bandung.
- Waniellista, P, Martin, **“Stromwater Management Quantity and Quality”**, Ann Abror Science Publiser. Inc.
- Gupta, S, Ram. **“Hydrology and Hydraulic System”**.



LAMPIRAN - HITUNGAN BACKWATER

Step No	Distance upward from 'muara' (m)	Depth at the beginning of step (m)	$i = \frac{q^2}{C^2 \cdot h^3}$	h-water Per step (m)	h-bed Per step (m)	Δ Depth (m)	Depth at the end of step (m)
0	0						
1	333	3.64	0.00024	0.08	0.13	-0.05	3.59
2	937	3.59	0.00025	0.15	0.24	-0.09	3.49
3	1576	3.49	0.00027	0.17	0.26	-0.08	3.41
4	2189	3.41	0.00029	0.18	0.25	-0.07	3.34
5	2771	3.34	0.00031	0.18	0.23	-0.05	3.29
6	3404	3.29	0.00032	0.20	0.25	-0.05	3.24
7	3998	3.24	0.00034	0.20	0.24	-0.04	3.20
8	4563	3.20	0.00035	0.20	0.23	-0.03	3.17
9	5210	3.17	0.00036	0.23	0.26	-0.03	3.14
10	5767	3.14	0.00037	0.20	0.22	-0.02	3.13
11	6334	3.13	0.00037	0.21	0.23	-0.01	3.11
12	9057	3.11	0.00038	1.03	1.09	-0.06	3.05
13	9357	3.05	0.00040	0.12	0.12	0.00	3.06
14	9759	3.06	0.00040	0.16	0.16	0.00	3.06

8.48

1 Kedalaman normal Banjir Kanal:

$$Q = B * v * h = B * C \sqrt{hI} * h = B * C * h^{3/2} * I^{1/2}$$

$$h^{3/2} = \frac{Q}{B * C * I^{1/2}}$$

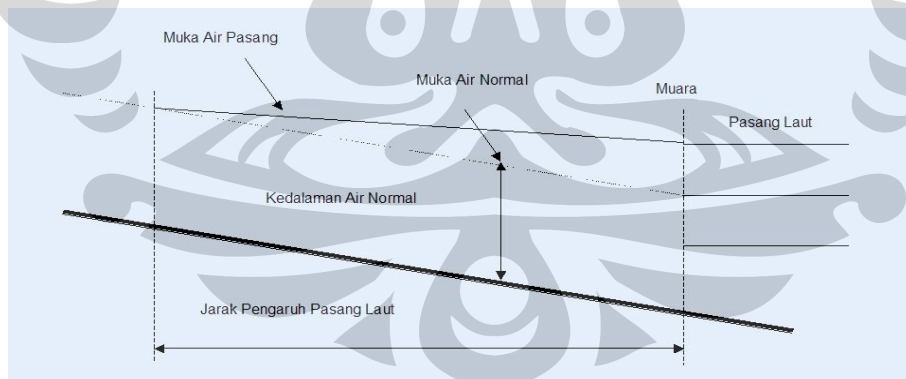
$$h^{3/2} = 5.34$$

$$h = 3.06 \text{ m}$$

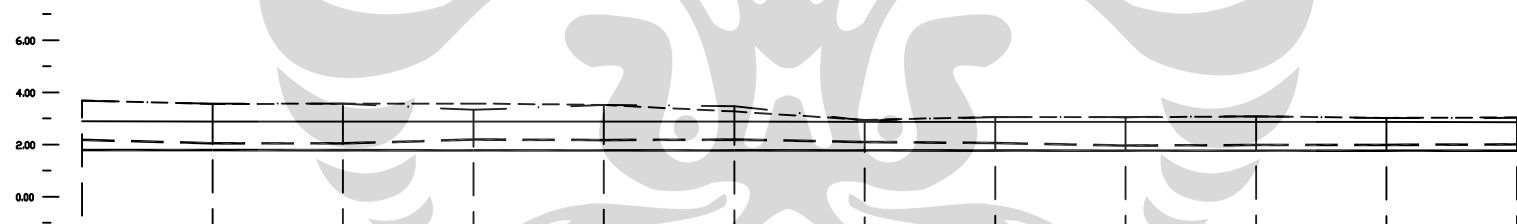
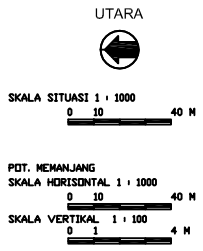
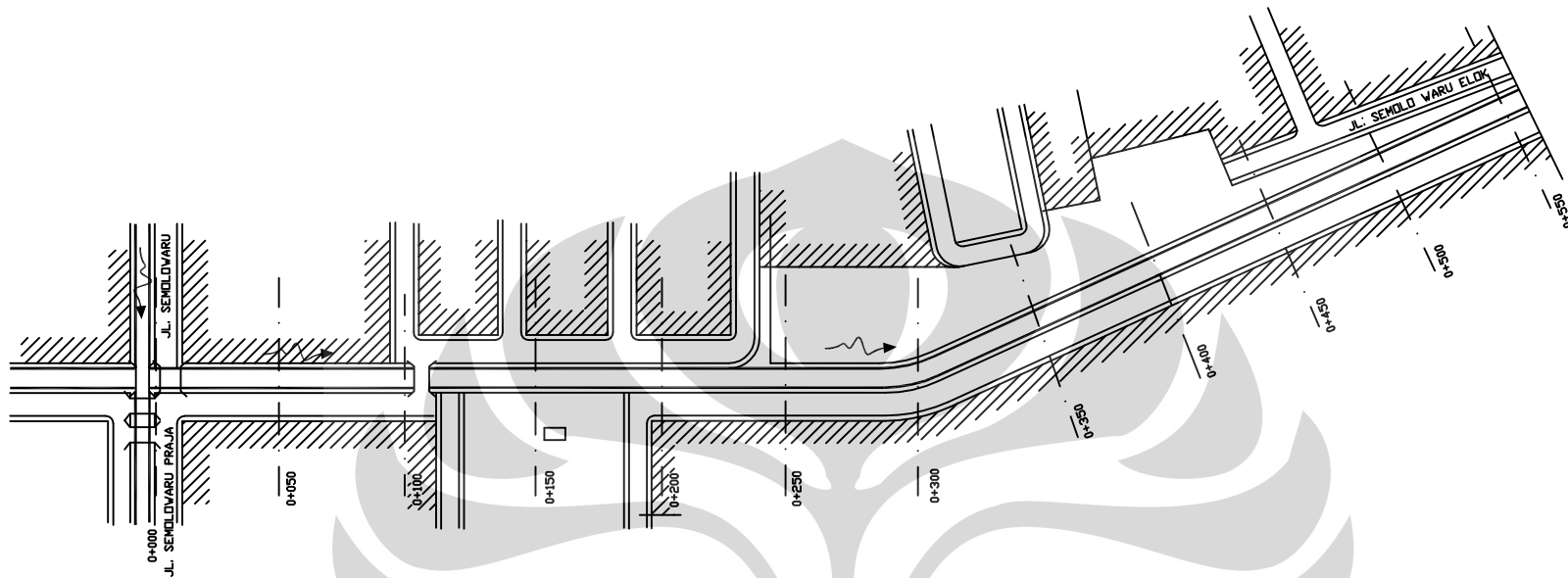
Q = 431.80072 m³/s
 b = 101 m
 q = 4.2752547 m²/s
 I_b = 4E-04 bed-slope
 C = 40 m^{1/2}/s

cek:
 Q = A.V V = 1.40 m/s
 A = B.h A = 308.72 m²
 Q = 431.801 m³/s

3 Jarak pengaruh pasang surut:
9.759 km



OK!

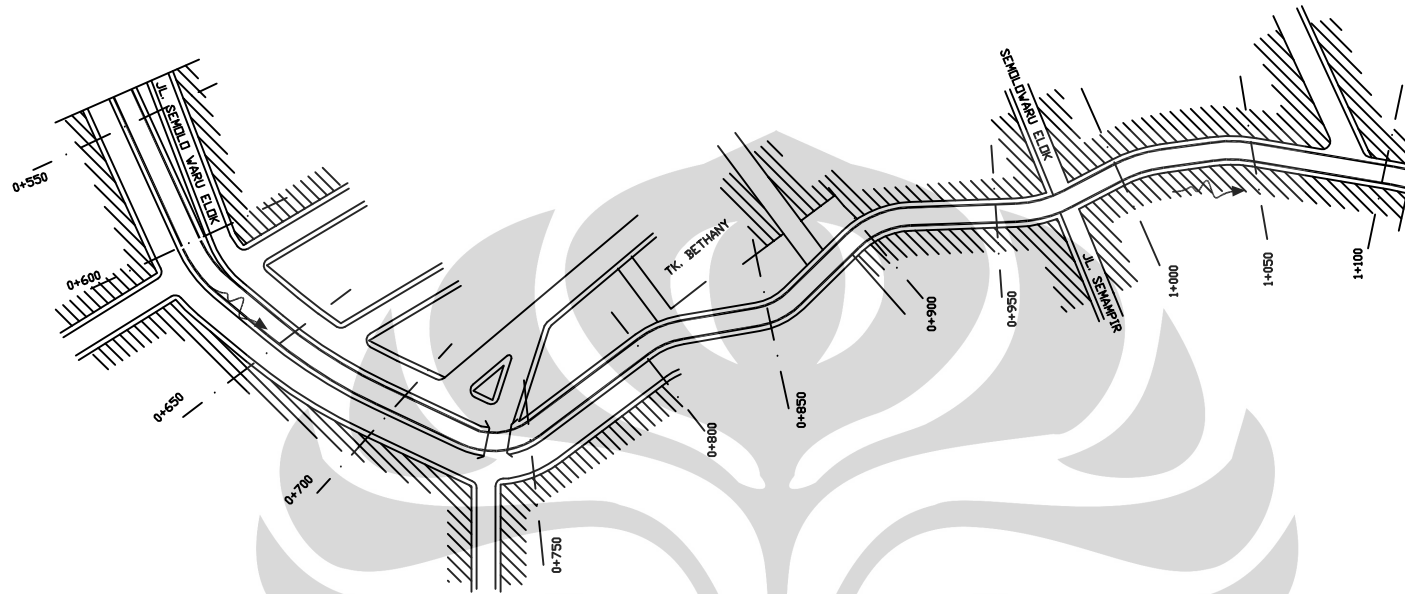


DATUM -2.00

	STA JARAK	0+000	50	0+050	50	0+100	50	0+150	50	0+200	50	0+250	50	0+300	50	0+350	50	0+400	50	0+450	50	0+500	50	0+550	
EXISTING	ELEVASI TANGGUL KANAN	---	5.679	5.562	5.562	5.562	5.562	5.329	5.311	5.265	5.218	5.168	5.118	5.068	5.018	4.968	4.918	4.868	4.818	4.768	4.718	4.668	4.618	4.568	
	ELEVASI TANGGUL KIRI	---	5.691	5.554	5.564	5.564	5.370	5.317	5.265	5.212	5.160	5.108	5.056	5.004	4.952	4.900	4.848	4.796	4.744	4.692	4.640	4.588	4.536	4.484	
	ELEVASI DASAR SALURAN	---	5.179	5.045	5.042	5.042	5.190	5.171	5.185	5.161	5.098	5.054	5.010	4.966	4.922	4.878	4.834	4.790	4.746	4.702	4.658	4.614	4.570	4.526	
RENCANA	ELEVASI MUKA AIR	---	5.885	5.883	5.880	5.878	5.875	5.873	5.870	5.868	5.865	5.863	5.860	5.857	5.854	5.851	5.848	5.845	5.842	5.839	5.836	5.833	5.830	5.827	
	ELEVASI DASAR SALURAN	---	5.179	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	5.176	
	LUAS SEDIMEN (m ²)	---	3.16	1.916	1.726	2.642	3.097	2.515	2.161	1.916	1.536	1.477	1.771	1.547	1.271	1.047	0.823	0.599	0.375	0.151	0.000	0.000	0.000	0.000	
DIMENSI SALURAN		$b=9.54 \text{ m}$ $h=1.10 \text{ m}$ $l=0.0001$ $n=0.192$ $Keq=29.68$ $A=10.73 \text{ m}^2$ $P=11.78 \text{ m}$ $R=0.91 \text{ m}$ $V=0.20 \text{ m}^3/\text{dt}$ $V_{rata2}=0.46 \text{ m}$ $Q_{max}=2.116 \text{ m}^3/\text{dt}$																							



KETERANGAN		
TGL.	REVISI	TANDA TANGAN
MENGETAHUI / MENYETUJUI	TGL.	TANDA TANGAN
KEPALA DINAS PERENCANAAN DAN PENGENDALIAN DAERAH KOTA SURABAYA		
Dr. H. TRI SESWANTO, MM PLUMBIA NIP. 510.500.748		
PLH KA SUB DINAS PROGRAM PERENCANAAN DAN PERJAWATAN PEMBANGKULAH		
Dr. HENDRO GUNAWAN, MA PLUMBIA NIP. 510.250.843		
PELAKSANA KEGIATAN PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUJAN KOTA		
Dr. SOEHOED PEMATA NIP. 510.036.988		
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR		
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004		
NAMA PELAYANAN		
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUJAN KOTA		
NAMA PEKERJAAN		
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR		
GAMBAR		
POT. MEMANJANG 0+000 s/d 0+550		
KONSULTAN PERENCANA		
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SUKOLOLO SURABAYA		
DIREKANAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB
Dr. HEBAMTO	TOKY JALWITO	Dr. MEDJHARNO
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR
MDSP	07	01



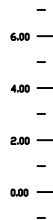
UTARA



SKALA SITUASI 1 : 1000
0 10 40 M

PDT. MEMANJANG
SKALA HORIZONTAL 1 : 1000
0 10 40 M

SKALA VERTIKAL 1 : 100
0 1 4 M



DATUM -2.00

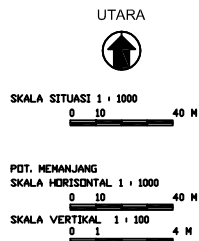
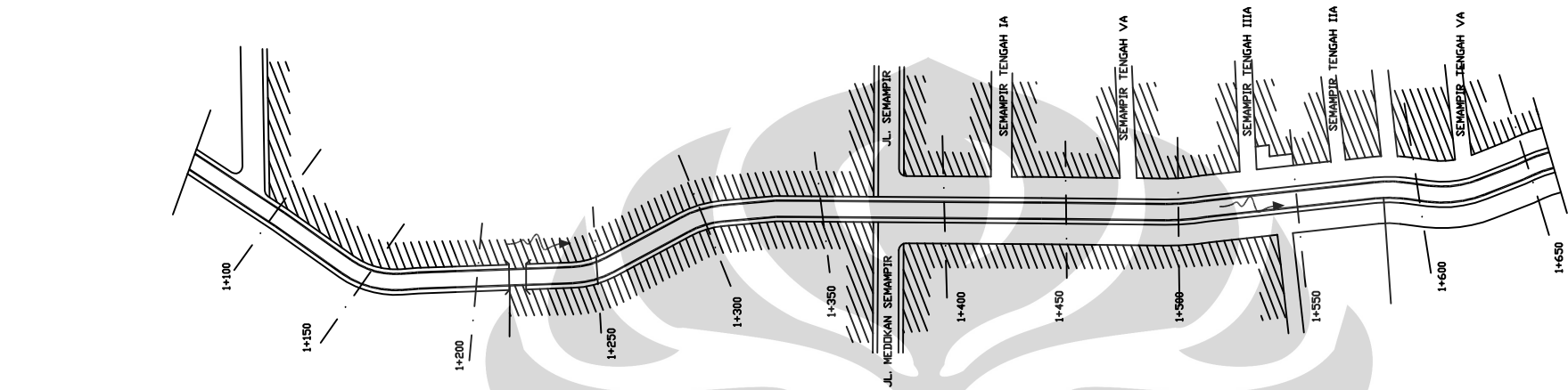
RENCANA	STASIUN	STASIUN											
		0+550	0+600	0+650	0+700	0+750	0+800	0+850	0+900	0+950	1+000	1+050	1+100
EXISTING	ELEVASI TANGGUL KANAN	3.021	3.072	3.091	3.163	3.168	3.236	3.237	3.471	3.239	3.310	3.219	3.272
	ELEVASI TANGGUL KIRI	3.027	3.049	3.086	3.149	3.183	3.254	3.159	3.330	3.205	3.283	3.229	3.266
	ELEVASI DASAR SALURAN	2.002	2.026	2.087	2.113	2.146	1.910	2.041	2.122	1.944	2.176	1.923	2.129
RENCANA	ELEVASI MUKA AIR	2.858	2.855	2.853	2.850	2.848	2.845	2.843	2.840	2.838	2.835	2.833	2.830
	ELEVASI DASAR SALURAN	1.547	1.725	1.753	1.750	1.748	1.745	1.743	1.740	1.738	1.735	1.733	1.730
	LUAS SEDIMEN (m ²)	1.547	1.907	2.018	2.354	2.625	1.266	2.501	2.864	1.376	2.862	1.71	2.913
DIMENSI SALURAN		b=9.54 n h=1.0 n I=0.0001 n=0.192 Keq=29.68 A=10.73 m ² P=11.78 n R=0.91 n V=0.20 m/dt Vrata=2=0.46 n Qmax=2.116 m ³ /dt											

LEGEND

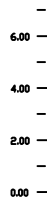
- ARAH ALIRAN
- BANGUNAN / RUMAH
- MAKAM
- REL KERETA API

KETERANGAN

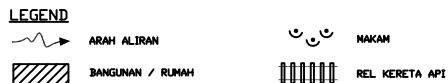
TGL.	REVISI	TANDA TANGAN
MENGETAHUI / MENYETUJUI	TGL.	TANDA TANGAN
KEPALA DINAS PERENCANAAN DAN PENGULANGAN BANJIR KOTA SURABAYA		
II. H. TRI SEBANTO, MM PEMBAWA NIP. 551000748		
PIHAK SAH DINAS PROGRAM PERENCANAAN DAN PENGAWASAN PEMBANGUNAN		
II. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 551000643		
PELAKSANA KEGIATAN PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
II. SOEHOED PENATA NIP. 551008988		
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR		
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004		
NAMA PELAYANAN		
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
NAMA PEKERJAAN		
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR		
GAMBAR		
POT. MEMANJANG 0+550 s/d 1+100		
KONSULTAN PERENCANA		
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SURABAYA		
DIREKANCAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB
II. SEBANTO	TOBY SILIBUO	II. MEDJANING
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR
MDSP	07	02



DATUM -2.00



RENCANA	STA JARAK	EXISTING																																		
		ELEVASI TANGGUL KANAN	ELEVASI TANGGUL KIRI	ELEVASI DASAR SALURAN	ELEVASI MUKA AIR	ELEVASI DASAR SALURAN	LUAS SEDIMEN (m ²)	DIMENSI SALURAN																												
	1+100	50	1+150	50	1+200	50	1+250	50	1+300	50	1+350	50	1+400	50	1+450	50	1+500	50	1+550	50	1+600	50	1+650													
	2.129	2.266	2.372	2.131	2.372	2.362	2.052	2.352	2.315	2.402	2.396	2.110	2.376	2.485	2.180	2.370	2.355	2.235	2.380	2.735	2.019	2.371	2.338	2.108	2.451	2.228	2.219	2.216	2.037	2.216	2.216					
	2.993	1.730	2.850	3.043	1.728	2.828	2.998	1.725	2.825	3.336	1.723	2.823	3.983	1.720	2.820	3.691	1.718	2.818	4.193	1.715	2.815	4.064	1.713	2.813	2.595	1.710	2.810	3.57	1.708	2.808	2.695	1.705	2.805	2.653	1.703	2.803
	$b=9.54 \text{ m}$ $h=1.10 \text{ m}$ $n=0.0001$ $n=0.192$ $Keq=29.68$ $A=10.73 \text{ m}^2$ $P=11.78 \text{ m}$ $R=0.91 \text{ m}$ $V=0.20 \text{ m}^3/\text{d}$ $V_{rata}=0.46 \text{ m}$ $Q_{max}=2.116 \text{ m}^3/\text{d}$																																			



KETERANGAN

TGL.	REVISI	TANDA TANGAN

MENGETAHUI / MENYETUJUI	TGL.	TANDA TANGAN

KEPALA DINAS
PERENCANAAN DAN PENGUKULAN BANGUNAN
KOTA SURABAYA

II. H. TRI SEWANTO, MM
PEMBAWA
NIP. 55100748

PIHAK SAH DINAS PERENCANAAN DAN PENGUKULAN BANGUNAN
KOTA SURABAYA

II. HENDRO GUNAWAN, MA
PENATA
NIP. 55100743

PELAKSANA KELOMPOK PEMELIHARAAN
SALURAN PEMATUJAN KOTA

II. SOEHOED
PENATA
NIP. 55100898



PEREMINTAH KOTA SURABAYA
DINAS PENGENDALIAN DAN
PENANGGULANGAN BANJIR

DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH)
TAHUN ANGGARAN 2004

NAMA PELAYANAN

PROYEK PEMELIHARAAN
SALURAN PEMATUJAN KOTA

NAMA PEKERJAAN

SAL. MEDOKAN -
SEMAMPIR

GAMBAR

POT. MEMANJANG
1+100 s/d 1+650

KONSULTAN PERENCANA

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
KAMPUS ITS SURABAYA

DIREKANSAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB

II. SEWANTO	TOBY JULIANTO	II. MEDJANING
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR

--	--	--

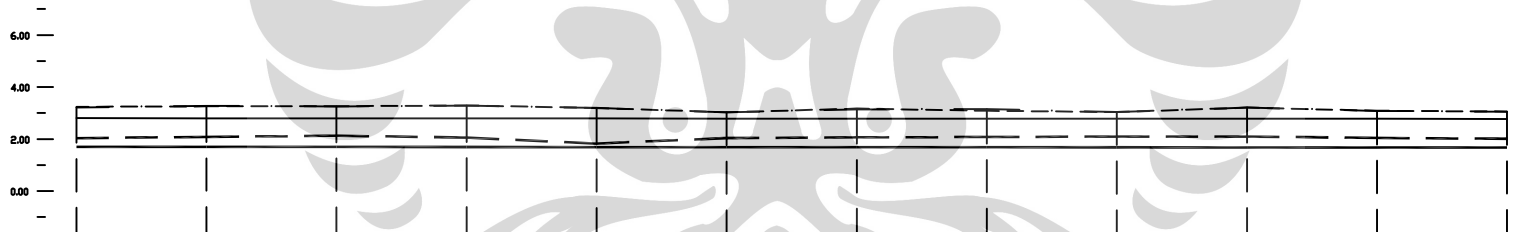
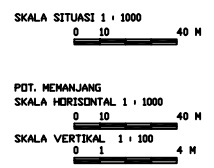
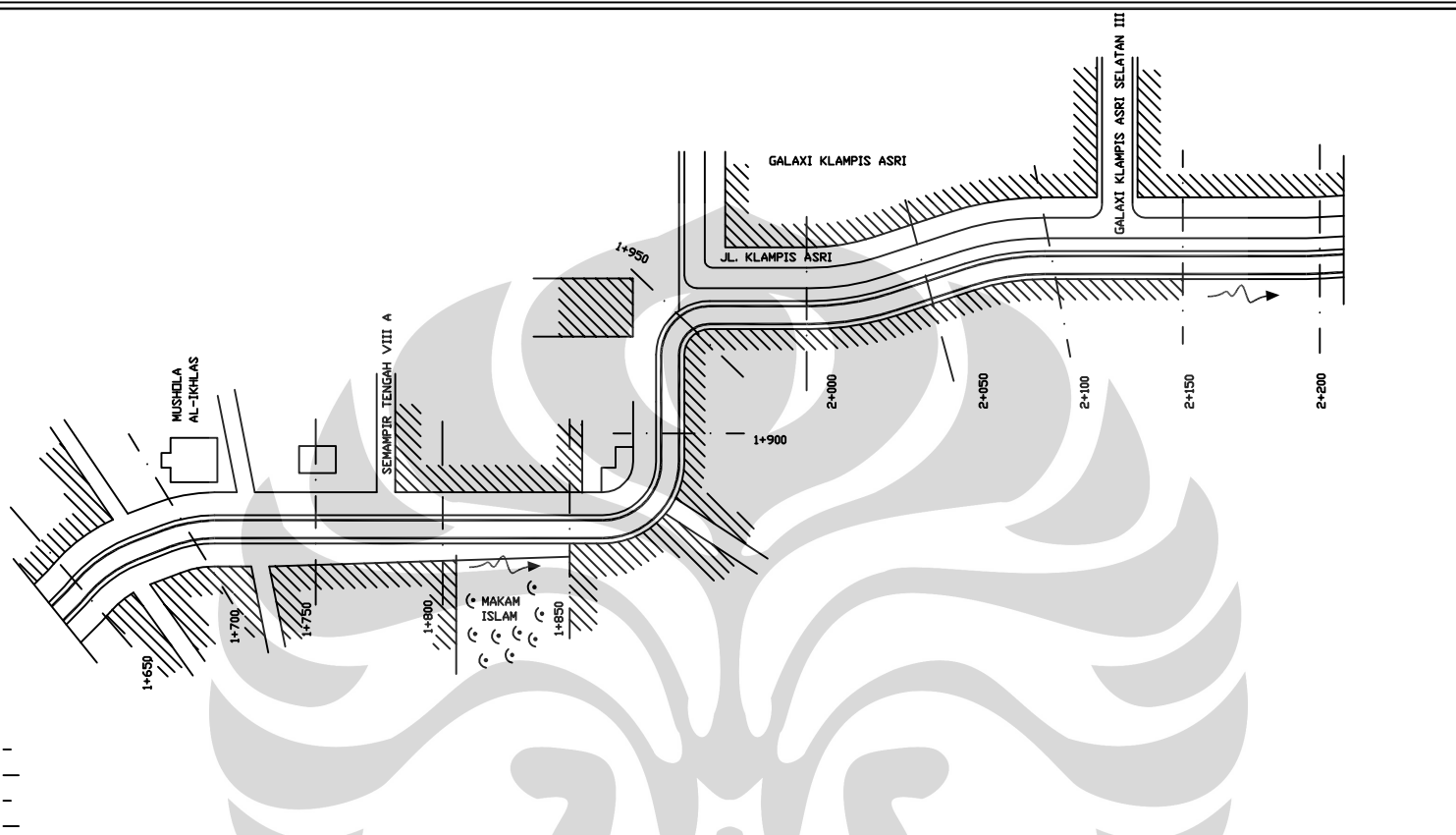
--	--	--

--	--	--

--	--	--

--	--	--

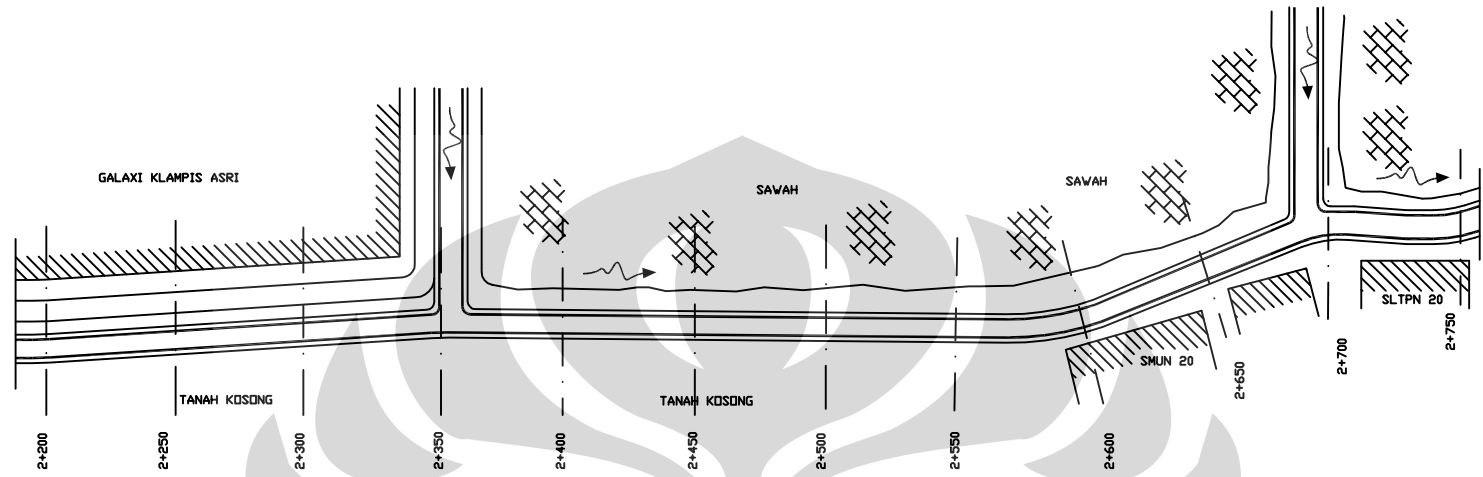
MDSP	07	03
------	----	----



RENCANA	STA JARAK	STATIONING																								
		1+650	50	1+700	50	1+750	50	1+800	50	1+850	50	1+900	50	1+950	50	2+000	50	2+050	50	2+100	50	2+150	50	2+200		
EXISTING	ELEVASI TANGGUL KANAN	3.216		3.276		3.324		3.383		3.439		3.500		3.566		3.634		3.703		3.774		3.846		3.919		
	ELEVASI TANGGUL KIRI	3.240		3.289		3.354		3.423		3.495		3.568		3.646		3.727		3.810		3.896		3.984		4.074		
	ELEVASI DASAR SALURAN	2.037		2.086		2.138		2.193		2.251		2.311		2.374		2.440		2.509		2.580		2.654		2.731		
RENCANA	ELEVASI MUKA AIR	2.883		2.900		2.978		3.061		3.148		3.239		3.334		3.432		3.534		3.640		3.750		3.864		
	ELEVASI DASAR SALURAN	1.703		1.700		1.698		1.695		1.693		1.690		1.688		1.685		1.683		1.680		1.678		1.675		
	LUAS SEDIMEN (m ²)	2.623		3.088		3.453		3.732		4.025		4.332		4.654		4.991		5.344		5.713		6.098		6.499		
DIMENSI SALURAN		$b=9.54 \text{ m}$ $h=1.0 \text{ m}$ $n=0.0001$ $n=0.192$ $K_{eq}=29.68$ $A=10.73 \text{ m}^2$ $P=11.78 \text{ m}$ $R=0.91 \text{ m}$ $V=0.20 \text{ m}^3/\text{dt}$ $V_{rata}=2.046 \text{ m}$ $Q_{max}=2.116 \text{ m}^3/\text{dt}$																								



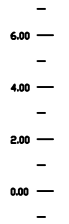
KETERANGAN		
TGL.	REVISI	TANDA TANGAN
MENGETAHUI / MENYETUJUI	TGL.	TANDA TANGAN
KEPALA DINAS PERENCANAAN DAN PENGULANGAN BANJIR KOTA SURABAYA		
I. H. TRI SIBWANTO, MM PEMBINA NIP. 551030748		
PIHAK SUB DINAS PROGRAM PERENCANAAN DAN PENGAWASAN PEMBANGUNAN		
I. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 551030543		
PELAKSANA KEGIATAN PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
I. SOEHOED PENATA NIP. 551030898		
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR		
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004		
NAMA PELAYANAN		
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
NAMA PEKERJAAN		
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR		
GAMBAR		
POT. MEMANJANG 1+650 s/d 2+200		
KONSULTAN PERENCANA		
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SURABAYA		
DIREKANAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB
I. SIBWANTO	TOMY SILIHATO	I. MEDJANING
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR
MDSP	07	04



SKALA SITUASI 1 : 1000
 0 10 40 M

PDT. MEMANJANG
 SKALA HORIZONTAL 1 : 1000
 0 10 40 M

SKALA VERTIKAL 1 : 100
 0 1 4 M

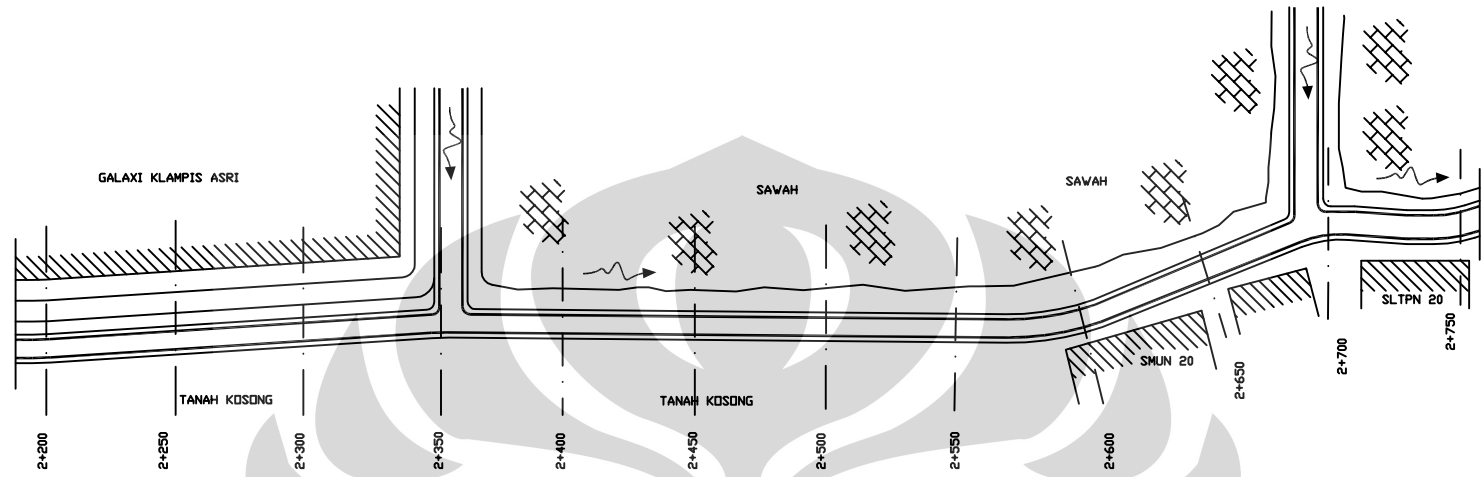


DATUM -2.00

RENCANA	STA JARAK	ELEVASI TANGGUL KANAN	ELEVASI TANGGUL KIRI	ELEVASI DASAR SALURAN	ELEVASI MUKA AIR	ELEVASI DASAR SALURAN	LUAS SEDIMEN (m²)	DIMENSI SALURAN									
								b=9.54 m	h=1.10 m	i=0.0001	n=0.192	Keq=29.68	A=10.73 m²	P=11.78 m	R=0.91 m	V=0.20 m/dt	Vrata=2=0.46 m
EXISTING	2+200	3.021	3.021	2.015	2.775	1.675	3.02										
	2+250	3.027	3.043	2.022	2.773	1.673	3.148										
	2+300	3.021	3.043	1.961	2.770	1.670	2.718										
	2+350	3.027	3.044	2.198	2.768	1.668	4.957										
RENCANA	2+400	3.025	3.065	1.954	2.765	1.665	2.614										
	2+450	3.313	3.317	2.029	2.763	1.663	3.599										
	2+500	3.284	3.287	2.046	2.760	1.660	3.449										
	2+550	3.270	3.270	1.922	2.758	1.658	1.962										
RENCANA	2+600	3.315	3.318	1.880	2.755	1.655	1.68										
	2+650	3.373	3.361	1.945	2.753	1.653	2.724										
RENCANA	2+700	3.344	3.351	2.090	2.750	1.650	4.437										
	2+750	3.356	3.375	1.900	2.748	1.648	2.558										

- LEGEND**
- ARAH ALIRAN
 - BANGUNAN / RUMAH
 - MAKAM
 - REL KERETA API

KETERANGAN			
TGL.	REVISI	TANDA TANGAN	
MENGETAHUI / MENYETUJUI		TGL.	TANDA TANGAN
KEPALA DINAS PERENCANAAN DAN PENGULANGAN BANIR KOTA SURABAYA			
II. H. TRI SEBANTO, MM PELMERA NIP. 551030748			
PIHAK SAUDIN DINAS PERENCANAAN DAN PENGULANGAN PEMBANGUNAN			
II. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 551020543			
PELAKSANA KELOMPOK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUAN KOTA			
II. SOEHOED PENATA NIP. 551008698			
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR			
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004			
NAMA PELAYANAN			
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUAN KOTA			
NAMA PEKERJAAN			
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR			
GAMBAR			
POT. MEMANJANG 2+200 s/d 2+750			
KONSULTAN PERENCANA			
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SURABAYA			
DIREKANAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB	
II. SEBANTO	TORNY SULHITO	II. WELJONINGO	
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR	
MDSP	07	05	



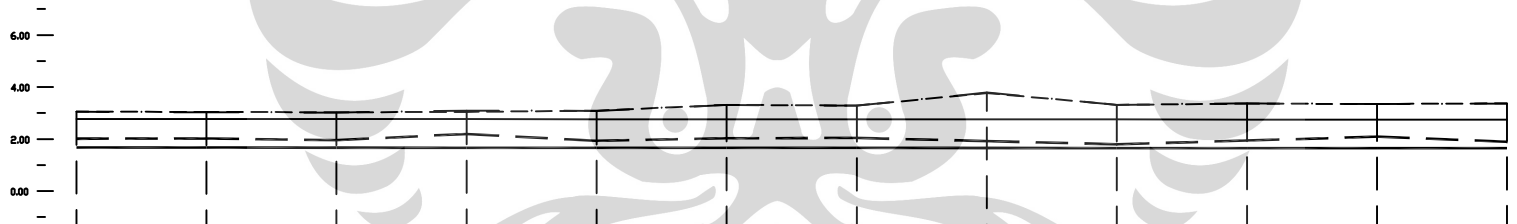
UTARA

SKALA SITUASI 1 : 1000
0 10 40 M

POT. MEMANJANG
SKALA HORIZONTAL 1 : 1000
0 10 40 M

SKALA VERTIKAL 1 : 100
0 1 4 M

DATUM -2.00



	STA JARAK	STATIONING																							
		2+200	50	2+250	50	2+300	50	2+350	50	2+400	50	2+450	50	2+500	50	2+550	50	2+600	50	2+650	50	2+700	50	2+750	
EXISTING	ELEVASI TANGGUL KANAN	3.021		3.027		3.021		3.027		3.025		3.313		3.294		3.370		3.315		3.373		3.344		3.356	
	ELEVASI TANGGUL KIRI	3.028		3.043		3.021		3.044		3.093		3.317		3.297		3.370		3.318		3.361		3.351		3.375	
	ELEVASI DASAR SALURAN	2.015		2.022		1.961		2.198		1.924		2.029		2.046		1.922		1.880		1.945		2.090		1.900	
RENCANA	ELEVASI MUKA AIR	2.775		2.773		2.770		2.768		2.765		2.763		2.760		2.758		2.755		2.753		2.750		2.748	
	ELEVASI DASAR SALURAN	1.675		1.673		1.670		1.668		1.665		1.663		1.660		1.658		1.655		1.653		1.650		1.648	
	LUAS SEDIMEN (m ²)	3.02		3.148		2.718		4.957		2.614		3.509		3.449		1.962		1.68		2.724		4.437		2.528	
DIMENSI SALURAN	$b=9.54 \text{ m}$ $h=1.10 \text{ m}$ $n=0.0001$ $n=0.192$ $Keq=29.68$ $A=10.73 \text{ m}^2$ $P=11.78 \text{ m}$ $R=0.91 \text{ m}$ $V=0.20 \text{ m/dt}$ $V_{rata}=0.46 \text{ m}$ $Q_{maks}=2.116 \text{ m}^3/\text{dt}$																								

LEGEND

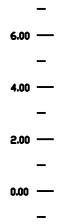
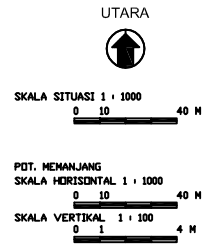
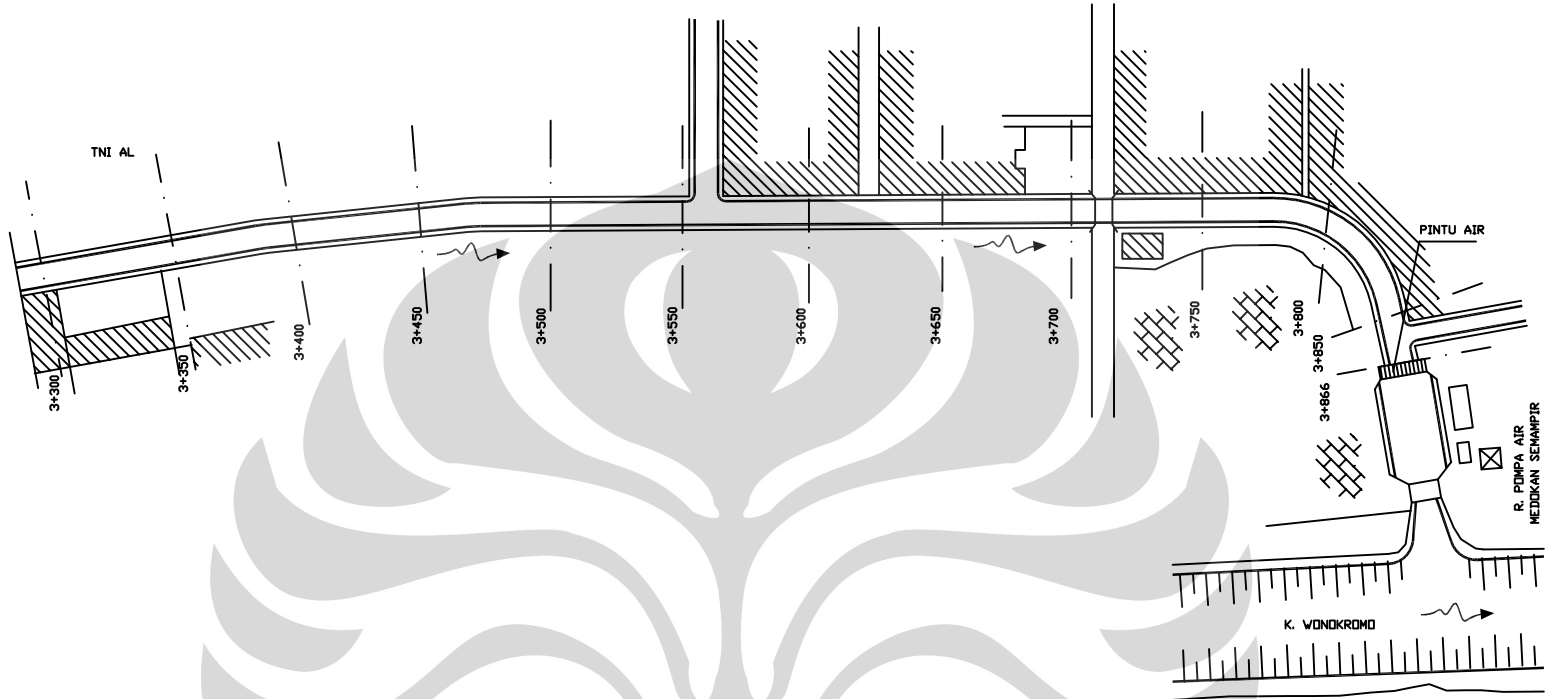
ARAH ALIRAN

BANGUNAN / RUMAH

MAKAM

REL KERETA API

KETERANGAN		
TGL.	REVISI	TANDA TANGAN
MENGETAHUI / MENYETUJUI	TGL.	TANDA TANGAN
KEPALA DINAS PERENCANAAN DAN PENGUKULAN BANGUNAN KOTA SURABAYA		
II. H. TRI SIBWANTO, MM PEMBINA NIP. 351030238		
PIHAK SUB DINAS PROGRAM PERENCANAAN DAN PENGUKULAN BANGUNAN		
II. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 351020243		
PELAKSANA KELOMPOK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
II. SOEHOED PENATA NIP. 351020898		
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR		
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004		
NAMA PELAYANAN		
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
NAMA PEKERJAAN		
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR		
GAMBAR		
POT. MEMANJANG 2+200 s/d 2+750		
KONSULTAN PERENCANA		
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SURABAYA		
DIREKANCAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB
II. SIBWANTO	TOKY. SILIBUO	II. WELJONKRO
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR
MDSP	07	05

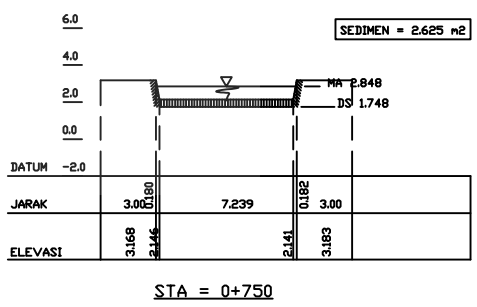
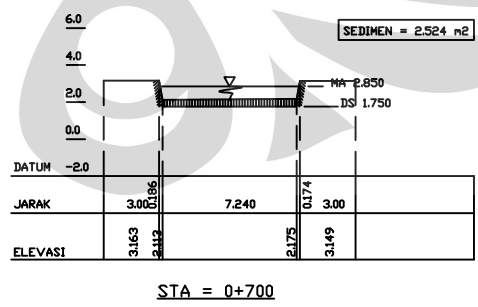
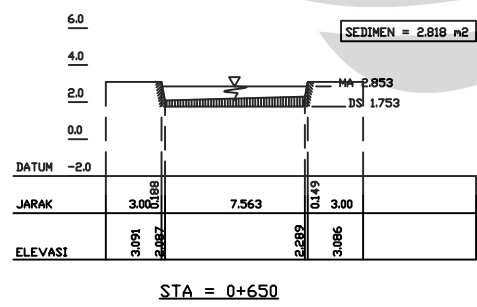
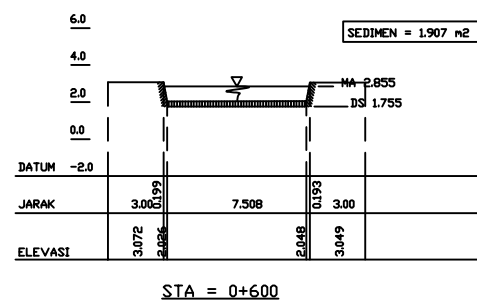
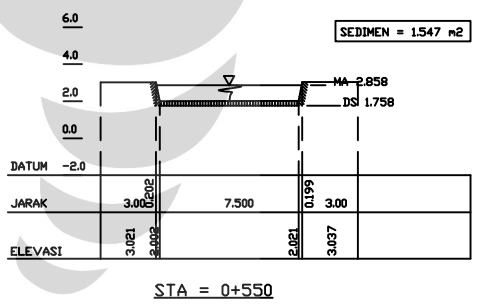
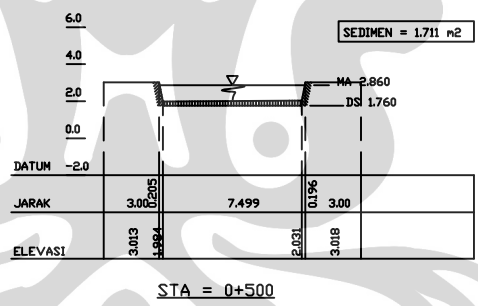
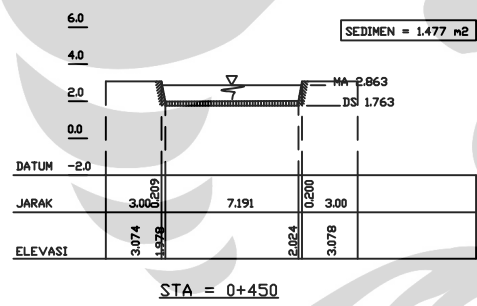
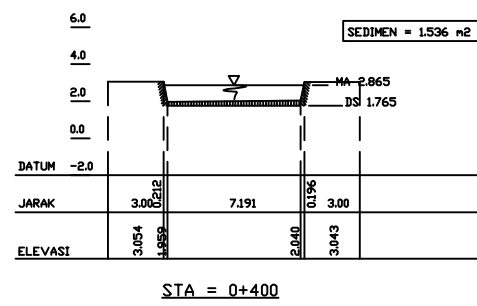
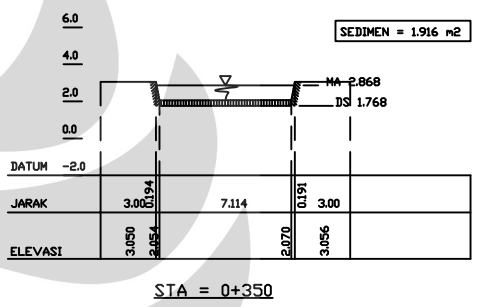
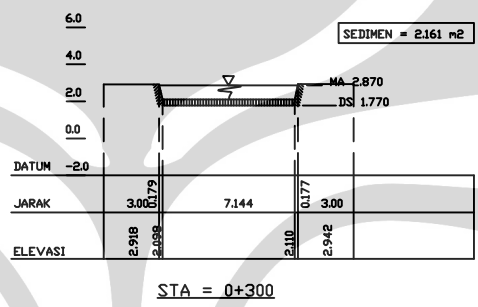
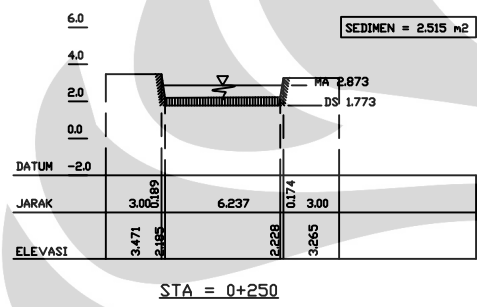
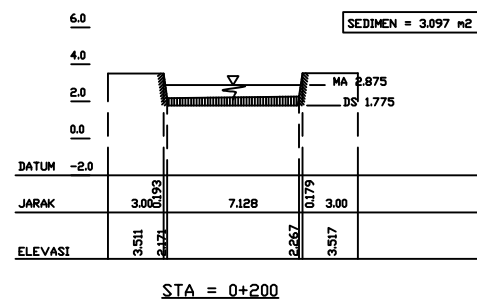
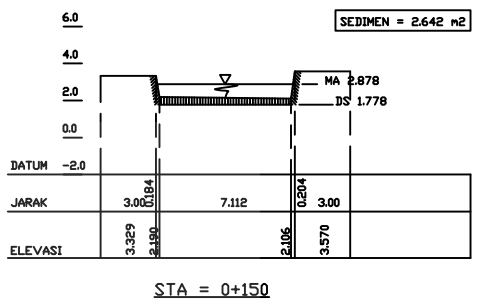
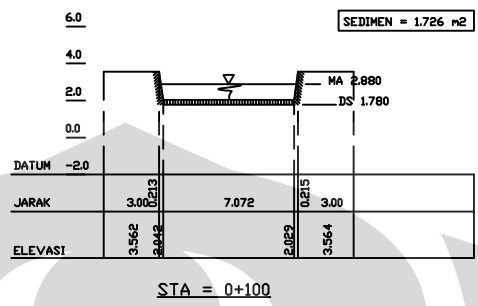
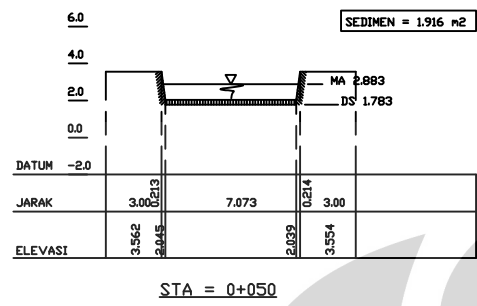
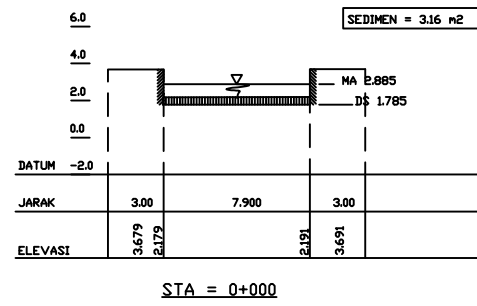


DATUM -2.00

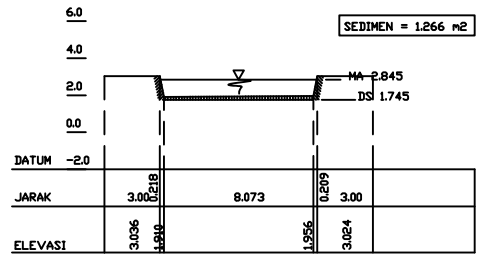
RENCANA	STATION	STATION DATA															
		3+300	3+350	3+400	3+450	3+500	3+550	3+600	3+650	3+700	3+750	3+800	3+850	3+866			
EXISTING	ELEVASI TANGGUL KANAN	3.217	3.188	3.163	3.142	3.122	3.104	3.087	3.072	3.058	3.045	3.033	3.022	3.012	3.002	2.992	2.982
	ELEVASI TANGGUL KIRI	3.220	3.178	3.142	3.112	3.085	3.060	3.038	3.018	3.000	2.984	2.970	2.958	2.948	2.938	2.928	2.918
	ELEVASI DASAR SALURAN	1.847	1.968	1.798	1.725	1.664	1.608	1.561	1.521	1.487	1.458	1.433	1.411	1.391	1.372	1.354	1.336
RENCANA	ELEVASI MUKA AIR	2.720	2.718	2.715	2.713	2.710	2.708	2.705	2.702	2.699	2.696	2.693	2.690	2.687	2.684	2.681	2.678
	ELEVASI DASAR SALURAN	1.620	1.618	1.615	1.613	1.610	1.608	1.605	1.602	1.600	1.598	1.596	1.594	1.592	1.590	1.588	1.586
	LUAS SEDIMEN (m ²)	2.586	3.64	1.815	1.718	1.564	1.433	1.321	1.226	1.146	1.071	1.000	0.933	0.870	0.810	0.752	0.696
DIMENSI SALURAN		$b=9.54 \text{ m}$ $h=1.10 \text{ m}$ $l=0.0001$ $n=0.192$ $K_{eq}=29.68$ $A=10.73 \text{ m}^2$ $P=11.78 \text{ m}$ $R=0.91 \text{ m}$ $V=0.20 \text{ m/dt}$ $V_{rata}=0.46 \text{ m}$ $Q_{max}=2.116 \text{ m}^3/\text{dt}$															



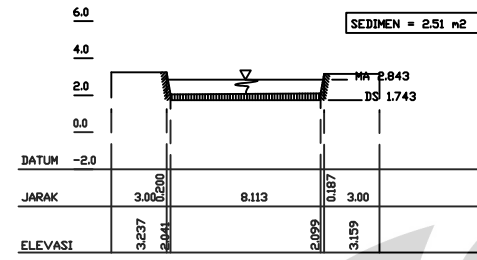
KETERANGAN			
TGL.	REVISI	TANDA TANGAN	
MENGETAHUI / MENYETUJUI		TGL.	TANDA TANGAN
KEPALA DINAS PERENCANAAN DAN PENGENDALIAN BANGUNAN KOTA SURABAYA			
I. H. TRI SIBWANTO, MM PEMBAWA NIP. 551030248			
PIHAK SUB DINAS PROGRAM PERENCANAAN DAN PENGAWASAN PEMBANGUNAN			
II. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 551020543			
PELAKSANA KELOMPOK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA			
II. SOEHOED PENATA NIP. 551020898			
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR			
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004			
NAMA PELAYANAN			
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA			
NAMA PEKERJAAN			
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR			
GAMBAR			
POT. MEMANJANG 3+300 s/d 3+866			
KONSULTAN PERENCANA			
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SURABAYA			
DIREKANCAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB	
I. SIBWANTO	TOMY SILIHATO	II. WELJONORO	
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR	
MDSP	07	07	



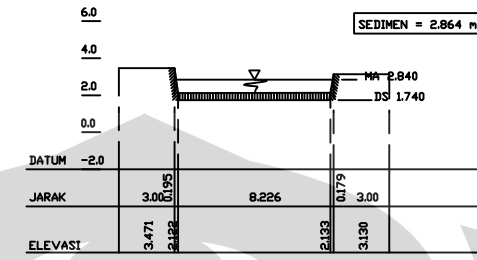
KETERANGAN		
POT. MELINTANG SKALA HORIZONTAL 1 : 200 0 2 8 M		
SKALA VERTIKAL 1 : 200 0 2 8 M		
LEGENDA :		
	GALIAN	
	TIMBUNAN	
	SALURAN PASANGAN	
TGL	REVISI	TANDA TANGAN
MENGETAHUI / MENYETUJUI	TGL	TANDA TANGAN
KEPALA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR KOTA SURABAYA		
Ir. H. TRI SISWANTO, MM PEMBINA NIP. 510 100 748		
PLH KA SUB DINAS PROGRAM PERENCANAAN DAN PENGAWASAN PEMBANGUNAN		
Ir. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 010 255 843		
PELAKSANAAN KEGIATAN PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
Ir. SOEHOD PENATA NIP. 510 036 988		
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR		
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004		
NAMA PELAYANAN		
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
NAMA PEKERJAAN		
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR		
GAMBAR		
POT MELINTANG STA 0+000 s/d 0+750		
KONSULTAN PERENCANA		
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SUKLOLO SURABAYA		
DIRENCAKANAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB
I. SISWANTO	TONY JULIANTO	I. WIDJONARCO
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR
MDSP	05	01



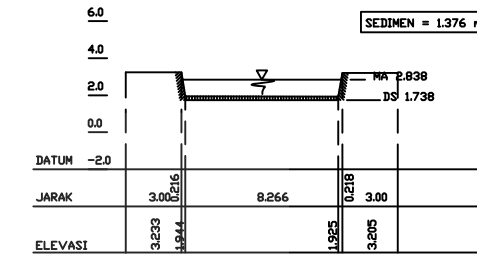
STA = 0+800



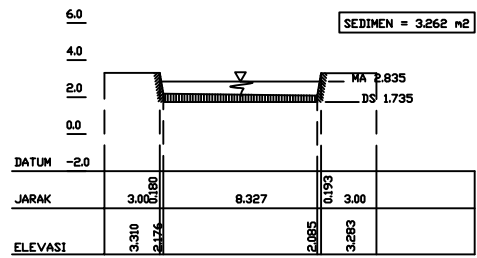
STA = 0+850



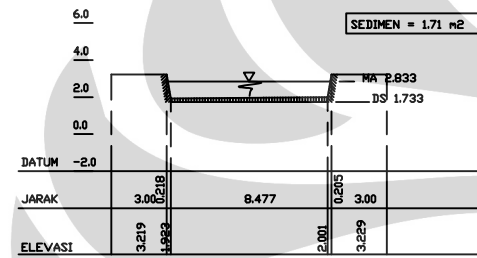
STA = 0+900



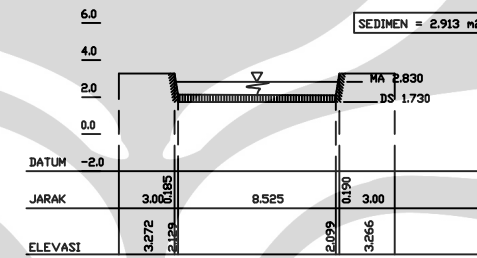
STA = 0+950



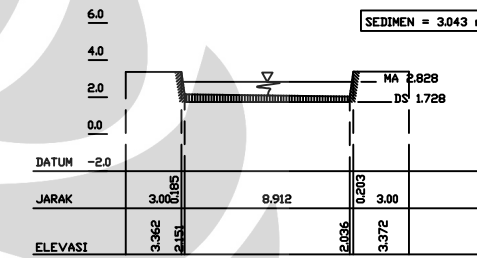
STA = 1+000



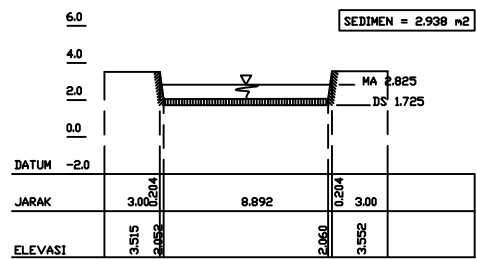
STA = 1+050



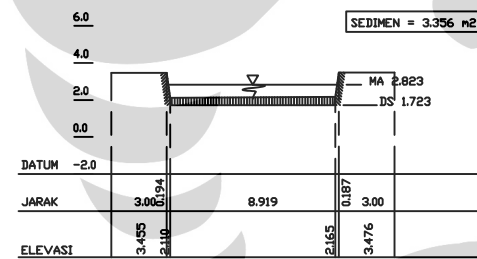
STA = 1+100



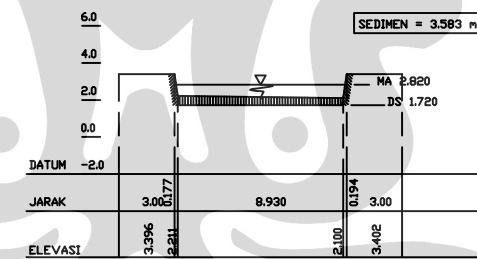
STA = 1+150



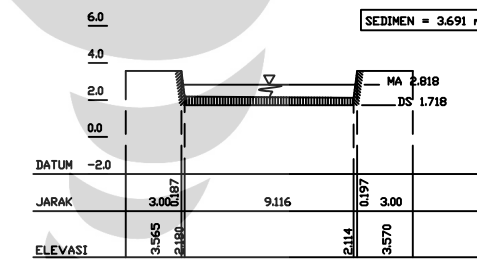
STA = 1+200



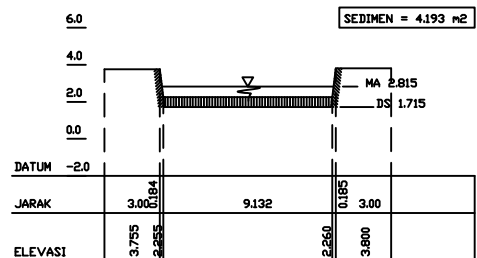
STA = 1+250



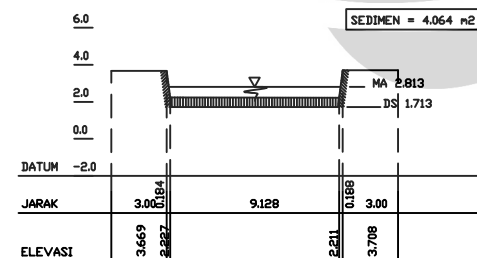
STA = 1+300



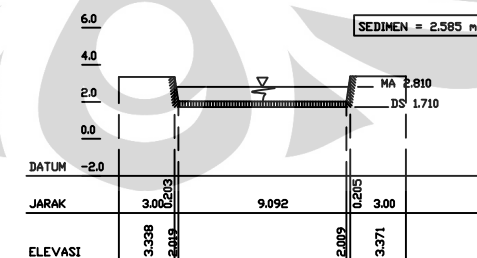
STA = 1+350



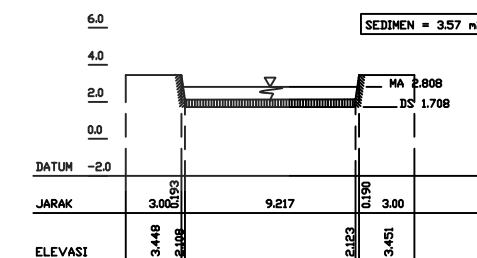
STA = 1+400



STA = 1+450



STA = 1+500



STA = 1+550

KETERANGAN

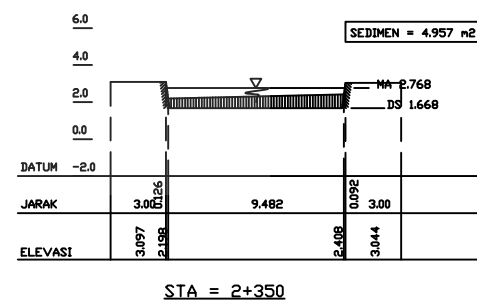
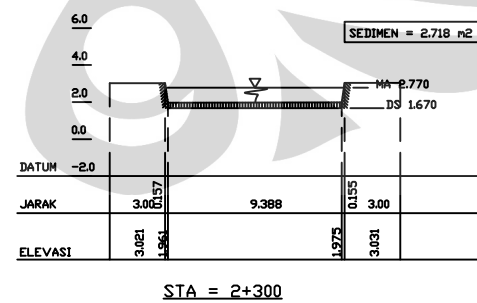
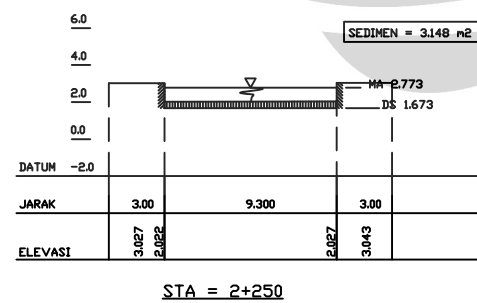
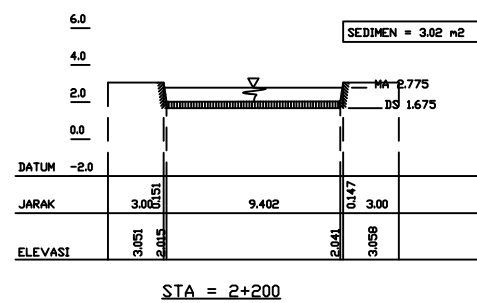
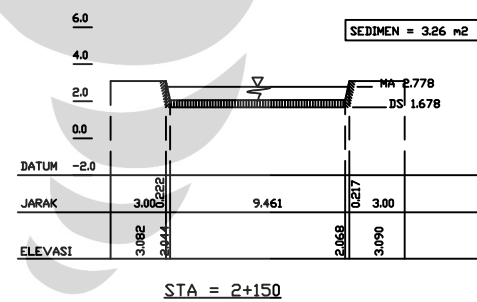
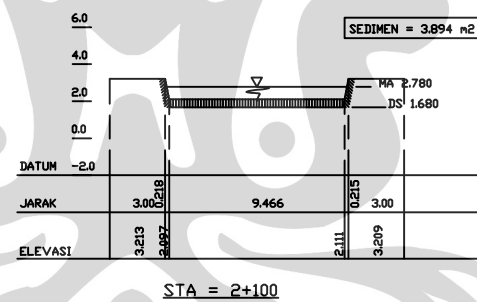
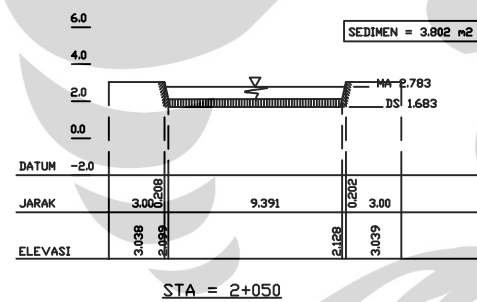
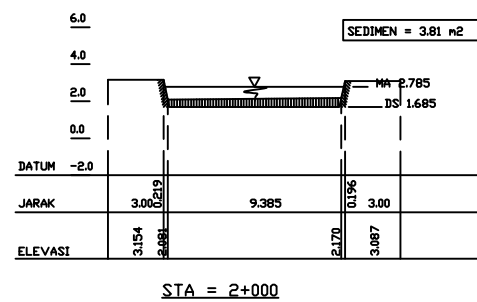
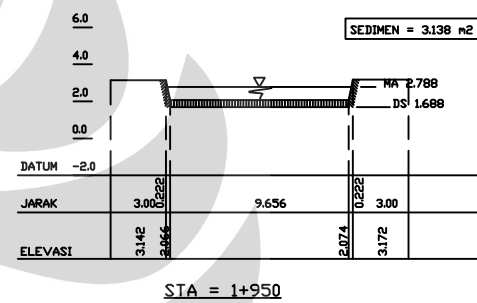
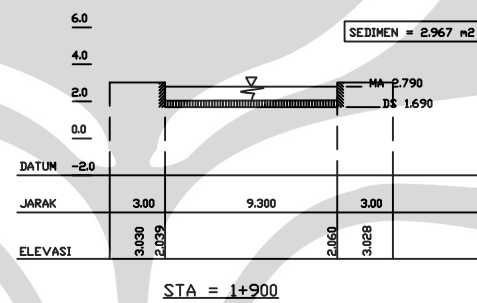
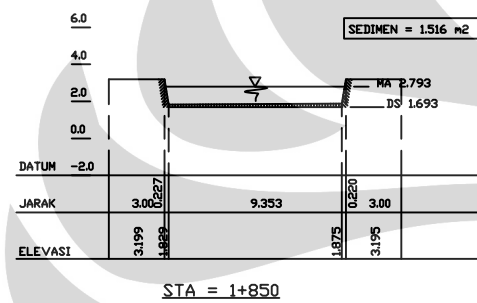
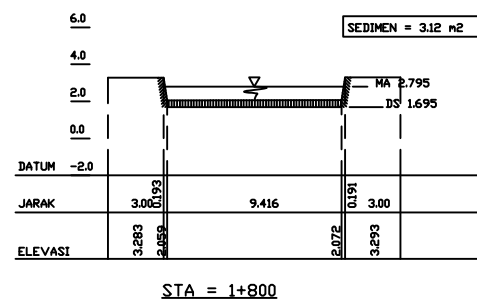
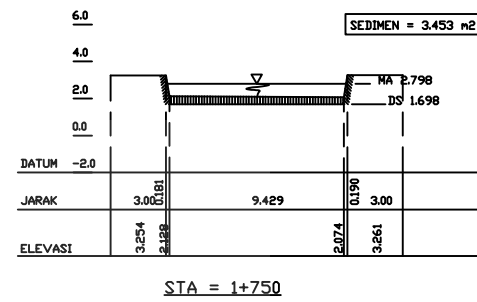
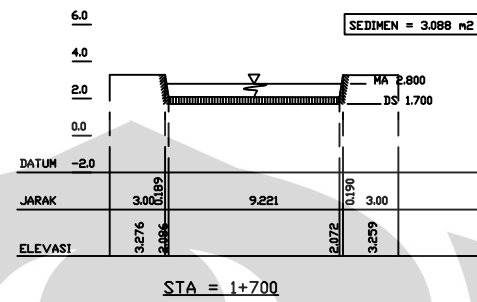
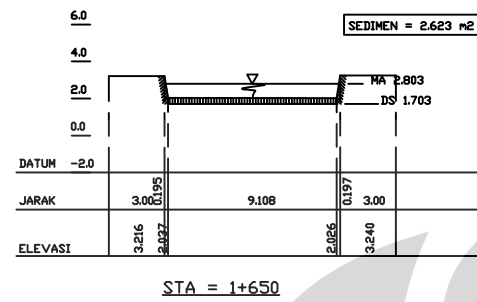
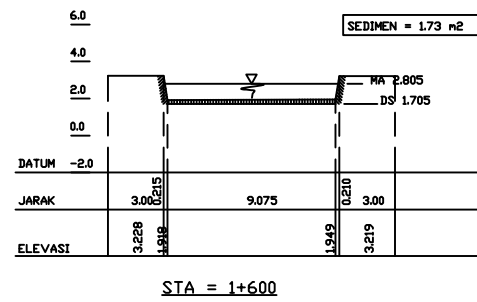
POT. MELINTANG
SKALA HORIZONTAL 1 : 200
0 2 8 M

SKALA VERTIKAL 1 : 200
0 2 8 M

LEGENDA:

 GALIAN
 TIMBUNAN
 SALURAN PASANGAN

TGL	REVISI	TANDA TANGAN
MENGETAHUI / MENYETUJUI		TGL
KEPALA DINAS PENGENDALIAN DAN PENGGULANGAN BANJIR KOTA SURABAYA Ir. H. TRI SISWANTO, MM PEMBINA NIP. 510 100 748		
PLH KA SUB DINAS PROGRAM PERENCANAAN DAN PENGAWASAN PEMBANGUNAN Ir. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 010 255 843		
PELAKSANAAN KEGIATAN PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA Ir. SOEHOED PENATA NIP. 510 036 988		
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENGGULANGAN BANJIR		
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004		
NAMA PELAYANAN PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
NAMA PEKERJAAN SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR		
GAMBAR POT MELINTANG STA 0+800 s/d 1+550		
KONSULTAN PERENCANA INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SUKLOLO SURABAYA		
DIREKANAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB
I. SISMANTO	TONY JULIANTO	I. WIDJONARJO
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR
MDSP	05	02



KETERANGAN

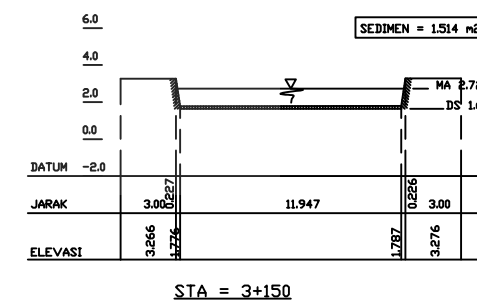
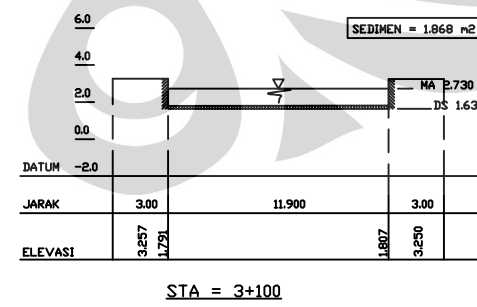
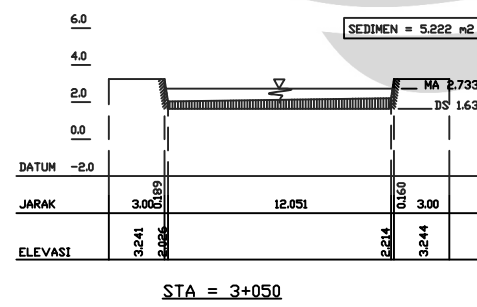
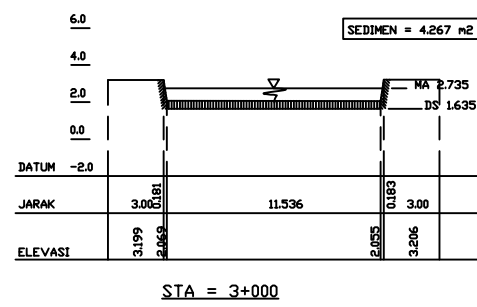
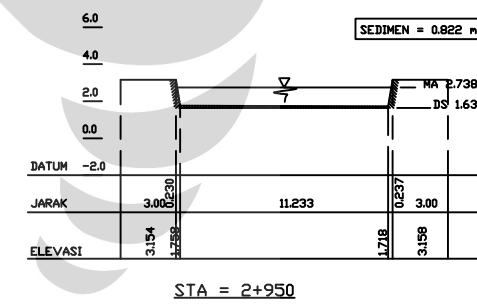
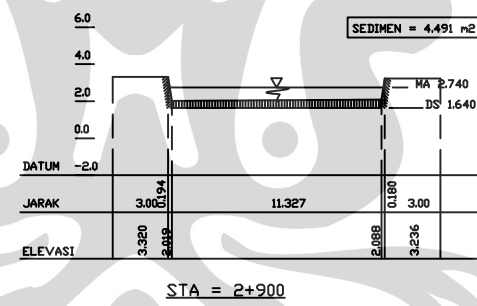
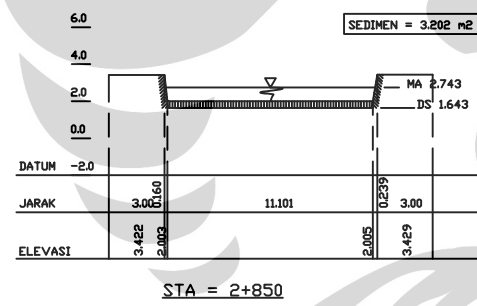
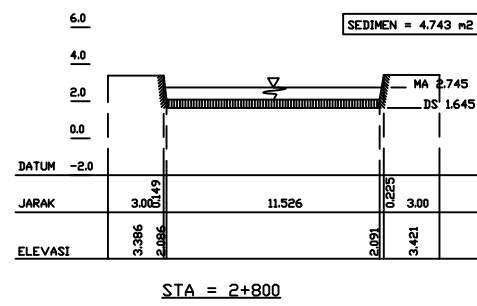
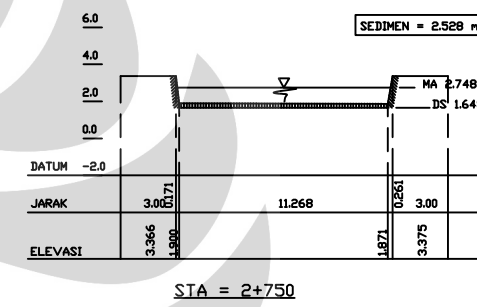
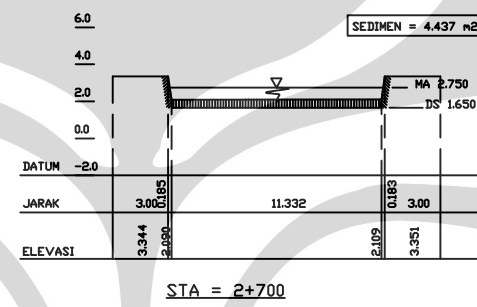
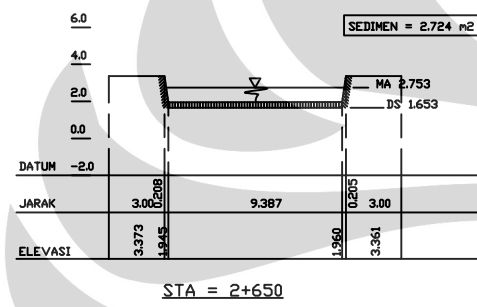
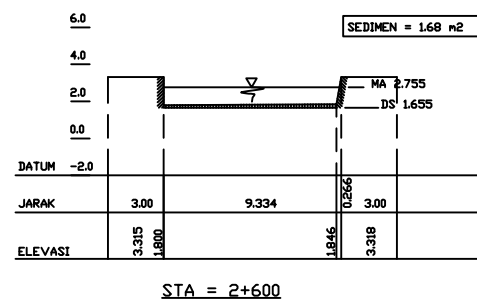
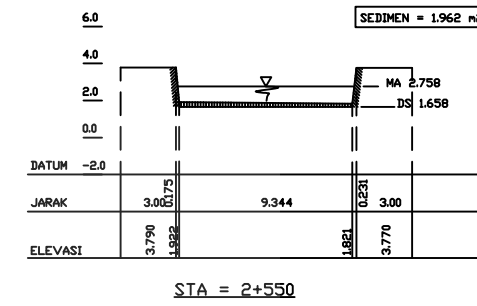
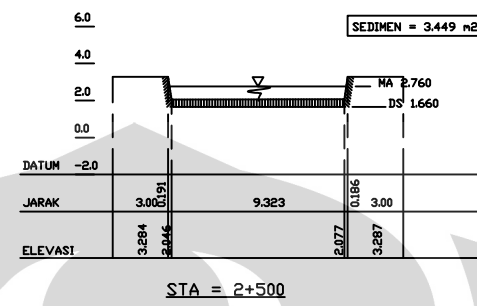
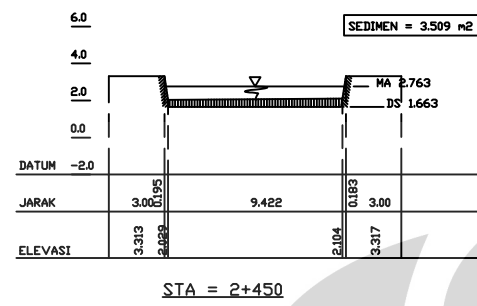
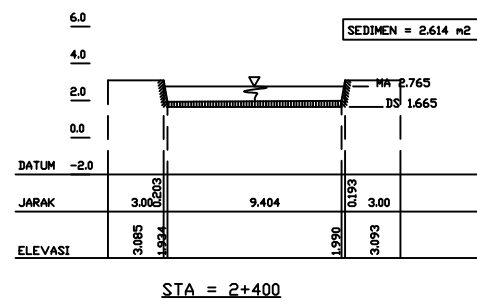
POT. MELINTANG
SKALA HORIZONTAL 1 : 200
0 2 8 M

SKALA VERTIKAL 1 : 200
0 2 8 M

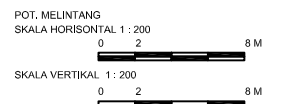
LEGENDA :

 GALIAN
 TIMBUNAN
 SALURAN PASANGAN

TGL	REVISI	TANDA TANGAN
MENGETAHUI / MENYETUJUI	TGL	TANDA TANGAN
KEPALA DINAS PENGENDALIAN DAN PENGGULANGAN BANJIR KOTA SURABAYA		
Ir. H. TRI SISWANTO, MM PEMBAWA NIP. 510 100 748		
PLH KA SUB DINAS PROGRAM PERENCANAAN DAN PENGAWASAN PEMBANGUNAN		
Ir. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 010 255 843		
PELAKSANAAN KEGIATAN PEMELIHARAAN SALURAN PEMATASAN KOTA		
Ir. SOEHOD PENATA NIP. 510 036 988		
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR		
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004		
NAMA PELAYANAN		
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATASAN KOTA		
NAMA PEKERJAAN		
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR		
GAMBAR		
POT MELINTANG STA 1+600 s/d 2+350		
KONSULTAN PERENCANA		
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SUKLOLO SURABAYA		
DIRENCAKANAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB
Ir. SISWANTO	TONY JULIANTO	Ir. WIDJONARCO
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR
MDSP	05	03

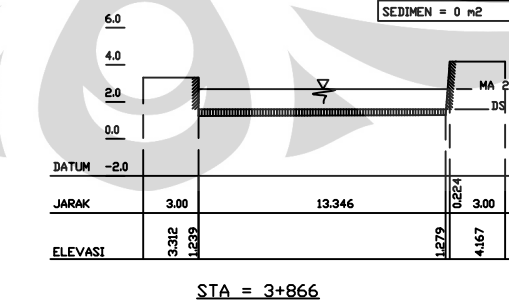
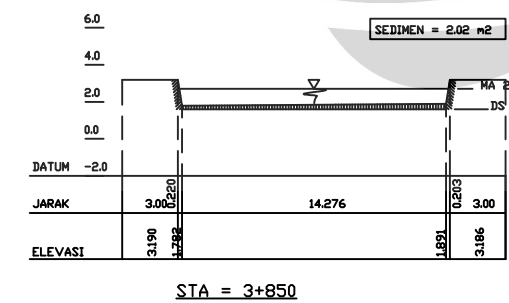
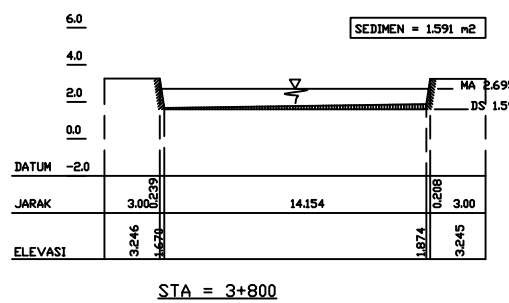
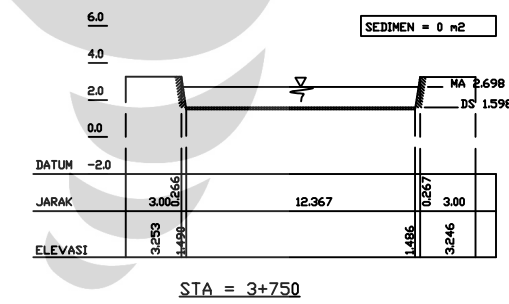
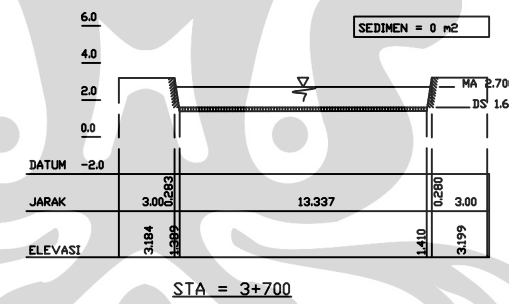
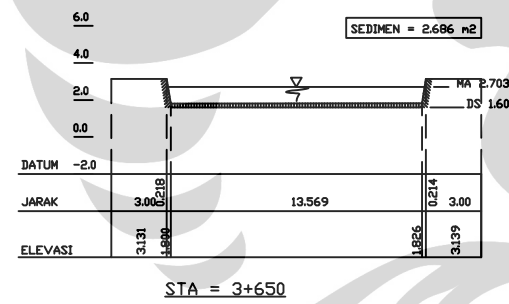
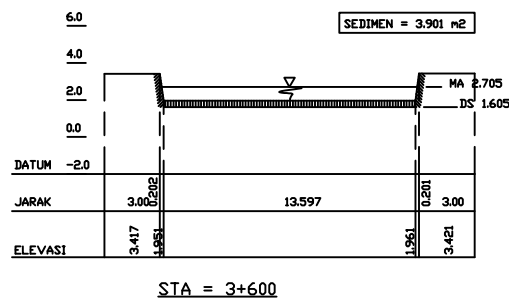
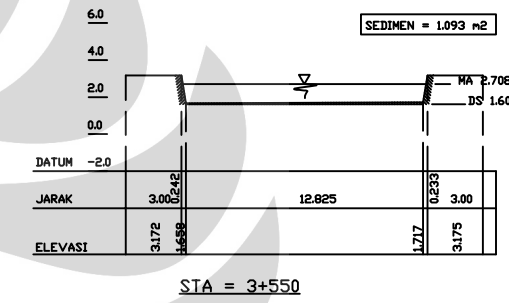
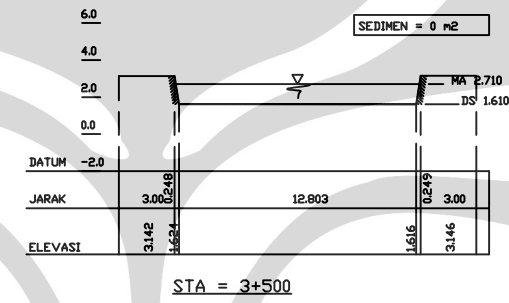
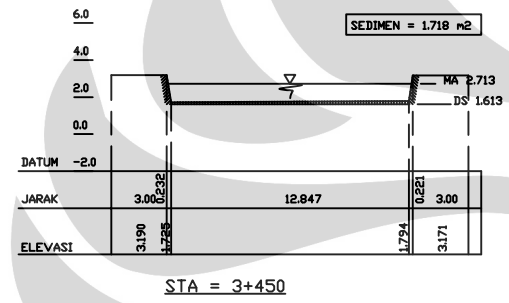
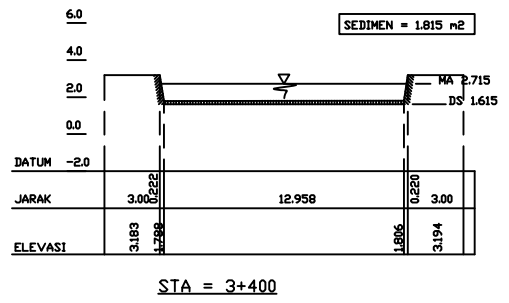
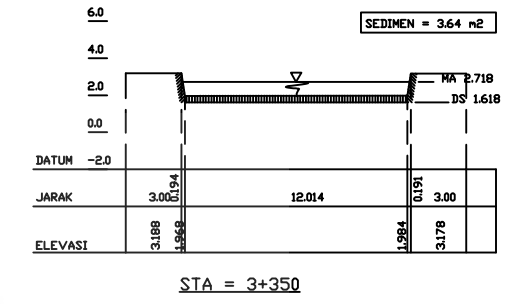
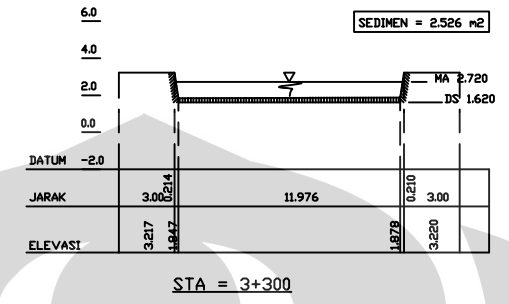
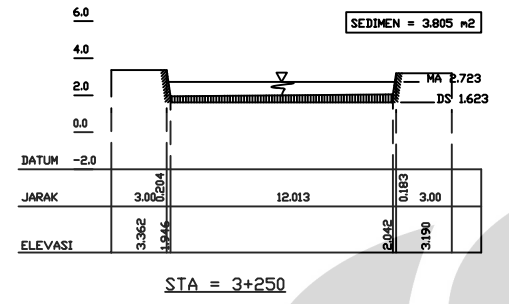
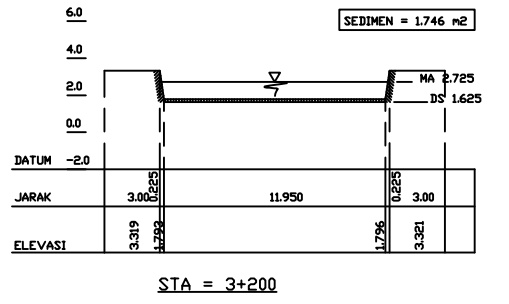


KETERANGAN

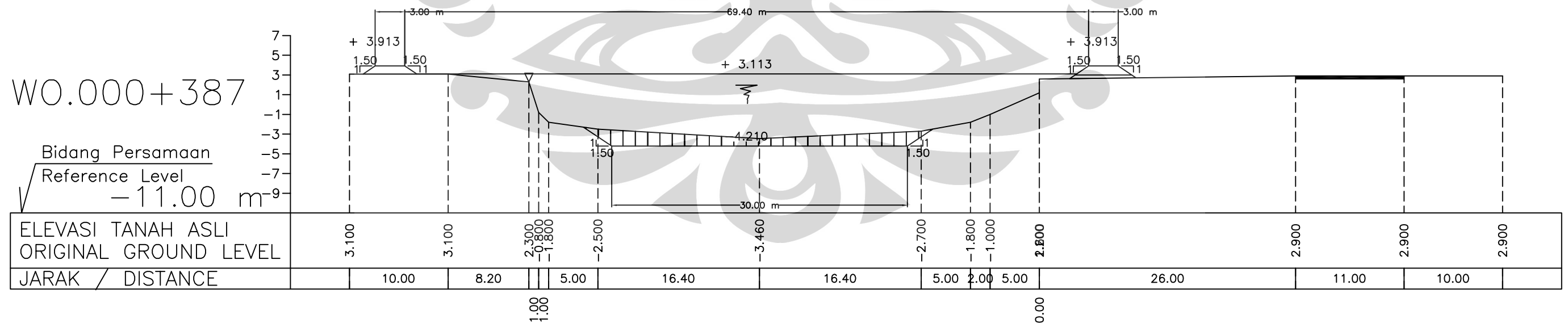
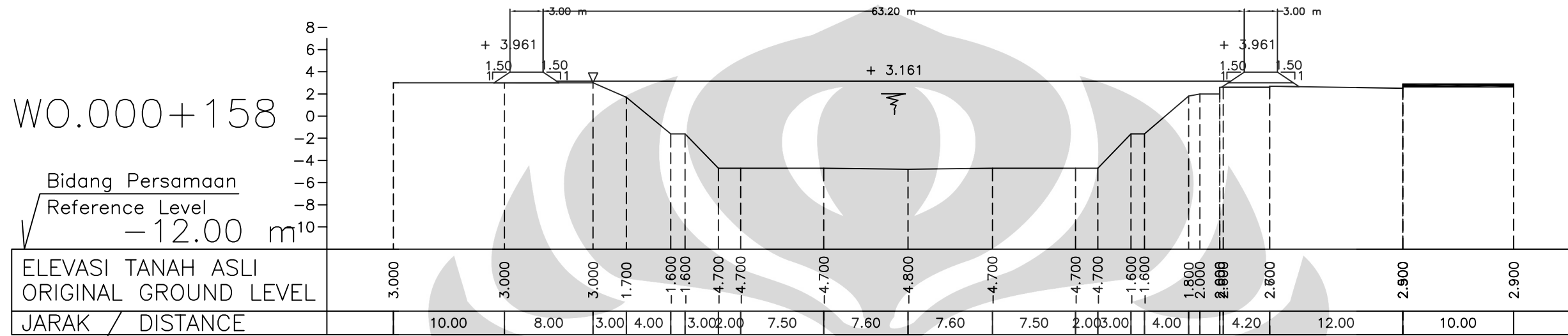


- LEGENDA :
- [Hatched box] GALIAN
 - [Dotted box] TIMBUNAN
 - [Diagonal lines box] SALURAN PASANGAN

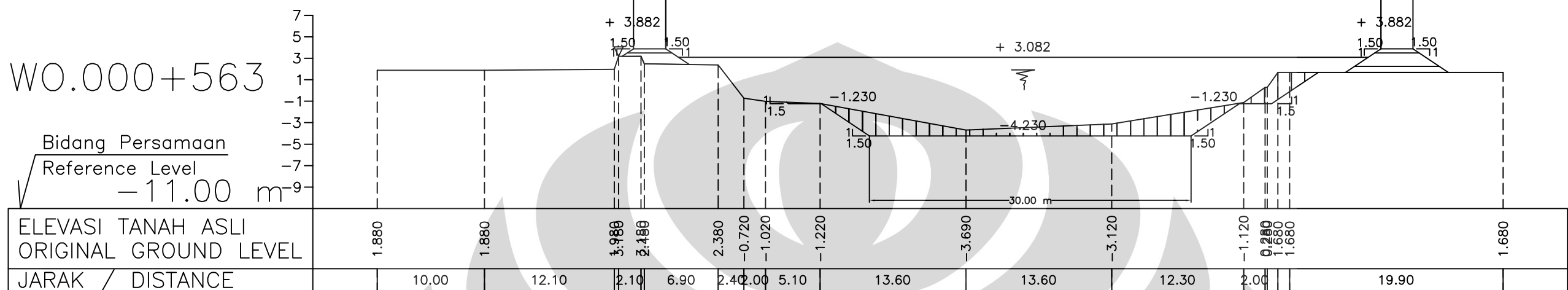
TGL	REVISI	TANDA TANGAN
MENGETAHUI / MENYETUJUI		
KEPALA DINAS PENGENDALIAN DAN PENGGULANGAN BANJIR KOTA SURABAYA Ir. H. TRI SISWANTO, MM PEMBINA NIP. 510 100 748		
PELAKSANAAN KEGIATAN PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA Ir. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 010 255 843		
Ir. SOEHOED PENATA NIP. 510 036 988		
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR		
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004		
NAMA PELAYANAN		
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUSAN KOTA		
NAMA PEKERJAAN		
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR		
GAMBAR		
POT MELINTANG STA 2+400 s/d 3+150		
KONSULTAN PERENCANA		
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SUKOLILO SURABAYA		
DIREKANAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB
I. SISMANTO	TONY JULIANTO	I. WIDJONARCO
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR
MDSP	05	04



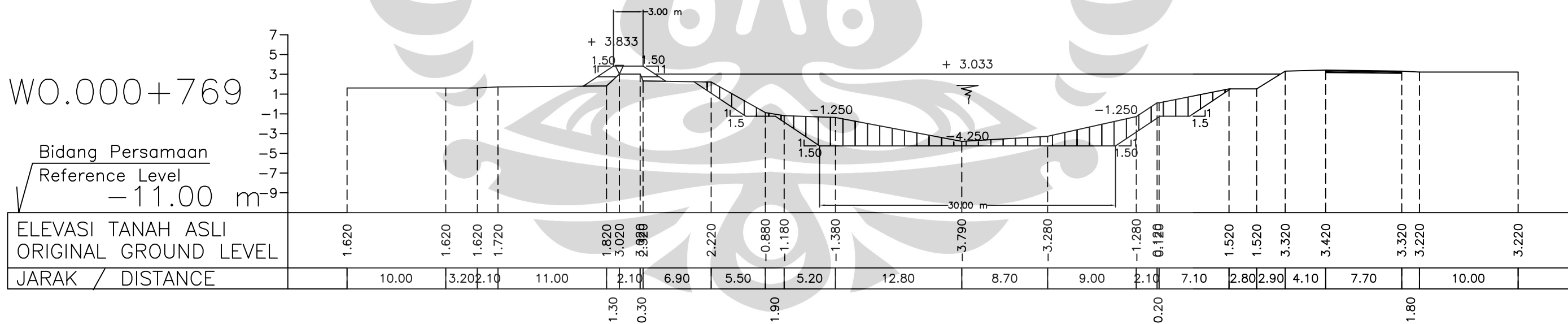
KETERANGAN		
POT. MELINTANG SKALA HORIZONTAL 1 : 200 0 2 8 M		
SKALA VERTIKAL 1 : 200 0 2 8 M		
LEGENDA :		
	GALIAN	
	TIMBUNAN	
	SALURAN PASANGAN	
TGL	REVISI	TANDA TANGAN
MENGETAHUI / MENSETUJUI		TGL
KEPALA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR KOTA SURABAYA		TANDA TANGAN
Ir. H. TRI SISWANTO, MM PEMBINA NIP. 510 100 748		
PLH KA SUB DINAS PROGRAM PERENCANAAN DAN PENGAWASAN PEMBANGUNAN		
Ir. HENDRO GUNAWAN, MA PENATA NIP. 010 255 843		
PELAKSANAAN KEGIATAN PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUAN KOTA		
Ir. SOEHOED PENATA NIP. 510 036 988		
PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PENGENDALIAN DAN PENANGGULANGAN BANJIR		
DANA APBD II (PENDAPATAN DAERAH) TAHUN ANGGARAN 2004		
NAMA PELAYANAN		
PROYEK PEMELIHARAAN SALURAN PEMATUAN KOTA		
NAMA PEKERJAAN		
SAL. MEDOKAN - SEMAMPIR		
GAMBAR		
POT MELINTANG STA 3+200 s/d 3+866		
KONSULTAN PERENCANA		
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN KAMPUS ITS SUKLOLO SURABAYA		
DIREKANAKAN	DIGAMBAR	PENANGGUNG JAWAB
Ir. SISWANTO	TONY JULIANTO	Ir. WIDJONARJO
KODE	JUMLAH LEMBAR	NOMOR LEMBAR
MDSP	05	05



WO.000+563

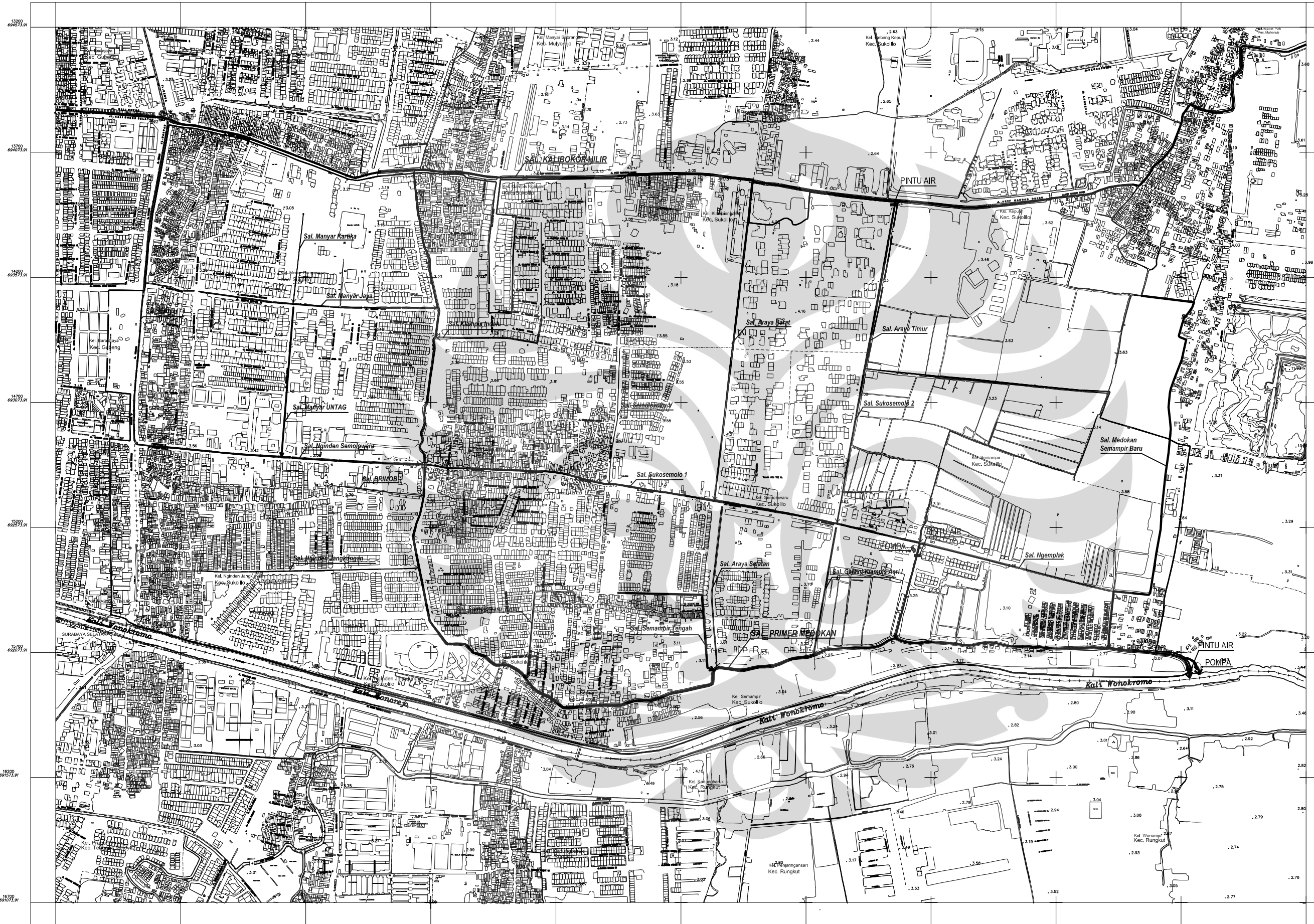


WO.000+769



GAMBAR

DAS DAN PETA TOPOGRAFI MEDOKAN



- LEGENDA :**
- Sal. Primer
 - Sal. Sekunder
 - Sal. Tersier
 - - - Sub. DAS
 - Batas DAS
- TRANSPORTASI**
- Jalan Tol
 - Jalan Perumahan
 - - - Jalan Setapak
 - Jembatan
 - Jalan Kereta Api
- PEMAKAMAN UMUM**
- ◐ Kuburan Islam
 - ⊥ Kuburan Kristen
 - △ Kuburan China

