

**NORMALISASI SUNGAI DAPIT MENUJU KUALA
MARAS ULU MARAS KABUPATEN KEPULAUAN
ANAMBAS PROVINSI KEPULAUAN RIAU**

SKRIPSI

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik (S.T)



Disusun Oleh :

ADAM ARDIANYAH
NIM. 0710643030

**KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK**

MALANG

2014

LEMBAR PERSETUJUAN

**NORMALISASI SUNGAI DAPIT MENUJU KUALA
MARAS ULU MARAS KABUPATEN KEPULAUAN
ANAMBAS PROVINSI KEPULAUAN RIAU**

SKRIPSI

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik (S.T)



Disusun Oleh :

ADAM ARDIANSYAH
NIM. 0710643030

Menyetujui :

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Dr. Very Dermawan, ST., MT.
NIP. 19730217 199903 1 001

Linda Prasetyorini, ST., MT.
NIP. 198505242012122002

LEMBAR PENGESAHAN

**NORMALISASI SUNGAI DAPIT MENUJU KUALA
MARAS ULU MARAS KABUPATEN KEPULAUAN
ANAMBAS PROVINSI KEPULAUAN RIAU**

Disusun Oleh :

**ADAM ARDIANSYAH
NIM. 0710643030**

**Skripsi ini telah diuji dan dinyatakan lulus pada
Tanggal 14 Agustus 2014**

Majelis Penguji :

**Dr. Very Dermawan, ST., MT.
NIP. 19730217 199903 1 001**

**Linda Prasetyorini, ST., MT.
NIP. 19850524 201212 2 002**

**Dr.Ir.EndangPurwati, MP
NIP. 195211171981032001**

**Anggara WWS, ST., M.Tech.
NIP. 75033006110261**

**Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan**

**Ir. MohSholichin, MT.,Ph.D.
NIP. 19670602 199802 1 001**

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirobbil‘alamin. Segala rasa syukur kepada Tuhan YME, Allah SWT, karena dengan izin dan kuasa-Nya sehingga skripsi dengan judul “**Normalisasi Sungai Dapit Menuju Kualam Maras, Ulu Maras Kabupaten Kepulauan Anambas, Provinsi Kepulauan Riau**” dapat terwujud. Tidak lupa ucapan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada pihak-pihak yang telah membantu terselesaikannya laporan skripsi ini:

1. Bapak Ir. Moch. Sholichin, MT., Ph.D. selaku Ketua Jurusan Teknik Pengairan Universitas Brawijaya.
2. Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT. dan IbuLinda Prasetyorini, ST., MT. selaku pembimbing dalam tugas akhir ini.
3. Bapak Anggara WWS, ST., M.Tech. dan IbuDr. Endang Purwati, MP. selaku penguji.
4. Kedua Orang Tua penyusun (Bapak Musayit Shurten, Ibu Siti Munawaroh),saudari penyusun (Adzelina Admi Diasty., Abita Alimah, dan Auma Agril Almira)yang selalu memberi dorongan, semangat dan doa.
5. Sahabat penyusun Teman-teman Teknik Pengairan dari berbagai Angkatan. 2006, 2008, 2009, 2010, Terutama teman-teman Angkatan 2007 yang selalu menemani dan memberi kritik, saran, serta motivasi, dalam proses pengerjaan tugas akhir. Terimakasih.
6. Amik, Haidar, Yusuf, Alex, Yuta, Habib, Bayu, Pepi, Pecel yang telah banyak membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini. Terimakasih.

Semoga dengan terwujudnya laporan skripsi ini menjadi sumbangan ilmu yang bermanfaat dan menjadi referensi yang baik bagi bidang pengembangan ilmu teknik pengairan. Sungguh laporan skripsi ini jauh dari kata sempurna sehingga masukan dan pemikiran kritis dari pembaca sangat diharapkan.

Malang, Agustus 2014

Penyusun

ABSTRAK

ADAM ARDIANSYAH, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Agustus 2014. *Normalisasi Sungai Dapit Menuju Kuala Maras Ulu Maras, Kabupaten Kepulauan Anambas, Provinsi Kepulauan Riau*. Dosen Pembimbing : Dr. Very Dermawan, ST., MT. Linda Prasetyoini, ST., MT.

Skripsi ini bertujuan untuk merencanakan normalisasi sepanjang sistem Sungai Dapit yang diharapkan nantinya dapat mengurangi kerugian akibat banjir yang terjadi di aliran Sungai Dapit. Adapun manfaat yang diperoleh adalah suatu usaha penanggulangan banjir yang bisa mengurangi dampak negatif banjir sungai tersebut terhadap wilayah studi khususnya dampak negatif terhadap masyarakat setempat..

Pengendalian Banjir Sungai Dapit dimulai dengan analisis hidrologi yakni penentuan debit banjir rancangan Sungai Dapit untuk dimodelkan melalui aplikasi HEC-RAS 4.1.0. Selanjutnya menentukan patok yang mengalami banjir, menghitung lebar rencana Sungai dan menentukan dimensi penampang melintang yang didasarkan atas besarnya debit banjir maksimum yang direncanakan.

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, diketahui tinggi muka air banjir Sungai Dapit berkisar antara 0.5 - 1 m dengan debit banjir rancangan Q_{25th} sebesar 81,33 $m^3/detik$. Maka direncanakan perbaikan penampang sungai berbentuk trapesium (kemiringan lereng 1 : 1) dengan lebar rencana sungai 14 m. Setelah dilakukan upaya pengendalian banjir seperti diatas, kapasitas tampungan Sungai Dapit mampu menampung debit sampai dengan kala ulang 25 tahun.

Kata kunci : Sungai Dapit, HEC-RAS 4.1.0, Perbaikan Penampang Sungai.



DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN	
LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR	ii
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR	viii
BAB I	
PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Identifikasi Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Rumusan Masalah	3
1.5 Tujuan dan Manfaat.....	4
BAB II	
KAJIAN PUSTAKA	5
2.1 Daerah Aliran Sungai	5
2.1.1 Pengertian Daerah Aliran Sungai	5
2.1.2 Bentuk Daerah Aliran Sungai	5
2.1.3 Alur Sungai	6
2.1.4 Pola Aliran Sungai	7
2.2 Analisa Curah Hujan	8
2.2.1 Uji Konsistensi Data	8
2.2.2 Uji T.....	10
2.2.3 Uji Z.....	11
2.3 Curah Hujan Rancangan	11
2.3.1 Metode Log Pearson III	12
2.3.2 Uji Kesesuaian Distribusi	14
2.2.2 Uji Chisquare	14
2.2.3 Uji Smirnov Kolmogorof	15
2.4 Analisa Debit Banjir Rancangan.....	17
2.4.1 Koefesien Pengaliran	17
2.5 Intensitas Hujan	18
2.5.1 Sebaran Hujan Jam-Jaman.....	18



2.5.2	Curah Hujan Netto Jam-jaman	19
2.5.3	Debit Banjir Rancangan	19
2.5.4	Penelusuran Banjir	22
2.6	Analisa Profil Aliran	24
2.6.1	Persamaan Energi	25
2.6.2	Kehilangan Tinggi Energi	26
2.6.3	Pengangkutan Aliran	27
2.6.4	Koefesien Kekasaran	28
2.6.5	Persamaan Kontinuitas	28
2.6.6	Persamaan Momentum	29
2.6.7	Geometri Data	30
2.6.8	Skema Sistem Sungai	30
2.6.9	Data Aliran Tetap Steady Flow	33
2.7	Sitem Pengendalian Banjir	34
2.7.1	Umum	34
2.7.2	Perbaikiakan Atau Normalisasi Alur Sungai	35
BAB III		
METODOLOGI		
3.1	Kondisi Daerah Studi	36
3.2	Data Pendukung Kajian	39
3.3	Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi	40
BAB IV		
PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA		
4.1	Analisa Hidrologi	43
4.1.1	Data Hujan	43
4.1.2	Uji Konsistensi Data Hujan Metode RAPS	49
4.1.3	Uji T	61
4.1.4	Uji Z	63
4.1.5	Analisis Curah Hujan Rancangan	65
4.1.6	Uji keseuaian Distribusi	66
4.1.7	Uju Chi Square	66
4.1.8	Uji smirov kolmogorof	67
4.1.9	Curah Hujan Efektif	69
4.1.10	Distribusa Curah Hujan Jam-Jaman	69
4.1.11	Perhitungan Banjir Rancangan	70

4.1.12Analsisa Perhitungan Debit Banjir Komulatif..... 74

4.1.13hidrograf Debit Banjir Rancangan..... 78

4.1.14Rating Curve..... 79

4.2Data Masukan Program Hec-ras..... 80

4.2.1 Data Geometri..... 80

4.3Hasil Running Program Hec-ras..... 83

4.4Upaya Penanganan Sungai Dapit 90

4.4.1 Rencana Perbaikan Alur Sungai Dapit 90

BAB V

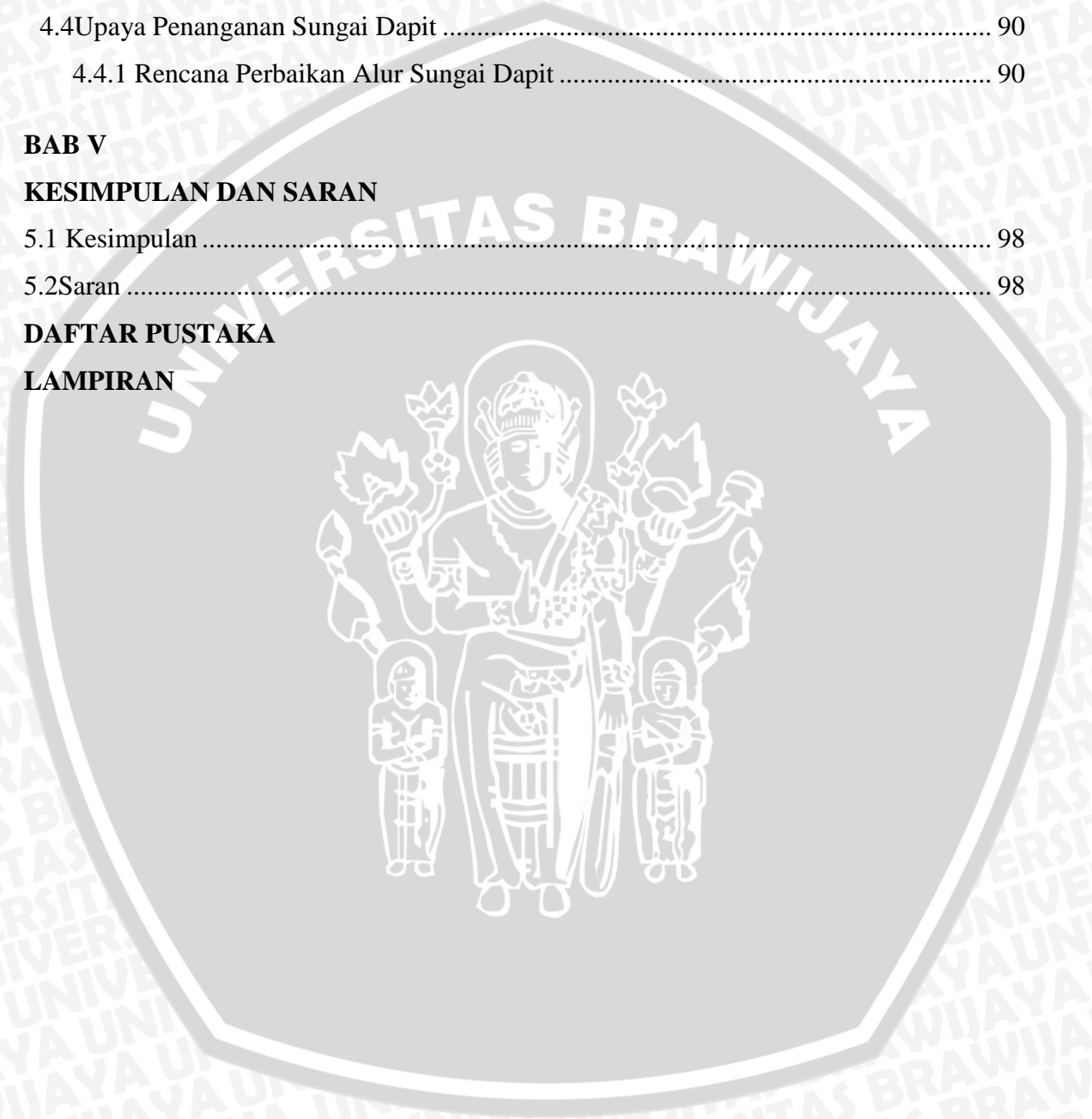
KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan 98

5.2Saran 98

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Tabel Nilai $Q/n^{0.5}$ Dan $R/n^{0.5}$ 10

Tabel 2. 2 Tabel Nilai Z 11

Tabel 2. 3 Syarat Pemilihan Metode Frekuensi 12

Tabel 2. 4 Nilai Cs Negatif Distribusi Log Pearson III 13

Tabel 2. 5 Nilai Cs Positif Distribusi Log Pearson III 14

Tabel 2. 6 Nilai kritis Do untuk uji Smirnov-Kolmogorov 16

Tabel 2. 7 Nilai Koefisien Pengaliran 18

Tabel 2. 8 Nilai Koefisien Kekasaran Manning 32

Tabel 2. 9 Koefisien Kontraksi dan Ekspansi untuk aliran Subkritis 33

Tabel 4.1 Data Stasiun Dapit Tahun 2002 43

Tabel 4.2 Data Stasiun Dapit Tahun 2003 44

Tabel 4.3 Data Stasiun Dapit Tahun 2004 44

Tabel 4.4 Data Stasiun Dapit Tahun 2005 45

Tabel 4.5 Data Stasiun Dapit Tahun 2006 45

Tabel 4.6 Data Stasiun Dapit Tahun 2007 46

Tabel 4.7 Data Stasiun Dapit Tahun 2008 46

Tabel 4.8 Data Stasiun Dapit Tahun 2009 47

Tabel 4.9 Data Stasiun Dapit Tahun 2010 47

Tabel 4.10 Data Stasiun Dapit Tahun 2011 48

Tabel 4.11 Uji konsistensi Data Hujan Bulanan Tahun 2002 Dengan RAPS 49

Tabel 4.12 Uji konsistensi Data Hujan Bulanan Tahun 2003 Dengan RAPS 50

Tabel 4.13 Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$ 50

Tabel 4.14 Uji konsistensi Data Hujan Bulanan Tahun 2004 Dengan RAPS 51

Tabel 4.15 Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$ 51

Tabel 4.16 Uji konsistensi Data Hujan Bulanan Tahun 2005 Dengan RAPS 52

Tabel 4.17 Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$ 52

Tabel 4.18 Uji konsistensi Data Hujan Bulanan Tahun 2006 Dengan RAPS 53

Tabel 4.19 Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$ 53

Tabel 4.20 Uji konsistensi Data Hujan Bulanan Tahun 2007 Dengan RAPS 54

Tabel 4.21 Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$ 54

Tabel 4.22 Uji konsistensi Data Hujan Bulanan Tahun 2008 Dengan RAPS 55

Tabel 4.23 Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$ 55

Tabel 4.24 Uji konsistensi Data Hujan Bulanan Tahun 2009 Dengan RAPS 56

Tabel 4.25 Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$ 56



Tabel 4.26 Ujikonsistensi Data HujanBulananTahun 2010 Dengan RAPS	57
Tabel4.27Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$	57
Tabel 4.28 Ujikonsistensi Data HujanBulananTahun 2011 Dengan RAPS	58
Tabel4.29Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$	58
Tabel 4.30 Ujikonsistensi Data HujanTahunan RAPS	59
Tabel4.31Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$	61
Tabel4.32 Perhitungan Uji T	61
Tabel 4.33 Perhitungan Uji Z	63
Tabel4.35RekapitulasiCurahHujanRerata Daerah MaksimumTahunan.....	64
Tabel 4.36Perhitungan Parameter Log pearson III.....	65
Tabel 4.37CurahHujanRancanganDenganBerbagai Kala Ulang.....	66
Tabel 4.38Penentuan Batas KelasUji Chi Square.....	67
Tabel 4.39PenentuanUji Smirnov Kolmogorof	68
Tabel 4.40PerhitunganCurahHujanEfektif	69
Tabel4.41Hujan Jam-jamanKurva IDF denganMetodeMononobe	69
Tabel4.42 Debit BanjirRancangan Q_{25} Sungai Dapit	72
Tabel4.43Rekapitulasi Debit BanjirRancanganMetode HSS Nakayasu	73
Tabel4.44Perhitungan Debit BanjirKomulatifOutlet 1.....	74
Tabel4.45Perhitungan Debit BanjirKomulatif Outlet 2.....	75
Tabel4.46Perhitungan Debit BanjirKomulatif Outlet 3.....	76
Tabel4.47Perhitungan Debit BanjirKomulatif Outlet 3.....	77
Tabel4.48Rekapitulasi Debit PuncakBanjirRancangan HSS Nakayasu Das Dapit.....	78
Tabel4.49 Perhitunganrating <i>curve</i> padacross <i>section</i> 117 di Hulu Sungai Dapit.....	79
Tabel 4.50Penampang Sungai Yang MeluberPadaKondisiEksisting	83

DAFTAR GAMBAR

Gambar2. 1 Daerah Aliran Sungai.....	6
Gambar2. 2Sketsa Profil memanjang Aliran Sungai	7
Gambar2. 3Sketsa Pola Aliran Sungai Di Indonesia	8
Gambar2. 4Hubungan Antara Hujan Efektif Dengan Limpasan Langsung	19
Gambar2. 5Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu	21
Gambar2. 6EnergiDalamSaluranTerbuka.....	26
Gambar2. 7Kontinuitas Aliran Tak Tetap	29
Gambar2. 8Prinsip Momentum Pada Saluran Terbuka	30
Gambar2. 9Data geometri pada HEC-RAS	31
Gambar2. 10Lebar Sungai Untuk Merencankana Penampang Stabil Sungai	36
Gambar3. 1PetaLokasi Studi	37
Gambar3. 2Peta DAS Dapit.....	37
Gambar3. 3Sungai DapitBagianHulu	38
Gambar3. 4 Sungai DapitBagianHilir.....	38
Gambar3. 5Salah SatuTitikTerjadinyaBanjir Di Sungai Dapit	38
Gambar3. 6 Diagram alirpengerjaanskripsi.....	41
Gambar3. 7 Diagram aliranalisdengan software HEC-RAS 4.1.....	42
Gambar4. 1Kurva IDF Dengan Metode Mononobe	70
Gambar4. 2Hidorgraf Banjir Rancangan Sungai Dapit.....	73
Gambar4. 3Skema Sungai Dapit.....	78
Gambar4. 4 Rating Curve Sungai Dapit <i>cross section 117</i>	80
Gambar4. 5Skema Sungai Dapit Tanpa Skala.....	81
Gambar4. 6KondisieksistingsungaiDapit(patok 117-1) pada Q_{25th}	84
Gambar4. 7Profil muka air dengan Q_{2th}	85
Gambar4. 8Profil muka air dengan Q_{5th}	86
Gambar4. 9Profil muka air dengan Q_{10th}	87
Gambar4.10Profil muka air dengan Q_{25th}	88
Gambar4.11 Tinggilimpasan di patok 6 pada program HEC-RAS saat Q_{25Th}	91
Gambar4. 12Dimensi perencanaan perbaikan penampang sungai	92
Gambar4. 13Gambar Desain pada Cross Section 6.....	93
Gambar4. 14Contohkondisisungai setelahdilakukanpelebaranpenampangpatok 6.....	93
Gambar4. 15Contohkondisisungai setelahdilakukanpelebaranpenampangpatok 23.....	93

Gambar4.16 Profil Sungai Dapit Setelah Dilakukan Pelebaran Penampang Q 25..... 94

Gambar4.16 Profil Sungai Dapit Setelah Dilakukan Pelebaran Penampang Q 50..... 95



DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1. Data Hujan Stasiun Dapit Tahun 2002-2011
- Lampiran 2. Tabel hasil Running Hec-ras Sungai Dapit Kondisi Eksisting dan normalisasi
- Lampiran 3. Cross section Sungai Dapit kondisi eksisting
- Lampiran 4. Cross section Sungai Dapit Setelah Normalisasi



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sumber daya air merupakan karunia Tuhan Yang Maha Esa yang memberikan manfaat untuk mewujudkan kesejahteraan bagi seluruh rakyat Indonesia dalam segala bidang dalam menghadapi ketidakseimbangan antara ketersediaan air yang cenderung menurun dan kebutuhan air yang semakin meningkat, sumber daya air wajib dikelola dengan memperhatikan fungsi sosial, lingkungan hidup dan ekonomi secara selaras pengelolaan sumber daya air perlu diarahkan untuk mewujudkan sinergi dan keterpaduan yang harmonis antar wilayah, antar sektor, dan antar generasi (UU no.7 tahun 2004).

Air mempunyai sifat seperti dua sisi mata uang, sisi yang satu bersifat menguntungkan, sedangkan sisi yang lainnya bersifat merugikan. Air bisa bersifat menguntungkan jika kita memanfaatkan air dan mengelola sesuai dengan kadarnya. Air juga sekaligus bisa bersifat merugikan jika kita tidak memperlakukan air dengan baik, misalnya dengan mengeksploitasinya secara berlebihan dan tidak menjaga ekosistem yang menunjang ketersediaannya secara berkelanjutan.

Masalah yang sering terjadi adalah ketidakseimbangan ketersediaan air. Beberapa wilayah di Indonesia sering mengalami kekurangan air (kekeringan) pada saat kemarau dan mengalami kelebihan air (banjir) pada saat musim hujan. Hal ini menunjukkan ketidakseimbangan alam akibat ulah manusia yang menyalahgunakan penggunaan air.

Banjir sering terjadi akibat hujan dengan intensitas tinggi dalam waktu yang lama. Besar dan kecilnya debit air hujan yang masuk ke aliran sungai dipengaruhi oleh nilai limpasan. Nilai limpasan yang besar akan menyebabkan air masuk ke dalam aliran sungai menjadi besar pula, jika penampang sungai tidak mampu menampung aliran air yang mengalir, maka air akan meluap dan akan terjadi genangan di sekitar sungai. Genangan air yang tidak normal dalam waktu yang lama, akan menyebabkan kerugian dalam hal materiil maupun imateriil.

Banjir menjadi masalah ketika muncul kerugian banjir. Mengingat pada umumnya sungai lebih dahulu menempati ruang alurnya dibanding keberadaan manusia. Sebetulnya manusia lah yang mencari masalah mendatangi dataran banjir. Mengingat sejarah pembentukan kota-kota umumnya terkait erat dengan keberadaan



sungai, banyak pemukiman terbentuk di dataran banjir, tak terkecuali di Kabupaten Kepulauan Anambas, Kepulauan Riau.

Ada beberapa faktor penyebab terjadinya banjir, diantaranya adalah: lokasi daerah yang berada di dataran rendah dan hampir rata dengan permukaan laut, lokasi daerah yang merupakan dataran banjir dari pertemuan beberapa sungai, pengaruh pasang air laut, terjadinya gradasi dasar sungai akibat sedimen yang menyebabkan naiknya muka air sungai pada waktu banjir, dan sistem drainase kota yang masih belum terencana secara sistematis dan menyeluruh.

Sungai Dapit yang terletak di Pulau Jemaja (juga dikenal sebagai pulau Letung) tepatnya di desa Ulu Maras Kecamatan Jemaja Timur Kabupaten Kepulauan Anambas, dengan lebar antara 8 m s/d 9 m merupakan jalur sungai yang dijadikan jalur transportasi warga desa yang berprofesi sebagai nelayan. Sedangkan pada studi ini yang ditinjau adalah sungai Dapit yang terbentang antara daerah bendung Dapit dan daerah hilir yaitu Kuala Maras sepanjang kurang lebih 11,2 km, permasalahan yang ada di lapangan adalah adanya genangan air banjir yang terjadi di beberapa titik lokasi dan adanya sedimentasi yang mengakibatkan pendangkalan. Kondisi tersebut tentunya sangat mengganggu kehidupan masyarakat yang sebagian besar berprofesi nelayan atau petani.

Berkaitan dengan upaya untuk mengendalikan masalah banjir di sungai Dapit, salah satu upaya yang dapat dilakukan adalah usaha Pengerukan dan Normalisasi Sungai Dapit untuk mereduksi besaran banjir sehingga muka air sungai pada saat terjadi debit banjir tidak meluap dan menimbulkan kerugian bagi masyarakat di sekitar sungai.

1.2 Identifikasi Masalah

Banjir yang sering terjadi di Sungai Dapit merupakan salah satu dampak yang terjadi akibat kerusakan morfologi Sungai Dapit. Jika hujan turun cukup deras maka aliran sungai ini bisa meluap dan membanjiri atau menggenangi daerah yang terdapat di sekitar sungai tersebut. Ketidakmampuan sungai untuk menampung aliran pada musim hujan diperburuk oleh berkurangnya kedalaman dalam jangka panjang karena penumpukan sedimen akibat penggundulan hutan di lereng bukit dan erosi dari tebing sungai.

Terjadinya penumpukan sedimen Sungai Dapit selain mengakibatkan pendangkalan yang menimbulkan penurunan kapasitas tampungannya juga menyebabkan kemampuan sungai mengalirkan debit air berkurang sehingga aliran banjir cenderung melebar. Kondisi di daerah hulu sungai Dapit terjadi perubahan penggunaan lahan. Pada saat kemarau maka di daerah hulu sungai, lahan menjadi areal perladangan.

Usaha sederhana yang pernah dilakukan untuk mencegah kerusakan akibat banjir hanya dengan memasang bronjong pada *abutment* jembatan, karena menurut keterangan masyarakat setiap hujan deras, air sungai Dapit meluap. Kejadian banjir ini cenderung meningkat terhadap tinggi genangan, hingga saat ini mencapai fasilitas umum dan pemukiman disekitar sungai Dapit setinggi mata kaki sampai lutut orang dewasa atau setinggi 50 cm.

Oleh karena itu, diperlukan usaha untuk merencanakan normalisasi Sungai Dapit agar bisa mengidentifikasi masalah banjir yang meluap dan merugikan penduduk di sekitar sungai.

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah yang digunakan dalam laporan ini antara lain:

1. Lokasi studi di Sungai Dapit, Kabupaten Kepulauan Anambas, Provinsi Kepulauan Riau,
2. Melakukan analisa kondisi Sungai Dapit melalui data-data sekunder,
3. Merencanakan Pengerukan dan Normalisasi sungai sebagai usaha pengendalian banjir di Sungai Dapit,
4. Tidak membahas transport sedimen karena dengan membahas transport sedimen akan menghitung kecepatan transportasi sedimen dan pergerakannya,
5. Tidak membahas analisa ekonomi,
6. Tidak membahas Analisa Mengenai Dampak Lingkungan (AMDAL).

1.4 Rumusan Masalah

Mengacu pada batasan-batasan masalah tersebut di atas, maka rumusan masalah yang akan dibahas pada laporan ini antara lain:

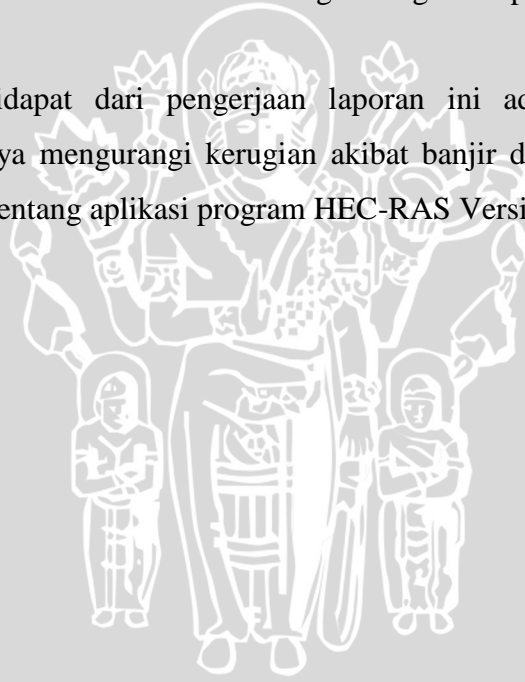
1. Bagaimana analisa hidrologi untuk menentukan debit banjir rancangan pada Sungai Dapit?
2. Bagaimana profil aliran dan morfologi Sungai Dapit sebelum dilakukan normalisasi?

3. Bagaimana Upaya Penanggulangan Banjir yang sesuai dengan Karakteristik Sungai Dapit.
4. Bagaimana profil aliran dan morfologi Sungai Dapit setelah dilakukan normalisasi?

1.5 Tujuan dan Manfaat

1. Mengetahui analisa hidrologi untuk menentukan debit banjir rancangan pada Sungai Dapit.
2. Mengetahui profil aliran dan morfologi Sungai Dapit sebelum dilakukan normalisasi.
3. Mengetahui Upaya Penanggulangan Banjir yang sesuai dengan Karakteristik Sungai Dapit.
4. Mengetahui profil aliran dan morfologi Sungai Dapit setelah dilakukan normalisasi..

Manfaat yang didapat dari pengerjaan laporan ini adalah sebagai bahan pertimbangan dalam upaya mengurangi kerugian akibat banjir di Sungai Dapit, serta menambah pengetahuan tentang aplikasi program HEC-RAS Version 4.1.0.



BAB II KAJIAN PUSTAKA

2.1. Daerah Aliran Sungai

2.1.1. Pengertian Daerah Aliran Sungai

Suatu alur yang panjang di atas permukaan bumi tempat mengalirnya air yang berasal dari hujan disebut alur sungai dan perpaduan antara alur sungai dan aliran air didalamnya disebut sungai (Sosrodarsono, 1984:1).

Daerah dimana sungai memperoleh air merupakan daerah tangkapan air hujan yang biasanya disebut daerah aliran sungai. Dengan demikian, DAS dapat dipandang sebagai suatu unit kesatuan wilayah tempat air hujan mengumpul ke sungai menjadi aliran sungai. Garis batas antara DAS adalah punggung permukaan bumi yang dapat memisahkan dan membagi air hujan menjadi aliran permukaan di masing-masing DAS. Menurut Asdak (2002:4) daerah aliran sungai adalah suatu wilayah daratan yang secara topografik dibatasi oleh punggung-punggungan gunung yang menampung dan menyimpan air hujan untuk kemudian menyalurkannya ke laut melalui sungai utama. Wilayah daratan tersebut dinamakan daerah tangkapan air (*catchment area*) yang merupakan suatu ekosistem dengan unsur utamanya terdiri atas sumber daya alam (tanah, air, dan vegetasi) dan sumber daya manusia sebagai pemanfaat sumber daya alam.

2.1.2. Bentuk Daerah Aliran Sungai

Sifat-sifat sungai sangat dipengaruhi oleh luas dan bentuk daerah alirannya. Bentuk suatu daerah aliran sungai sangat berpengaruh terhadap kecepatan terpusatnya air. Secara umum bentuk daerah aliran sungai dibedakan menjadi 4 macam (Sosrodarsono, 1976:169):

a. Daerah aliran bulu burung (memanjang)

Jalur daerah di kiri kanan sungai utama dimana anak-anak sungai mengalir ke sungai utama dengan jarak tertentu disebut daerah aliran bulu burung. Daerah aliran yang demikian mempunyai debit banjir yang kecil, oleh karena waktu tiba banjir dari anak-anak sungai itu berbeda-beda. Sebaliknya banjir berlangsung agak lama.

b. Daerah aliran radial

Daerah aliran radial adalah daerah aliran sungai yang berbentuk seperti kipas atau lingkaran dimana anak-anak sungainya mengkonsentrasi di suatu titik secara radial.

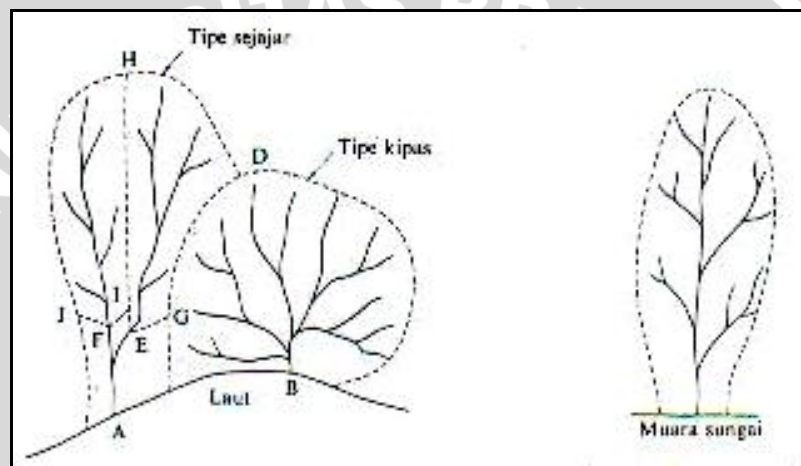
Daerah aliran sungai yang demikian mempunyai banjir yang besar di dekat titik pada pertemuan anak-anak sungai.

c. Daerah aliran sejajar

Bentuk ini mempunyai corak dimana dua jalur daerah aliran bersatu di bagian hilir. Banjir itu terjadi di sebelah hilir titik pertemuan sungai-sungai

d. Daerah aliran kompleks

Dalam keadaan yang sesungguhnya kebanyakan sungai-sungai tidaklah sesederhana sebagaimana uraian diatas, akan tetapi merupakan perpaduan dari ketiga tipe tersebut. Daerah aliran yang demikian dinamakan daerah aliran kompleks.



Gambar 2.1. Daerah aliran sungai
Sumber: Sosrodarsono, 1985:3

2.1.3. Alur Sungai

Suatu alur sungai dapat dibagi menjadi 3 bagian yaitu:

a. Bagian Hulu

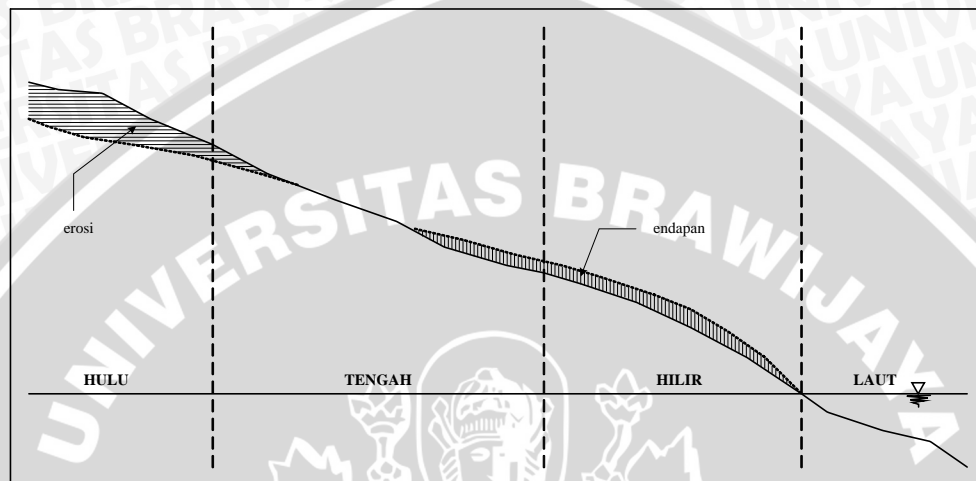
Bagian hulu sungai merupakan daerah sumber erosi karena pada umumnya alur sungai melalui daerah pegunungan, bukit, atau lereng gunung yang kadang-kadang mempunyai ketinggian yang cukup besar dari muka air laut. Alur sungai dibagian hulu ini biasanya mempunyai kecepatan yang lebih besar dari pada bagian hilir.

b. Bagian Tengah

Bagian ini merupakan daerah peralihan dari bagian hulu dan hilir. Kemiringan dasar sungai lebih landai sehingga kecepatan aliran relatif lebih kecil dari pada bagian hulu. Bagian ini merupakan daerah keseimbangan antara proses erosi dan sedimentasi yang sangat bervariasi dari musim ke musim.

c. Bagian Hilir

Alur sungai dibagian hilir biasanya melalui dataran yang mempunyai kemiringan dasar sungai yang landai sehingga kecepatan alirannya lambat. Keadaan ini sangat memudahkan terbentuknya pengendapan atau sedimen. Endapan yang terbentuk biasanya berupa endapan pasir halus, lumpur, endapan organik, dan jenis endapan lain yang sangat labil.



Gambar 2.2. Sketsa profil memanjang alur sungai

2.1.4. Pola Aliran Sungai

Sungai di dalam semua DAS mengikuti suatu aturan yaitu aliran sungai dihubungkan oleh suatu jaringan satu arah dimana cabang dan anak sungai yang mengalir ke dalam sungai induk yang lebih besar dan membentuk suatu pola tertentu. Pola itu tergantung dari kondisi topografi, geologi, iklim dan vegetasi yang terdapat dalam DAS yang bersangkutan.

Di Indonesia ada beberapa pola aliran sungai, dimana pola aliran tersebut dibedakan berdasarkan jenis batuan dan sedimennya. Pola aliran tersebut antara lain.

a. Pola Radial

Pola ini biasanya banyak dijumpai pada daerah lereng gunung berapi atau daerah dengan topografi berbentuk kubah. Misalnya sungai di lereng Gunung Semeru, Merapi, Ijen dan Slamet.

b. Pola Rektangular

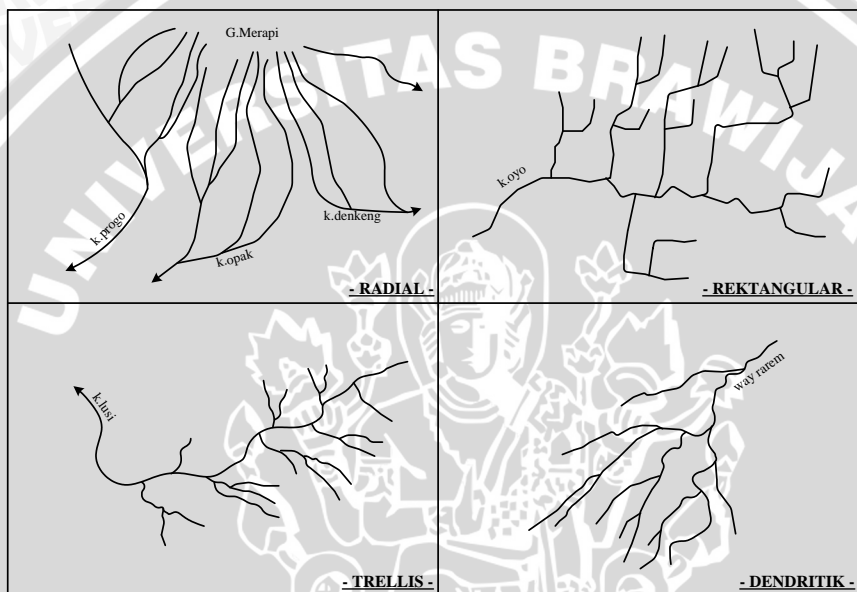
Pola ini banyak dijumpai pada daerah pengunungan kapur, misalnya Gunung Kidul.

c. Pola Trellis

Pola ini biasanya banyak dijumpai pada daerah pegunungan dengan lipatan-lipatan yang juga terdapat lapisan sedimen. Misalnya pada daerah pegunungan di Sumatera barat dan Jawa Tengah.

d. Pola Dendritik

Pola aliran sungai seperti ini banyak dijumpai di daerah dengan komposisi batuan penyusun yang sejenis dan penyebarannya luas. Misalnya pada daerah pegunungan di Sumatera dan Kalimantan.



Gambar 2.3 Sketsa pola aliran sungai di Indonesia

Sumber: Suwarno, 1995

2.2. Analisa Curah Hujan

2.2.1. Uji Konsistensi Data

Ketelitian hasil perhitungan hidrologi dari curah hujan sangat bergantung dari konsistensi data yang tersedia. Di dalam data pengamatan hujan, bisa terdapat non homogenitas dan ketidaksesuaian yang dapat mengakibatkan penyimpangan pada hasil perhitungan. Oleh karena itu, sebelum data hidrologi dapat digunakan untuk berbagai analisa, data tersebut harus diolah terlebih dahulu menjadi data siap pakai. Untuk menjadi data siap pakai, maka harus dilakukan pengujian tentang konsistensi (*consistency*) dan kesamaan jenis (*homogeneity*).

Uji konsistensi data hujan diperlukan untuk mengetahui kesalahan data atau penyimpangan data. Data hujan yang tidak konsisten ini disebabkan oleh :

- a. Perubahan mendadak pada sistem lingkungan hidrolis, misal karena adanya pembangunan gedung-gedung atau tumbuhnya pohon-pohon, karena gempa bumi, meletusnya gunung api, dan lain-lain.
- b. Pemindahan alat ukur.
- c. Perubahan cara pengukuran (misalnya berhubungan dengan adanya alat baru atau metode baru).
- d. Perubahan iklim.
- e. Perubahan letak stasiun.

Metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*), merupakan pengujian konsistensi dengan menggunakan data stasiun itu sendiri, yaitu pengujian dengan komulatif penyimpangan terhadap nilai rata-rata dibagi dengan akar kumulatif rerata penyimpangan kuadrat terhadap nilai reratanya (Buishand, 1982 dalam Harto, 1993:59).

$$S^*_0 = 0 \dots\dots\dots(2-1)$$

$$S^*_k = \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y}) \dots\dots\dots(2-2)$$

Dengan :

$$K = 1, 2, 3, \dots, n. \dots\dots\dots(2-3)$$

$$S^{**} = \frac{S^*_k}{Dy} \dots\dots\dots(2-4)$$

$$Dy^2 = \frac{\sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y})^2}{n} \dots\dots\dots(2-5)$$

Nilai Statistic Q dan R

$$Q = \text{maks } S^{**}_k \text{ untuk } 0 < k < n$$

$$R = \text{maks } S^{**}_k - \text{min } S^{**}_k$$

Dengan:

S^*_0 = Simpanan awal

S^*_k = Simpanan mutlak

S^{**}_k = Nilai konsistensi data

N = Jumlah data

Dy = Simpanan rata-rata



Q = Nilai statistic Q untuk 0 k n

R = Nilai statistik (range)

Tabel 2.1 Nilai $Q/n^{0,5}$ dan $R/n^{0,5}$

n	$Q/n^{0,5}$			$R/n^{0,5}$		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,10	1,22	1,42	1,34	1,43	1,60
30	1,12	1,24	1,48	1,40	1,50	1,70
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,50	1,62	1,85
	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2,00

Sumber: Harto, 1993:56

2.2.2 Uji T

Apabila terdapat N buah pasang (*paired*) data pengukuran $X_{1j}, X_{2j}, \dots, X_{nj}$ ($j = 1, 2, 3, \dots, N$) yang merupakan pengukuran bebas (*independent*) dari populasi dengan rata-rata μ_{1j}, μ_{2j} hipotesis nol untuk tiap pasang rata-rata adalah:

$$H_0: \mu_{1j} = \mu_{2j} \quad (\text{untuk semua } j)$$

Perbedaan tiap pengukuran adalah

$$d_j = X_{1j} - x_{2j} \quad (J = 1, 2, \dots, N)$$

Apabila populasi mempunyai distribusi normal dan rata-rata perbedaan diberi simbol d , dan deviasi standart dari perbedaan adalah S , serta kesalahan standart (*standart error*) dari d adalah S/N , maka kita dapat menggunakan uji T sebagai berikut:

$$t = d / SE$$

$$SE = S/N^{0,5}$$

Keterangan:

t = nilai student's-t terhitung

d = perbedaan rata-rata

SE = kesalahan standar dari rata-rata

S = deviasi standar

N = Jumlah data

2.2.3 Uji Z

Uji Z adalah salah satu uji statistika yang pengujian hipotesisnya didekati dengan distribusi normal. Menurut teori limit terpusat, data dengan ukuran sampel yang besar akan berdistribusi normal. Oleh karena itu Uji Z uji Z dapat digunakan untuk mengolah data yang sampelnya berukuran besar. Selain itu, Uji Z ini dipakai untuk menganalisa data yang varian populasinya diketahui, namun bila varians tidak diketahui maka varians dari sampel dapat digunakan sebagai penggantinya.

Kriteria Penggunaan Uji Z:

1. Data berdistribusi normal
2. Variance diketahui
3. ukuran sampel (n) besar, > 30

Rumus yang digunakan adalah:

$$Z_{hitung} = (y_t - y_b) / (Sd / \sqrt{n})$$

Uji Z diterima apabila Nilai $Z_{hitung} < Z_{Tabel}$

Tabel 2.2 Tabel Nilai Z

	0	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009
0		3.09	2.878	2.748	2.652	2.576	2.512	2.457	2.409	2.366
0.01	2.326	2.29	2.257	2.226	2.197	2.17	2.144	2.12	2.097	2.075
0.02	2.054	2.034	2.014	1.995	1.977	1.96	1.943	1.927	1.911	1.896
0.03	1.881	1.866	1.852	1.838	1.825	1.812	1.799	1.787	1.774	1.762
0.04	1.751	1.739	1.728	1.717	1.706	1.695	1.685	1.675	1.665	1.655
0.05	1.645	1.635	1.626	1.616	1.607	1.598	1.589	1.58	1.572	1.563
0.06	1.555	1.546	1.538	1.53	1.522	1.514	1.506	1.499	1.491	1.483
0.07	1.476	1.468	1.461	1.454	1.447	1.44	1.433	1.426	1.419	1.412
0.08	1.405	1.398	1.392	1.385	1.379	1.372	1.366	1.359	1.353	1.347
0.09	1.341	1.335	1.329	1.323	1.317	1.311	1.305	1.299	1.293	1.287
0.1	1.282	1.276	1.27	1.265	1.259	1.254	1.248	1.243	1.237	1.232

Sumber: Soewarno, 1995:27

2.3 Curah Hujan Rancangan

Hujan rancangan maksimum adalah besarnya curah hujan terbesar tahunan mungkin terjadi di suatu daerah dengan periode kala ulang tertentu. Ada beberapa metode yang dapat digunakan dalam menghitung besarnya curah hujan rancangan pada suatu daerah tertentu, antara lain distribusi *Gumbel*, *Gamma*, *Log Normal*, *Log Pearson Type III*, *Hazen*, dan lain-lain.

Untuk menentukan metode yang sesuai, maka terlebih dahulu harus dihitung besarnya parameter-parameter statistik seperti koefisien C_s (koefisien kepengcangan) dan C_k (koefisien puncak). Persamaan yang digunakan adalah:

$$C_s = \frac{n \sum (x - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \tag{2-6}$$

$$C_k = \frac{n^2 \sum (x - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \tag{2-7}$$

dengan:

- Cs = *skewness* / kepengcengan
- Ck = *kurtosis* / koefisien puncak
- S = simpangan baku
- n = jumlah data

Tabel 2.3. Syarat Pemilihan Metode Frekuensi

Jenis Metode	Ck	Cs
Gumbel	5.4002	1.1396
Normal	3.000	0.0000
Log Pearson Type III	bebas	bebas

Sumber: Harto, 1993:245

2.3.1 Metode Log Pearson Type III

Distribusi Log Pearson Type III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Parameter-parameter statistik yang diperlukan oleh distribusi Log Pearson Type III adalah (CD. Soemarto, 1987:243) :

- Harga rata-rata.
- Standart deviasi.
- Koefisien kepengcengan.

Distribusi frekuensi kumulatif akan tergambar sebagai garis lurus pada kertas log-normal jika koefisien asimetri Cs = 0.

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi Log Pearson Type III, adalah :

- a. Mengubah data debit banjir tahunan sebanyak n buah X₁, X₂, X₃, , X_n menjadi log X₁, log X₂, log X₃, , log X_n.
- b. Menghitung nilai rata-rata dengan rumus :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum \log X}{n} \tag{2-8}$$



dengan :

$$n = \text{jumlah data.}$$

c. Menghitung nilai Deviasi standar dari log X, dengan rumus sebagai berikut :

$$S \log X = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{(n-1)}} \tag{2-9}$$

d. Menghitung nilai koefisien kemencengan, dengan rumus sebagai berikut :

$$CS = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(S \log X)^3} \tag{2-10}$$

e. Menghitung logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus sebagai berikut :

$$\log X = \overline{\log X} + k \overline{S \log X} \tag{2-11}$$

Harga-harga k dapat dilihat dari **Tabel 2.3 dan 2.4** dengan tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai CS nya.

f. Mencari anti log X untuk mendapatkan debit banjir dengan waktu balik yang dikehendaki.

Tabel 2.4. Nilai Cs Negatif distribusi Log Pearson Type III

T (th)	1.0101	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
Cs:P(%)	99	50	20	10	5	4	2	1	0.5	0.1
0	-2.326	0.000	0.842	1.282	1.595	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	0.017	0.846	1.270	1.567	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	-2.472	0.033	0.850	1.258	1.539	1.680	1.945	2.178	2.308	2.810
-0.3	-2.544	0.050	0.853	1.245	1.510	1.643	1.890	2.104	2.291	2.670
-0.4	-2.615	0.066	0.855	1.231	1.481	1.606	1.834	2.029	2.201	2.530
-0.5	-2.606	0.083	0.856	1.216	1.450	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	0.099	0.857	1.200	1.419	1.528	1.720	1.880	2.016	2.270
-0.7	-2.824	0.116	0.857	1.183	1.386	1.488	1.663	1.806	1.926	2.140
-0.8	-2.021	0.132	0.856	1.166	1.354	1.448	1.606	1.733	1.837	2.020
-0.9	-2.057	0.140	0.854	1.147	1.320	1.407	1.549	1.660	1.749	1.900
-1.0	-3.022	0.164	0.852	1.170	1.301	1.366	1.492	1.508	1.664	1.790



Tabel 2.5. Nilai Cs Positif distribusi Log Pearson Type III

T (th)	1.0101	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
Cs:P(%)	99	50	20	10	5	4	2	1	0.5	0.1
0.0	-2.326	0.000	0.842	1.282	1.595	1.751	2.045	2.376	2.576	3.090
0.1	-2.252	0.017	0.836	1.297	1.622	1.785	2.107	2.400	2.670	3.230
0.2	-2.170	0.033	0.830	1.301	1.646	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.3	-2.130	0.050	0.824	1.309	1.669	1.849	2.211	2.544	2.856	3.520
0.4	-2.029	0.066	0.816	1.317	1.692	1.880	2.261	2.615	2.947	3.670
0.5	-1.955	0.083	0.808	1.323	1.714	1.910	2.311	2.606	3.041	3.810
0.6	-1.880	0.079	0.800	1.328	1.735	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.7	-1.806	0.116	0.790	1.333	1.756	1.967	2.407	2.824	3.223	4.100
0.8	-1.733	0.132	0.780	1.336	1.774	1.993	2.453	2.891	3.312	4.240
0.9	-1.660	0.148	0.769	1.339	1.792	2.018	2.498	2.957	3.401	4.390
1.0	-1.588	0.164	0.758	1.340	1.809	2.043	2.542	3.022	3.489	4.530
1.1	-1.518	0.180	0.745	1.341	1.824	2.066	2.585	3.087	3.575	4.670

Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik

2.3.2 Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kesesuaian distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui apakah distribusi yang dipilih dapat digunakan atau tidak untuk serangkaian data yang tersedia. Dalam studi ini, untuk keperluan analisis uji kesesuaian distribusi diperlukan dua metode statistik, yaitu *Uji Chi Square* dan *Uji Smirnov Kolmogorov*.

2.3.2.1. Uji Chi-Square

Uji Chi Square digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis.

Perhitungannya dengan menggunakan persamaan (Soewarno, 1995: 194)

$$x_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2-12)$$

dengan:

- 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 perhitungannya adalah:

1. Urutkan data pengamatan dari kecil ke besar
2. Kelompokkan data menjadi G sub group
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub group
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Tiap-tiap sub group hitung nilai :

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

6. Jumlah seluruh G sub group nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai *Chi-Kuadrat* hitung

Tabel 2.5. Harga untuk *Chi-Kuadrat Test*

Derajat Bebas (g)	0.200	0.100	0.050	0.010	0.001
1	1.642	2.706	3.841	6.635	10.827
2	3.219	4.605	5.991	9.210	13.815
3	4.642	6.251	7.815	11.345	16.268
4	5.989	7.779	9.488	13.277	18.465
5	7.289	9.236	11.070	15.086	20.517
6	8.558	10.645	12.592	16.812	22.457
7	9.803	12.017	14.067	18.475	24.322
8	11.030	13.362	15.507	20.090	26.125
9	12.242	14.987	16.919	21.666	27.877
10	13.442	15.987	18.307	23.209	29.588
11	14.631	17.275	19.675	24.725	31.264
12	15.812	18.549	21.026	26.217	32.909
13	16.985	19.812	22.362	27.688	34.528
14	18.151	21.064	23.685	29.141	36.123
15	19.311	22.307	24.996	30.578	37.697
16	20.465	23.542	26.296	32.000	39.252
17	21.615	24.769	27.587	33.409	40.790
18	22.760	25.989	28.869	34.805	42.312
19	23.900	27.204	30.144	36.191	43.820
20	25.038	28.412	31.410	37.566	45.315

Sumber: Soewarno, 1995:223

2.3.2.2. Uji Smirnov Kolmogorof

Uji Smirnov Kolmogorov digunakan untuk menguji kesesuaian distribusi secara horisontal dari probabilitas. Rumus yang digunakan adalah:

$$D = \text{maksimum} |P(X_m) - P'(X_m)| \tag{2-13}$$

dengan:

- D = selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis
- P(X_m) = peluang pengamatan
- P'(X_m) = peluang teoritis dari persamaan distribusi yang dipakai



Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui :

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang diperoleh secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa diterima atau ditolak.

Uji kesesuaian Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan juga besarnya peluang dari masing-masing data tersebut ($P(X_m)$)
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) $P'(X_m)$
3. Dari kedua nilai peluang ditentukan 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*), lihat **Tabel 2.7.** bisa tentukan harga D_0 .

Apabila $D < D_0$ 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 2.6. Nilai kritis D_0 untuk uji Smirnov-Kolmogorov

N	a (derajat kepercayaan)			
	0.200	0.100	0.050	0.010
5				
10	0.450	0.510	0.560	0.670
15	0.320	0.370	0.410	0.490
20	0.270	0.300	0.340	0.400
25	0.230	0.260	0.290	0.360
30	0.210	0.240	0.270	0.320
35	0.190	0.220	0.240	0.290
40	0.180	0.200	0.230	0.270
45	0.170	0.190	0.210	0.250
50	0.160	0.180	0.200	0.240
	0.150	0.170	0.190	0.230
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, 1995:199



2.4 Analisa Debit Banjir Rancangan

2.4.1 Koefisien Pengaliran

Pada saat hujan turun sebagian akan meresap ke dalam tanah dan sebagian lagi akan menjadi limpasan permukaan. Koefisien pengaliran (C) adalah suatu variabel untuk menentukan besarnya limpasan permukaan tersebut dimana penentuannya didasarkan pada kondisi Daerah Aliran Sungai dan kondisi hujan yang jatuh di daerah tersebut. Angka koefisien pengaliran ini merupakan suatu indikator untuk menentukan apakah suatu DAS telah mengalami gangguan (Asdak, 2001:157). Nilai C yang besar menunjukkan bahwa lebih banyak air hujan yang menjadi air limpasan. Hal tersebut kurang menguntungkan karena besarnya air yang akan menjadi air tanah akan berkurang. Kerugian lainnya adalah dengan semakin besarnya jumlah air hujan yang melimpas, maka ancaman terjadinya erosi dan banjir menjadi lebih besar.

Besarnya nilai koefisien pengaliran pada suatu daerah aliran sungai dipengaruhi oleh kondisi karakteristik, seperti:

- a. Kondisi hujan
- b. Luas dan bentuk daerah pengaliran
- c. Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- d. Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
- e. Suhu udara dan angin serta evaporasi
- f. Tata guna lahan

Apabila tataguna lahan suatu daerah termasuk campuran, maka nilai tetapan C harus diberi bobot (*weighted*) untuk memperoleh nilai rata-rata tertimbang (Asdak, 2001:165):

$$C_{\text{tertimbang}} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i \cdot C_i}{A_i} \quad (2-14)$$

dengan:

A = luas daerah

c = koefisien limpasan

Tabel 2.7. Nilai Koefisien Pengaliran

Tataguna lahan	C	Tataguna lahan	C
Perkantoran		Tanah Lapang	
Daerah pusat kota	0.70 - 0.95	Berpasir, datar 2%	0.05 - 0.10
Daerah sekitar kota	0.50 - 0.70	Berpasir, agak rata, 2-7%	0.10 - 0.15
Perumahan		Berpasir, miring 7%	0.15 - 0.20
Rumah tunggal	0.30 - 0.50	Tanah berat, datar 2%	0.13 - 0.17
Rumah susun, terpisah	0.40 - 0.60	Tanah berat, agak rata 2-7%	0.18 - 0.22
Rumah susun, bersambung	0.60 - 0.75	Tanah berat, miring 7%	0.25 - 0.35
Pinggiran kota	0.25 - 0.40	Tanah Pertanian	
Daerah Industri		Tanah kosong	
Kurang padat industri	0.50 - 0.80	Rata	0.30 - 0.60
Padat industri	0.60 - 0.90	Kasar	0.20 - 0.50
Taman, Kuburan	0.10 - 0.25	Ladanga garapan	-
Tempat bermain	0.20 - 0.35	Tanah berat, tanpa vegetasi	0.30 - 0.60
Daerah stasiun KA	0.20 - 0.40	Tanah berat, dengan vegetasi	0.20 - 0.50
Daerah tak berkembang	0.10 - 0.30	Berpasir, tanpa vegetasi	0.20 - 0.25
Jalan Raya		Berpasir, dengan vegetasi	0.10 - 0.25
Beraspal	0.70 - 0.95	Padang rumput	-
Berbeton	0.80 - 0.95	Tanah berat	0.15 - 0.45
Berbatu bata	0.70 - 0.85	Berpasir	0.05 - 0.25
Trotoar	0.75 - 0.85	Hutan/bervegetasi	0.05 - 0.25
Daerah beratap	0.75 - 0.95	Tanah Tidak Produktif, >30%	0.70 - 0.90
		Rata, kedap air	0.50 - 0.70
		Kasar	-

Sumber : Asdak, 2001:164

2.5. Intensitas Hujan

2.5.1. Sebaran Hujan Jam-jaman

Berdasarkan hasil pengamatan data sebaran hujan di Indonesia, hujan terpusat tidak lebih dari 7 (tujuh) jam, maka dalam perhitungan ini diasumsikan hujan terpusat maksimum adalah 6 (enam) jam sehari. Sebaran hujan jam-jaman dihitung dengan menggunakan rumus Monobe sebagai berikut :

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \left[\frac{t}{T} \right]^{2/3} \quad (2-15)$$

$$R_T = t.R_t - (t-1).R_{t-1} \quad (2-16)$$

dengan:

- R_t = intensitas curah hujan rerata sampai jam ke-T (mm/jam)
- R_{24} = curah hujan harian yaitu curah hujan dalam 24 jam (mm)
- t = waktu konsentrasi hujan (jam)
- T = waktu mulai hujan sampai jam ke T (jam)
- R_T = intensitas curah hujan pada jam ke T (mm/jam)

2.5.2. Curah Hujan Netto Jam-jaman

Hujan netto adalah bagian hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*). Limpasan langsung ini terdiri dari limpasan permukaan (*surface run-off*) dan interflow (air yang masuk ke dalam lapisan tipis di bawah permukaan tanah dengan permeabilitas rendah yang keluar lagi di tempat yang lebih rendah dan berubah menjadi limpasan permukaan).

Besarnya curah hujan netto R_n dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$R_n = C.R \quad (2-17)$$

dengan:

R_n = hujan netto (mm/hari)

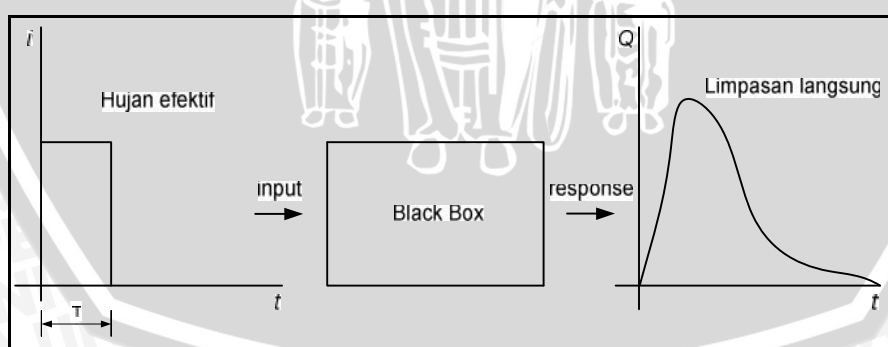
C = koefisien pengaliran

R = curah hujan harian maksimum rancangan (mm/hari)

2.5.3. Debit Banjir Rancangan

Teori hidrograf satuan merupakan penerapan teori sistem linear dalam hidrologi. Watershed dipandang sebagai *black box* dan sistemnya ditandai oleh tanggapan (*response*) Q terhadap input tertentu. Inputnya adalah hujan merata, yaitu hujan dengan intensitas konstan sebesar i dan durasi T yang terbagi rata di atas watershed.

Hidograf satuan suatu watershed adalah suatu limpasan langsung yang diakibatkan oleh suatu satuan volume hujan efektif, yang terbagi rata dalam waktu dan ruang.



Gambar 2.4. Hubungan antara hujan efektif dengan limpasan langsung
Sumber: Soemarto, 1987:165

Debit banjir rancangan adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu. Untuk menaksir besarnya banjir rancangan dapat digunakan hidrograf satuan sintesis dengan menggunakan hidrograf banjir pada

sungai yang bersangkutan terlebih dahulu. Pada kajian ini debit banjir dihitung dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu. Nakayasu telah menurunkan rumus hidrograf satuan sintesis berdasarkan hasil pengamatan dan penelitian berulang kali diterapkan pada daerah aliran sungai di Pulau Jawa dan hingga saat ini hasilnya cukup memuaskan. Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya sebagai berikut:

- Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)
- Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
- Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
- Luas daerah tangkapan air
- Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
- Koefisien pengaliran.

Besarnya nilai debit puncak hidrograf satuan dihitung dengan rumus (Soemarto, 1987:166):

$$Q_p = \frac{(CA) \cdot R_o}{3,6 \left(0,3T_p + T_{0,3} \right)} \quad (2-18)$$

dengan:

Q_p = Debit puncak banjir (m^3/det)

R_o = Hujan satuan (mm)

T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

$C.A$ = Luas daerah tangkapan sampai outlet (km^2)

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

$$T_p = tg + 0,8 t_r \quad (2-19)$$

$$T_{0,3} = \alpha tg \quad (2-20)$$

$$t_r = 0,5 tg \text{ sampai } tg \quad (2-21)$$

tg adalah time lag yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). tg dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

- Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km:

$$tg = 0,4 + 0,058 L \quad (2-22)$$

- Sungai dengan panjang alur $L < 15$ km:

$$tg = 0,21 L^{0,7} \quad (2-23)$$

dengan:

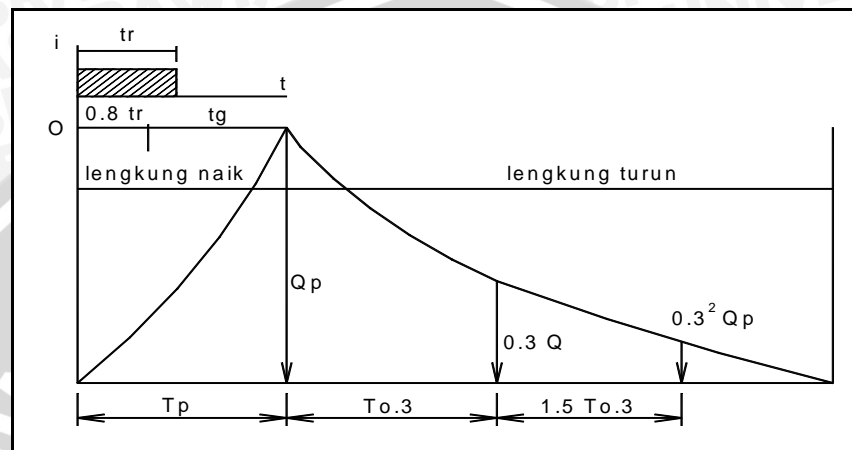
t_r = Satuan Waktu hujan (jam)

α = Parameter hidrograf, untuk

$\alpha = 2$ → Pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5$ → Pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat

$\alpha = 3$ → Pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat



Gambar 2.5. Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu

Sumber: Soemarto, 1987:168

1. Pada waktu naik: $0 < t < T_p$

$$Q_p = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} Q(t) \quad (2-24)$$

dengan:

$Q(t)$ = Limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t = Waktu (jam)

2. Pada kurva turun (*decreasing limb*)

- a. Selang nilai: $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \quad (2-25)$$

- b. Selang nilai: $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+1,5T_{0,3})}{1,5T_{0,3}}} \quad (2-26)$$

- c. Selang nilai: $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+1,5T_{0,3})}{2,0T_{0,3}}} \quad (2-27)$$

Rumus tersebut diatas merupakan rumus empiris, maka penerapannya terhadap suatu daerah aliran harus didahului dengan suatu pemilihan parameter-parameter yang sesuai yaitu T_p dan α , dan pola distribusi hujan agar didapatkan suatu pola hidrograf yang sesuai dengan hidrograf banjir yang di amati.

Hidrograf banjir dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_k = \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)} \quad (2-28)$$

dengan:

Q_k = Debit Banjir pada jam ke - k

U_i = Ordinat hidrograf satuan ($I = 1, 2, 3 \dots n$)

P_n = Hujan netto dalam waktu yang berurutan ($n = 1, 2, \dots, n$)

B_f = Aliran dasar (*base flow*)

2.5.4. Penelusuran Banjir

Penelusuran banjir adalah peramalan hidrograf di suatu titik pada suatu aliran atau bagian sungai yang didasarkan atas pengamatan hidrograf di titik lain. Penelusuran banjir dalam studi ini menggunakan metode Muskingum, yang hanya berlaku pada kondisi sebagai berikut:

- Tidak ada anak sungai yang masuk ke dalam bagian memanjang alur sungai yang ditinjau.
- Penambahan atau kehilangan air oleh curah hujan, aliran masuk atau keluar air tanah dan evaporasi, kesemuanya ini diabaikan.

Persamaan kontinuitas yang umum dipakai dalam penelusuran banjir adalah sebagai berikut (Soemarto, 1987:176):

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (2-29)$$

dengan:

I = debit yang masuk ke dalam permulaan bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m^3/dt)

Q = debit yang keluar dari akhir bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m^3/dt)

S = besarnya tampungan (*storage*) dalam bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m^3)

dt = periode penelusuran (dt , jam, atau hari)

Jika periode penelusurannya diubah dari dt menjadi Δt maka:

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

$$dS = S_2 - S_1$$

Sehingga rumus () dapat diubah menjadi :

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2} + Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = S_2 - S_1$$

dimana indeks-indeks 1 merupakan keadaan pada saat permulaan periode penelusuran, dan indeks-indeks 2 merupakan keadaan pada akhir periode penelusuran.

Hubungan antara besarnya penampungan S dan debit Q dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:

$$S = k.Q$$

Untuk angka perbandingan aliran masuk dan aliran keluar yang mempengaruhi besarnya penampungan itu berturut-turut x dan $(1-x)$, maka:

$$S = K[x.I + (1-x).Q]$$

Pada sungai alam $0 < x < 0,5$ biasanya harga x berkisar antara 0,1 dan 0,3.

Untuk permulaan dan akhir waktu t dan besarnya tampungan adalah S_1 dan S_2 , maka:

$$S_1 = K[x.I_1 + (1-x).Q_1]$$

$$S_2 = K[x.I_2 + (1-x).Q_2]$$

Dengan menggabungkan kedua persamaan di atas maka didapat:

$$Q_2 = c_0.I_2 + c_1.I_1 + c_2.Q_1$$

dengan:

$$c_0 = -\frac{kx - 0,5t}{k - kx + 0,5t}$$

$$c_1 = \frac{kx - 0,5t}{k - kx + 0,5t}$$

$$c_2 = \frac{k - kx - 0,5t}{k - kx + 0,5t}$$

$$c_0 + c_1 + c_2 = 1$$

k adalah koefisien penampungan yang besarnya kira-kira sama dengan waktu perpindahan banjir dan dinyatakan dalam rumus:

$$k = \frac{L}{V}$$

dengan:

k = waktu perpindahan banjir (jam)

L = panjang sungai (km)

V = kecepatan perambatan banjir (m/dt)

2.6. Analisa Profil Aliran

Elevasi muka air pada alur sungai perlu dianalisis untuk mengetahui pada bagian (section) manakah terjadi luapan pada alur sungai, sehingga dapat ditentukan dimensi untuk perbaikan sungai.

Sebagai alat bantu untuk menganalisa profil muka air digunakan program HEC-RAS versi 4.1.0 untuk kondisi aliran *steady* (tanpa pengaruh bangunan) dan *unsteady* (dengan pengaruh bangunan). Paket model HEC RAS adalah salah satu model yang dikeluarkan oleh U.S. Army Corps of Engineers River Analysis System (HEC-RAS) yang di susun oleh Hydrologic Engineering Center. Software ini memiliki kemampuan penggunaan : perhitungan jenis aliran *steady flow* dan *unsteady flow* satu dimensi, dan sedimen transport yang akan ditambahkan pada versi berikutnya (*new version*).

Pada software HEC-RAS ini, dapat ditelusuri kondisi air sungai dalam pengaruh hidrologi dan hidroliknya, serta penanganan sungai lebih lanjut sesuai kebutuhan. Dari hasil analisa tersebut dapat diketahui ketinggian muka air dan limpasan apabila kapasitas tampungan sungai tidak mencukupi.

Secara umum HEC-RAS dapat dipakai untuk menghitung aliran tunak berubah perlahan dengan penampang saluran prismatic atau non – prismatic, baik untuk aliran sub-kritis maupun super-kritis. Di samping itu HEC-RAS juga dapat dipakai untuk menghitung saluran gabungan (*compound channels*).

Umumnya pada beberapa lokasi di sungai atau saluran ada bangunan air seperti pilar jembatan, gorong-gorong, bendung dll. Kita sudah mengetahui bahwa aliran sungai di sekitar bangunan air mengalami perubahan dari aliran seragam, aliran berubah cepat dan aliran berubah perlahan dengan perubahan aliran tergantung dari kondisi sungai tersebut. Artinya bisa aliran dari seragam ke aliran berubah cepat, dari aliran berubah perlahan ke aliran berubah cepat, dari aliran berubah cepat ke aliran seragam atau aliran berubah perlahan yang kesemuanya ini tergantung dari situasi dan kondisi aliran sungai/saluran yang ditinjau.

Paket program HEC-RAS dapat menghitung profil muka air dengan proses iterasi dari data masukan yang sudah kita olah sesuai dengan kriteria dan standar yang diminta oleh paket program ini.

Sistem HEC-RAS meliputi tiga perhitungan analisa hidrolis satu dimensi yaitu :

- a. Perhitungan profil muka air *steady flow (steady flow water surface profile computation)*
- b. *Unsteady flow analysis*
- c. *Analisa movable boundary sediment transport.*

Element yang dibutuhkan untuk ke tiga perhitungan tersebut diatas adalah data geometri dan data hidrolis.

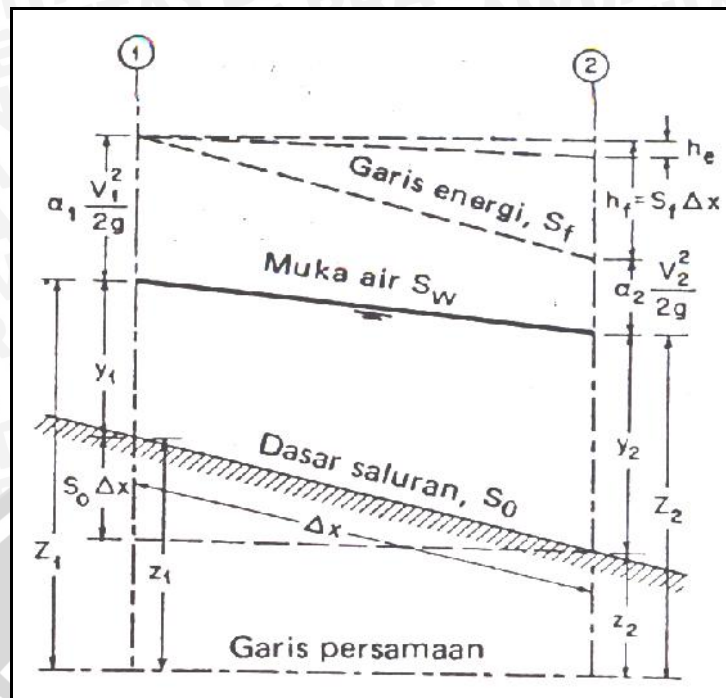
2.6.1. Persamaan Energi

Persamaan energi digunakan sebagai dasar perhitungan untuk aliran steady dalam saluran terbuka, diberikan oleh persamaan berikut ini:

$$h_1 + r_1 \frac{U_1}{2g} + z_1 = h_2 + \frac{U_2^2}{2g} + z_2 + h_f + h_e$$

dengan:

- g = percepatan gravitasi (m³/dt)
- h_f = kehilangan tinggi akibat gesekan (m)
- h_e = kehilangan tinggi akibat perubahan penampang (m)
- U = kecepatan rerata (m/dt)
- r = koefisien distribusi kecepatan
- z = ketinggian air dari datum (m)
- h = kedalaman air (m)



Gambar 2.6. Energi dalam saluran terbuka

Sumber: Chow, 1997:239

2.6.2 Kehilangan Tinggi Energi

Kehilangan tinggi energi pada penampang sungai diakibatkan oleh gesekan dan perubahan penampang. Kehilangan akibat gesekan dievaluasi sebagai hasil dari kemiringan garis energi S_f dan panjang L , seperti terlihat pada persamaan berikut :

$$h_f = L \overline{S_f}$$

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

$$\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$$

dengan:

- h_f = kehilangan energi akibat gesekan (m)
- L = jarak antar sub bagian (m)
- S_f = kemiringan garis energi (*friction slope*)
- K = pengangkutan aliran tiap sub bagian
- Q = debit air (m^3/dt)

Adapun kehilangan tinggi energi akibat perubahan diakibatkan oleh dua kejadian, yaitu kontraksi dan ekspansi. Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat back water yang

disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran yang sangat curam sekali. Kehilangan tinggi energi akibat kontraksi dan ekspansi dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$h_c = C \left| \frac{r_2 \cdot v_2^2}{2g} - \frac{r_1 \cdot v_1^2}{2g} \right|$$

dengan:

C = koefisien akibat kehilangan tinggi kontraksi dan ekspansi

Program ini mengasumsikan bahwa kontraksi terjadi jika kecepatan di hilir lebih tinggi jika dibandingkan dengan kecepatan di hulu, sedangkan ekspansi terjadi jika kecepatan di hilir lebih tinggi jika dibandingkan dengan kondisi di hulu.

2.6.3. Pengangkutan Aliran

Penentuan pengangkutan aliran total dan koefisien kecepatan untuk suatu penampang melintang mengharuskan aliran dibagi menjadi bagian-bagian dimana kecepatan tersebut akan didistribusikan secara merata. Pendekatan yang digunakan dalam program ini adalah membagi aliran di daerah pinggir sungai dengan menggunakan nilai kekasaran n sebagai dasar pembagian penampang melintang.

Pengangkutan aliran K_j dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$K_j = \frac{1,49}{n_j} \cdot A_j \cdot R_j^{2/3} \quad (\text{dalam satuan Inggris})$$

$$K_j = \frac{1}{n_j} \cdot A_j \cdot R_j^{2/3} \quad (\text{dalam satuan Metrik})$$

Dalam program ini penambahan pengangkutan di daerah pinggir sungai akan dijumlahkan untuk mendapatkan pengangkutan di bagian samping kanan dan kiri sungai. Pengangkutan di bagian utama saluran dihitung sebagai elemen pengangkutan tunggal, sedangkan pengangkutan total pada penampang melintang didapatkan dengan menjumlahkan pengangkutan di tiga bagian (kiri, tengah, dan kanan).

$$K_t = \sum_{j=1}^n K_j$$

dengan : n = jumlah sub bagian pada suatu penampang melintang sungai

2.6.4. Koefisien Kekasaran

Aliran pada suatu penampang melintang tidak dibagi menjadi beberapa sub bagian, kecuali terjadi perubahan pada area saluran utama. Program ini akan menerapkan dalam perhitungan penampang melintang. Jika tidak dapat diterapkan, maka akan dihitung satu nilai kekasaran untuk seluruh bagian sungai. Untuk perhitungan n komposit, saluran utama dibagi menjadi beberapa bagian (n), dimana pada setiap sub bagian diketahui parameter basah P_i dan koefisien kekasarannya n_i .

$$n_c = \left| \frac{\sum_{i=1}^n P_i n_i^{1.5}}{P} \right|^{2/3}$$

dengan:

- n_c = koefisien kekasaran komposit
- P = parameter basah untuk saluran utama
- P_i = parameter basah untuk sub bagian ke- i
- n_i = koefisien kekasaran untuk sub bagian ke- i

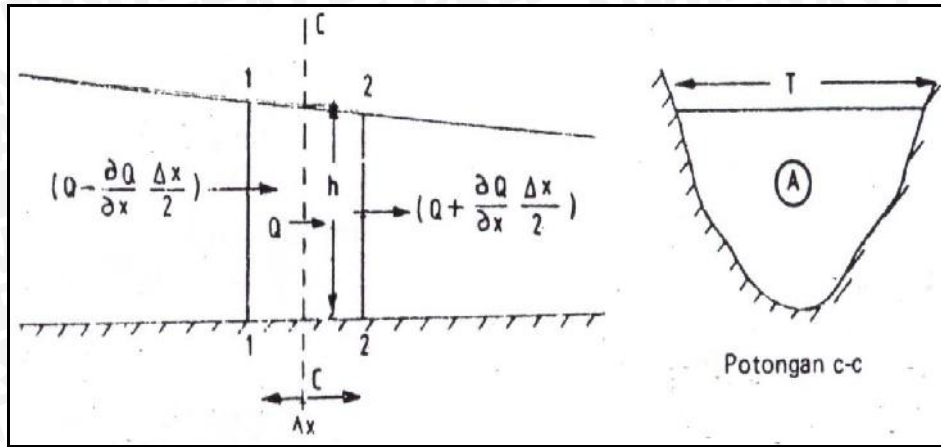
2.6.5. Persamaan Kontinuitas

Dasar persamaan kontinuitas *unsteady flow* pada saluran terbuka diturunkan pada persamaan berikut (Raju, 1986:9):

$$\frac{dQ}{dx} + \frac{dA}{dt} = 0$$

dengan:

- Q = debit (m^3/dt)
- x = panjang pias (m)
- A = luas penampang (m^2)
- t = waktu (detik)



Gambar 2.8. Kontinuitas Aliran Tak Tetap

Sumber: Raju, 1986:9

2.6.6. Persamaan Momentum

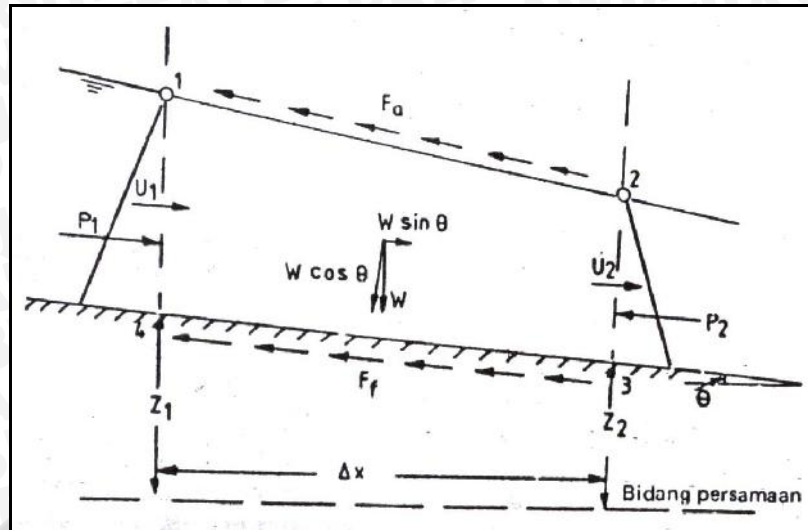
Persamaan momentum menyatakan bahwa pengaruh dari semua gaya luar terhadap volume kontrol dari cairan dalam setiap arah sama dengan besarnya perubahan momentum dalam arah tersebut (Raju, 1986:11):

$$\sum F_x = \dots Q \Delta U$$

$$W \sin \alpha + P_1 - P_2 - F_f - F_a = \dots Q(U_2 - U_1)$$

dengan:

- P_1 dan P_2 = muatan hidrostatis pada potongan 1 dan 2
- W = berat volume kontrol
- α = kemiringan dasar terhadap garis mendatar
- F_f = gesekan batas terhadap panjang Δx
- F_a = tahanan udara pada permukaan bebas



Gambar 2.8. Prinsip Momentum Pada Saluran Terbuka
 Sumber: Raju, 1986:10

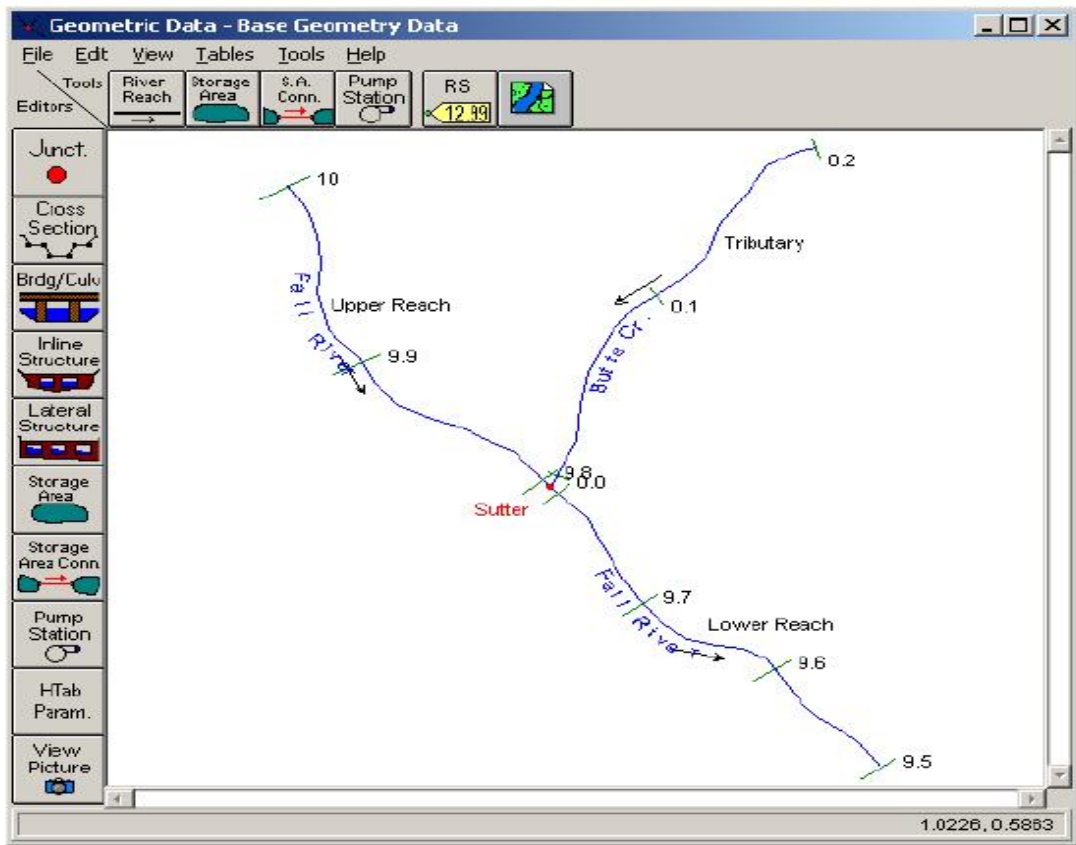
2.6.7. Geometri Data

Data utama yang dibutuhkan pada suatu sistem sungai antara lain data potongan melintang sungai, jarak antara potongan melintang (panjang jangkauan), koefisien kehilangan energi, dan data pada percabangan sungai.

2.6.8. Skema Sistem Sungai

Skema sungai menggambarkan berbagai variasi jangkauan sungai yang saling berhubungan. Pada program ini, skema sistem sungai merupakan data awal yang dibutuhkan sebelum data lain dimasukkan.

Setiap penampang sungai pada skema sistem sungai diberi nama stasiun sebagai identifikasi yang dapat berupa nama sungai dan nomor stasiun dimana penampang melintang sungai itu berada.



Gambar 2.9. Data Geometri Pada HEC-RAS

a. Koefisien Kekasaran Manning

Untuk menentukan angka kekasaran Manning dihitung berdasarkan kondisi sungai. Angka kekasaran Manning tersebut ditentukan berdasarkan rumus COWAN (Chow, 1997:96)

$$n = m (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

dengan:

n_b = nilai dasar untuk saluran lurus, seragam dan alamiah menurut bahan-bahan alamiah yang dikandungnya

n_1 = nilai untuk koreksi efek ketidakrataan permukaan

n_2 = nilai untuk variasi bentuk dan ukuran penampang saluran

n_3 = nilai untuk hambatan

n_4 = nilai untuk kondisi tetumbuhan dan aliran

m = faktor koreksi untuk belokan-belokan saluran

Tabel 2.8. Nilai Koefisien Kekasaran Manning

Keadaan Saluran		Nilai-nilai	
Bahan pembentuk	Tanah	nb	0.020
	Batu pecah		0.025
	Kerikil Halus		0.024
	Kerikil Kasar		0.028
Derajat ketidakteraturan	Sangat kecil	n1	0.000
	Sedikit		0.005
	Sedang		0.010
	Besar		0.020
Variasi penampang melintang saluran	Bertahap	n2	0.000
	Kadang berganti		0.005
	Sering berganti		0.010-0.015
Efek relatif dari hambatan	Dapat diabaikan	n3	0.000
	Kecil		0.010-0.015
	Cukup		0.020-0.030
	Besar		0.040-0.050
Tetumbuhan	Rendah	n4	0.005-0.010
	Sedang		0.010-0.025
	Tinggi		0.025-0.050
	Sangat tinggi		0.050-0.100
Derajat kelokan	Kecil	m	1.000
	Cukup		1.150
	Besar		1.300

Sumber: Chow, 1997:98

b. Jarak jangkauan

Ukuran jarak antara potongan melintang diberikan dengan jarak jangkauan. Jarak jangkauan antar potongan melintang untuk saluran kiri, utama, dan kanan memiliki jarak yang sama pada sungai lurus. Namun ada beberapa kondisi dimana ketiga saluran tersebut memiliki jarak yang berbeda, misalnya pada belokan sungai.

c. Koefisien Kontraksi dan Ekspansi

Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat back water yang disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran yang sangat curam sekali. Angka koefisien kontraksi dan ekspansi yang digunakan pada studi ini adalah angka koefisien untuk aliran subkritis dengan kondisi berubah berangsur-angsur (*gradual transition*) yaitu sebesar 0,1 dan 0,3.

Tabel 2.9. Koefisien Kontraksi dan Ekspansi untuk aliran Subkritis

Kondisi	Kontraksi	Ekspansi
<i>No Transition Loss Computed</i>	0.0	0.0
<i>Gradual Transitions</i>	0.1	0.3
<i>Typical Bridge Section</i>	0.2	0.5
<i>Abrupt Transitions</i>	0.3	0.8

2.6.9. Data Aliran Tetap (*Steady Flow*)

Data aliran ini diberikan untuk menampilkan perhitungan profil muka air. Data aliran ini terdiri dari kondisi batas dan informasi debit puncak.

a. Kondisi Batas (*Boundary Condition*)

Kondisi batas diperlukan untuk menetapkan permukaan air pada akhir dari sistem sungai (hulu dan hilir). Terdapat empat macam kondisi batas :

1. Elevasi muka air yang diketahui

Kondisi batasnya merupakan elevasi muka air yang diketahui untuk setiap potongan melintang yang akan dihitung.

2. Kedalaman kritis

Jika kondisi batas ini yang dipilih, maka program akan menghitung kedalaman kritis untuk setiap potongan melintang dengan sendirinya dan akan menggunakannya sebagai kondisi batas.

3. Kedalaman normal

Untuk tipe kondisi batas ini, harus diketahui energi kemiringan yang akan digunakan pada perhitungan kedalaman kritis (menggunakan persamaan Manning). Pada umumnya energi kemiringan didapat dengan pendekatan rata-rata kemiringan saluran atau rata-rata kemiringan muka air pada penampang potongan melintang sungai.

4. Rating kurva

Kondisi batas yang digunakan adalah kurva hubungan antara debit dengan elevasi. Untuk setiap penampang melintang elevasi diperoleh dengan cara menginterpolasi dari rating kurva dengan memasukkan besarnya debit.

b. Informasi Debit Puncak

Informasi debit ini digunakan untuk menghitung profil muka air. Data debit yang dimasukkan mulai dari daerah hulu sampai daerah hilir untuk setiap jangkauan. Nilai

debit yang dimasukkan pada bagian hulu diasumsi akan konstan untuk penampang berikutnya kecuali nilai debit berubah untuk penampang tertentu.

2.7 Sistem pengendalian Banjir

2.7.1 Umum

Banjir merupakan suatu peristiwa meluapnya air dari badan sungai yang diakibatkan oleh kelebihan limpasan sehingga sungai tidak dapat lagi menampung seluruh air yang datang. Pengurangan kerugian akibat banjir dapat dilakukan jika penyebab banjir telah diketahui. Beberapa penyebab banjir antara lain dapat berupa :

- a. Intensitas curah hujan yang tinggi, sehingga kapasitas sungai tidak mampu lagi menampung debit dari air hujan tersebut.
- b. Adanya pertemuan anak-anak sungai dengan sungai utama.
- c. Morfologi sungai yang berkelok-kelok mengakibatkan air sungai tidak dapat segera mengalir ke hilir.
- d. Lokasi daerah aliran sungai yang terletak di daerah cekungan.
- e. Faktor kerusakan lingkungan, misalnya penggundulan hutan di daerah hulu, yang berfungsi sebagai daerah resapan air.

Upaya pengendalian banjir (*flood control*) untuk mengurangi pengaruh air yang berlebihan pada sungai tersebut dapat dilakukan dengan beberapa metode di bawah ini :

- a. Pengurangan puncak banjir dengan waduk (*retarding basin*).
- b. Pengurangan aliran dalam suatu alur yang ditetapkan dengan tanggul, dinding penahan (*parafet*) banjir, atau suatu aliran tertutup.
- c. Penurunan muka air banjir dengan perbaikan alur sungai.
- d. Pengaliran air banjir melalui saluran banjir (*floodway*) ke dalam alur sungai lain atau bahkan DAS lain.

Namun, untuk menentukan suatu metode yang sesuai untuk suatu jenis pengendalian banjir harus disesuaikan dengan lokasi dan sifat dari banjir yang terjadi. Sebagaimana halnya dengan banjir di bagian hulu biasanya arus banjirnya deras, daya gerusnya besar, tetapi durasinya pendek. Sedangkan di bagian hilir arusnya tidak deras (karena landai) tetapi durasi banjirnya panjang. (Sosrodarsono, 1985 : 384). Agar penanggulangan banjir dapat dilaksanakan secara efektif maka penyebab banjir dan kondisi di sepanjang sungai harus dipelajari dengan seksama supaya metode yang diterapkan sesuai.

2.7.2. Perbaikan atau Normalisasi Alur Sungai

Perencanaan perbaikan alur sungai adalah untuk menetapkan beberapa karakteristik alur sungai yaitu formasi trase alur sungai, formasi penampang sungai (lebar rencana sungai, bentuk rencana penampang sungai), kemiringan memanjang sungai dan rencana penempatan bangunan-bangunan sungai (Sosrodarsono, 1985:328)

a. Debit banjir rencana

Debit banjir (Q_0) dapat dihitung menggunakan beberapa metode yang ada, seperti menggunakan Hidrograf Satuan Sintesis dan *Flood Routing*. Selanjutnya untuk memperoleh debit banjir rencana (Q_P), maka debit banjir hasil perhitungan ditambahkan dengan kandungan sedimen yang terdapat dalam aliran sebesar 10%, sehingga diperoleh hasil sebagai berikut:

$$Q_P = 1,1.Q_0 \quad (2-41)$$

Dalam perhitungan tersebut, kecepatan aliran banjir dianggap konstan, walaupun konsentrasi sedimennya tinggi.

b. Bentuk penampang sungai

Dimensi penampang melintang didasarkan atas besarnya debit banjir maksimum yang direncanakan. Bentuk penampang sungai yang dipakai adalah penampang berbentuk trapesium, karena mudah dalam pelaksanaannya juga akan memberikan efisien yang cukup tinggi dalam mengalirkan debit.

c. Lebar rencana sungai

Seandainya lebar sungai diperkecil, maka akan lebih besar kemungkinan terjadinya limpasan atau jebolnya tanggul, karena daya tampung sungai akan berkurang. Guna lebih memudahkan penentuan lebar rencananya, biasanya lebar sungai dinyatakan sebagai fungsi dari debit sungai dalam formula sebagai berikut :

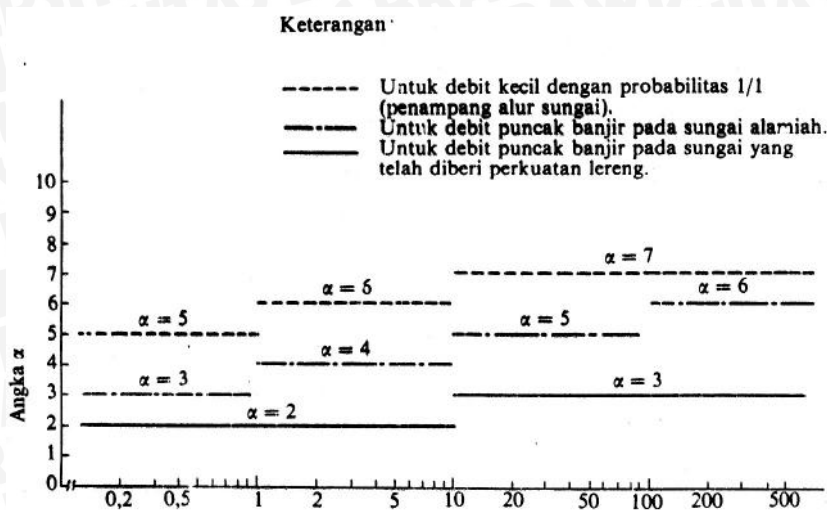
$$B = \alpha \times Q^{0,5}$$

Di mana:

B: Lebar sungai

α : Koefesien

Q: Debit (m^3/dt)



Gambar 2.10. Lebar Sungai Untuk Merencanakan Penampang Stabil Sungai

d. Kemiringan memanjang

Sebaiknya kemiringan dasar sungai di daerah kipas pengendapan tidak perlu dirubah. Walaupun harus diadakan perubahan seyogyanya tidak dilaksanakan secara drastis, tetapi sedikit demi sedikit (Sosrodarsono, 1985:332).

Pada umumnya meander sungai akan mempunyai kemiringan dasar yang sangat landai. Dasar sungai pada sisi luar belokan umumnya akan lebih dalam karena adanya kecepatan yang lebih besar pada sisi luar belokan tersebut. Besarnya kecepatan arus melintang ini bekisar antara 10-15% dari kecepatan pada arah utama aliran, dengan ciri bahwa di dekat permukaan arus melintang bergerak ke arah belokan luar dan di dekat dasar arus tersebut bergerak ke arah belokan dalam. Dengan demikian akan mudah dipahami bahwa pada sungai yang bermeander, gerusan akan terjadi pada sisi luar belokan dan pengendapan akan terjadi pada sisi dalam belokan.

BAB III METODOLOGI

3.1 Kondisi Daerah Studi

Kabupaten Kepulauan Anambas terletak antara 2°10'0" - 3°40'0" LU s/d 105°15'0" - 106°45'0" BT (Sumber: UU No 33 Tahun 2008). Sebagai wilayah kepulauan, Kabupaten Kepulauan Anambas memiliki karakteristik yang berbeda dengan wilayah lainnya, hal ini dikarenakan sebagian besar wilayahnya terdiri dari lautan dan pulau-pulau yang tersebar di Perairan Laut Natuna dan Laut Cina Selatan. Wilayah administrasi Kabupaten Kepulauan Anambas menurut UU No 33 Tahun 2008 yang memuat pulau-pulau besar dan kecil serta pulau terluar dengan batas wilayah adalah :

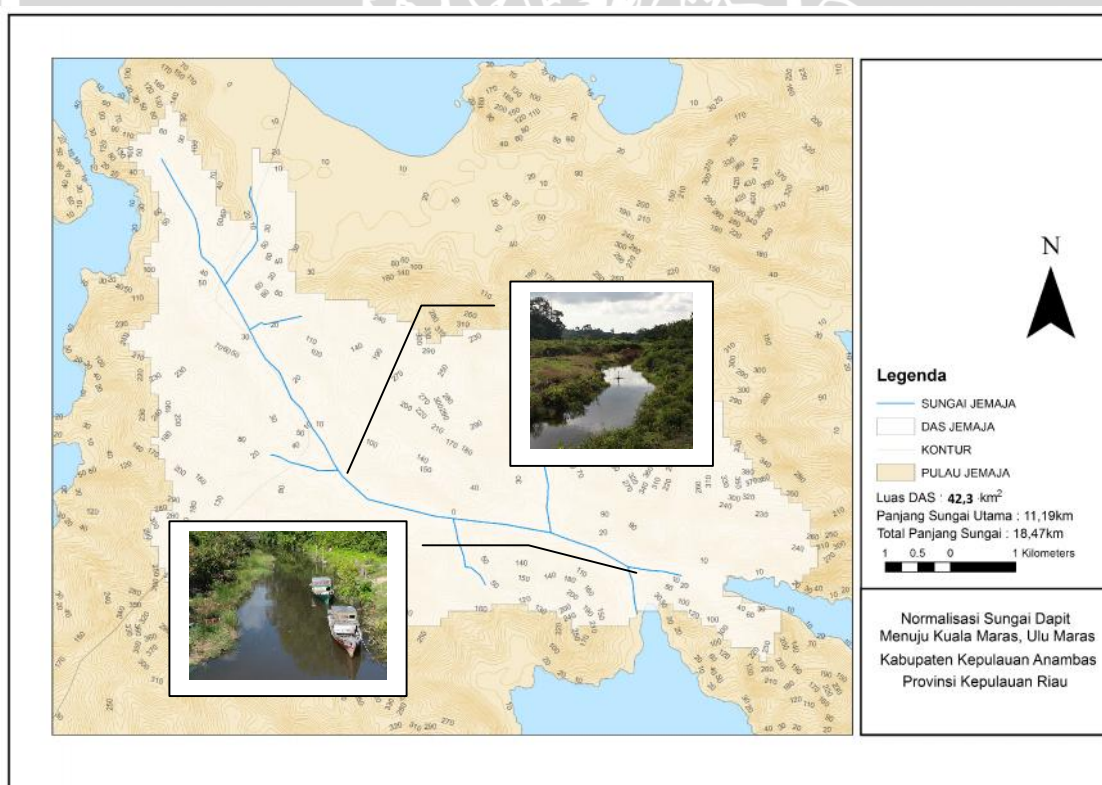
1. Sebelah Utara : Laut Cina Selatan
2. Sebelah Selatan : Kepulauan Tembelan
3. Sebelah Barat : Laut Cina Selatan
4. Sebelah Timur : Laut Natuna

Dari hasil verifikasi penamaan pulau yang dilakukan oleh Direktorat Jenderal Pemerintahan Umum Departemen Dalam Negeri, Kabupaten Kepulauan Anambas mempunyai 238 buah pulau, termasuk di dalamnya 5 pulau terluar yang berbatasan langsung dengan negara tetangga. Pulau-Pulau tersebut satu dengan yang lainnya dihubungkan oleh perairan. Pada gugusan beberapa pulau kondisinya berbukit-bukit dan landai di bagian pantainya. Dari sejumlah pulau yang ada sekitar 26 pulau berpenghuni dan 212 pulau belum berpenghuni, termasuk didalamnya 5 pulau terluar.

Pulau besar diantaranya yaitu Pulau Siantan, Pulau Matak, Pulau Mubur, Pulau Jemaja. Secara khusus beberapa pulau besar dan gugusan pulau ditetapkan sebagai penunjang kebijakan khusus baik Pemerintah Pusat maupun Pemerintah Daerah, diantaranya adalah : Gugusan Pulau Anambas sebagai kegiatan pengembangan mega proyek gas alam cair. Gugusan Pulau Anambas sebagai kegiatan pengembangan potensi kelautan.



Gambar 3.1. Peta Lokasi Studi.



Gambar 3. 2. Peta Das Dapit.

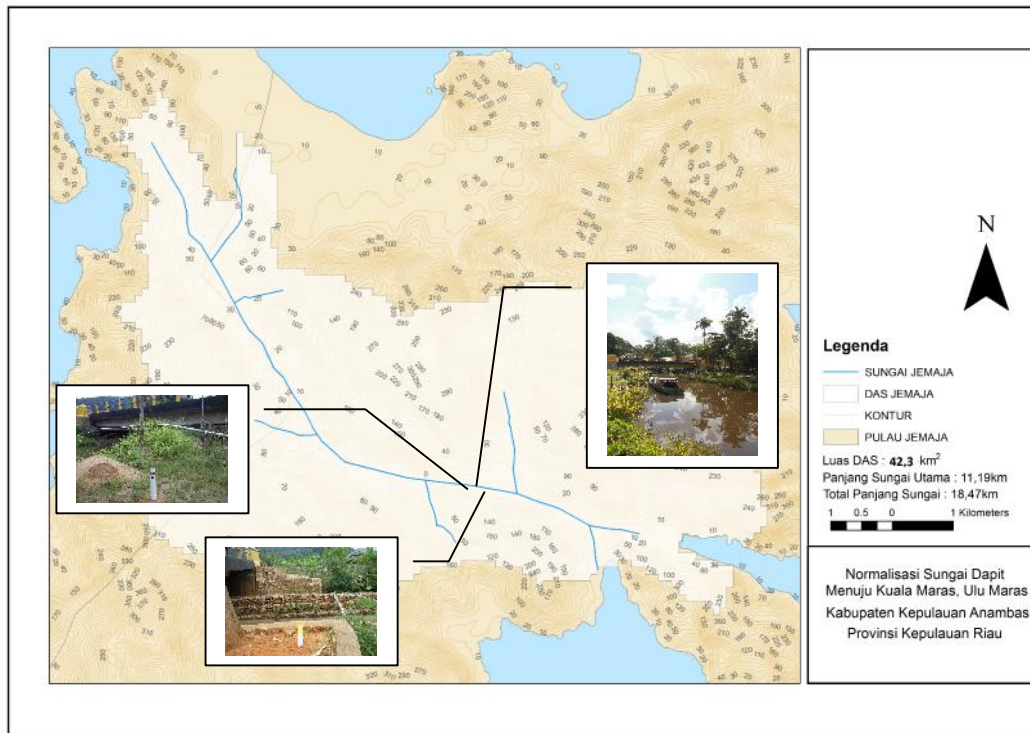


Gambar 3.3. Sungai dapit bagian hulu.



Gambar 3.4. Sungai Dapit bagian hilir





Gambar 3.5. Salah satu titik terjadinya banjir di Sungai Dapit

3.2 Data Pendukung Kajian

Dalam penanganan masalah banjir diperlukan beberapa data-data sekunder yang meliputi:

1. Peta Daerah Aliran Sungai Dapit,

Dari Peta Daerah Sungai Dapit dan peta lokasi pengukuran yang digunakan dalam kajian ini, diperoleh luas DAS Dapit sebesar 42,3 km² dengan panjang sungai utama 11,2 km.

2. Data Curah Hujan,

Data curah hujan yang digunakan adalah data curah hujan harian Stasiun Dapit mulai tahun 2002-2011.

3. Data Geometri Sungai.

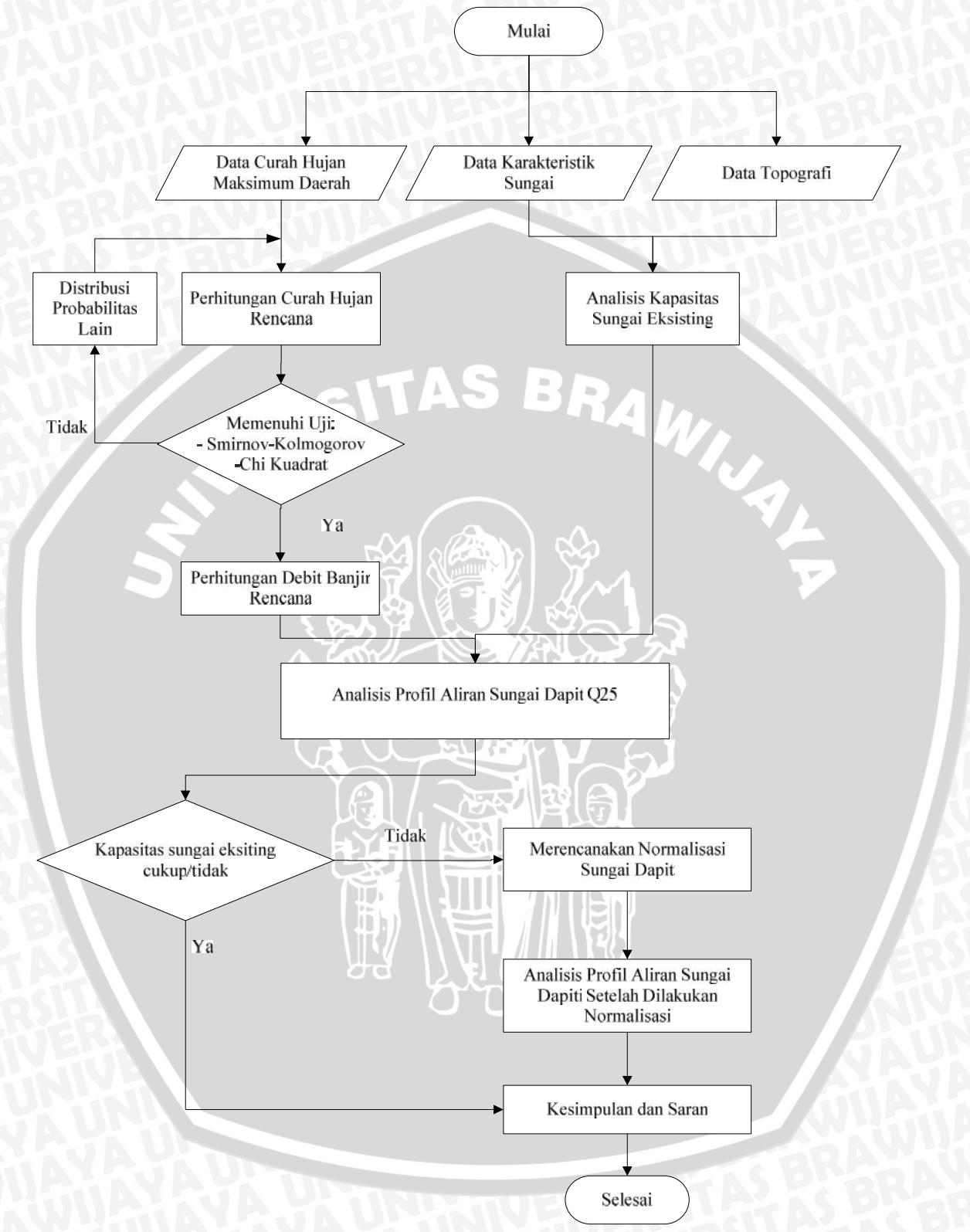
Data geometri Sungai Dapit berupa lebar sungai 7-9 m, tinggi tebing berkisar antara 1,5-2 m, kemiringan dasar sungai 0,0011 m. Data tersebut diperoleh dari pengukuran lapangan dengan ketelitian 117 cross section dengan jarak rata-rata 50 m.

3.3 Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi

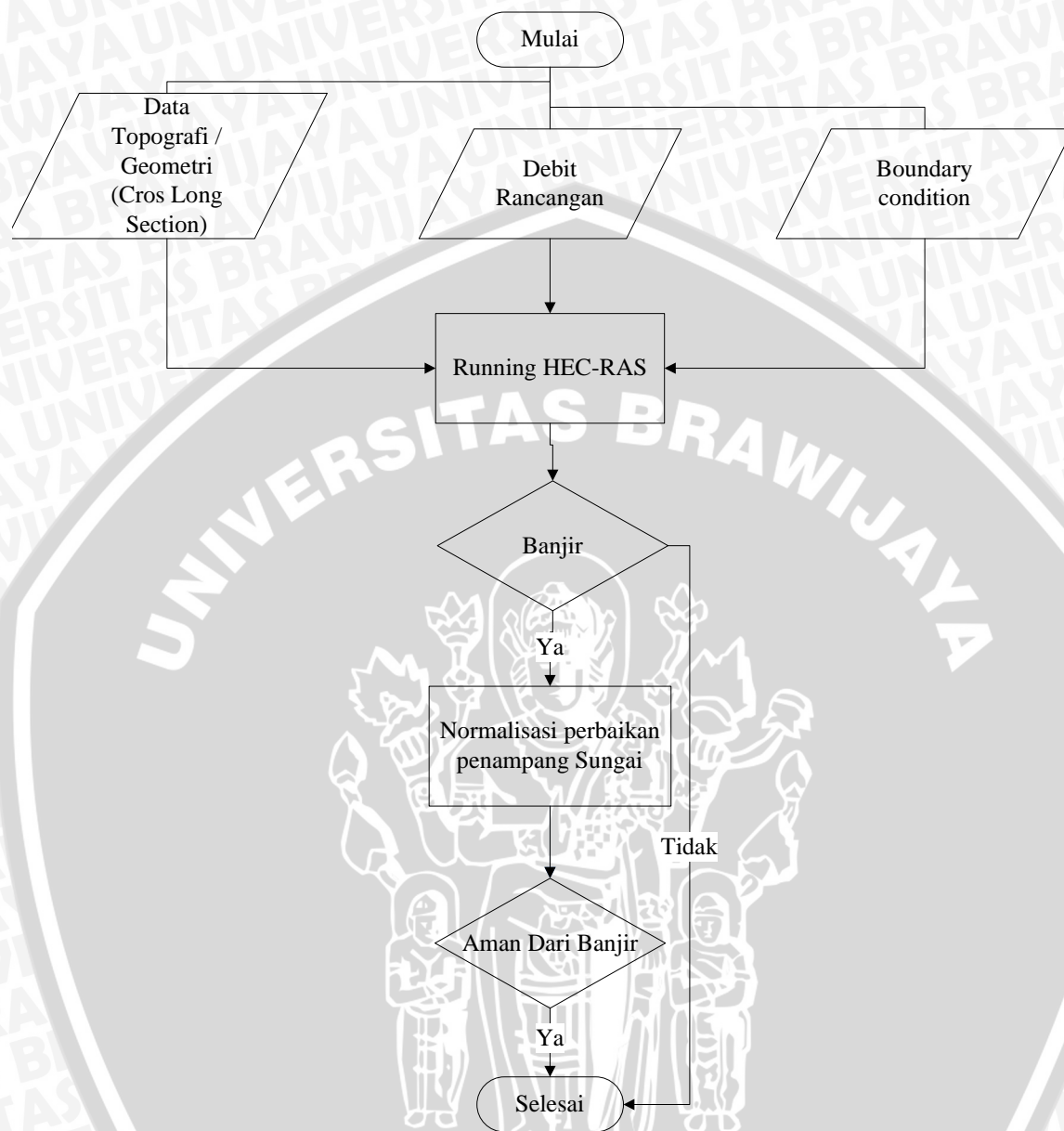
Adapun langkah-langkah dalam penyusunan kajian ini secara garis besar adalah:

1. Perhitungan curah hujan rerata daerah maksimum dengan metode RAPS,
2. Menghitung curah hujan rancangan menggunakan distribusi Log Pearson Type III,
3. Untuk mengetahui kebenaran hipotesa distribusi frekuensi yang digunakan maka dilakukan uji kesesuaian distribusi frekuensi dengan metode *Chi-Square* dan *Smirnov-Kolmogorov*,
4. Menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu,
5. Menganalisa profil aliran sungai dengan bantuan program HEC-RAS versi 4.1 . Dari program ini dapat diketahui kapasitas tampungan sungai serta titik-titik kritis dimana terjadi luapan sehingga mengakibatkan banjir,
6. Menganalisa profil aliran sungai dengan bantuan program HEC-RAS versi 4.1 setelah dilakukan normalisasi sungai.





Gambar 3.6. Diagram Alir Pengerjaan Skripsi



Gambar 3.7. Diagram Alir Analisa Dengan software HEC-RAS 4.1

BAB IV PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA

4.1 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi dalam studi ini dilakukan untuk mendapatkan debit banjir rancangan yang terjadi di lokasi studi. Hasil perhitungan debit banjir rancangan tersebut nantinya akan digunakan sebagai input data perhitungan profil aliran dalam program HEC-RAS dengan kala ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100, dan 200 tahun. Untuk mendukung perhitungan debit banjir rancangan tersebut, maka dilakukan analisa curah hujan terlebih dahulu.

4.1.1 Data Hujan

Data curah hujan yang digunakan untuk keperluan analisis hidrologi diperoleh dari stasiun yang terdekat dengan lokasi pekerjaan.

Pada studi ini digunakan data curah hujan harian selama 10 tahun dari 1 stasiun hujan di DAS Dapityaitu stasiun Dapit, data yang digunakan mulai dari tahun 2002 hingga tahun 2011.

Tabel 4.1 Data stasiun Dapit tahun 2002

Tg/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	0.00	2.20	20.00	10.20	3.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	11.60
2	0.00	5.20	3.60	0.00	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	3.20	9.00	6.00
3	1.40	4.60	0.00	29.40	0.20	4.00	0.00	1.00	0.00	8.00	0.00	5.40
4	35.80	1.20	0.00	20.80	3.60	0.40	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1.40	1.00	11.80	13.40	2.80	0.20	0.00	0.00	20.00	0.00	0.00	2.00
6	0.60	11.00	80.80	0.20	10.00	0.00	0.00	0.40	0.40	0.40	0.00	0.00
7	0.00	14.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00	3.80
8	64.60	0.00	33.70	0.00	56.70	0.40	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00
9	0.00	0.00	11.20	0.00	46.60	33.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00
10	3.60	0.00	3.80	14.80	1.50	0.40	0.00	0.00	0.00	4.60	0.00	0.00
11	2.00	0.00	11.60	0.00	32.40	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.80
12	0.20	10.20	61.00	0.00	0.20	1.00	3.70	0.00	33.00	0.00	0.00	10.40
13	0.00	0.00	1.80	0.00	7.60	60.80	8.60	0.00	5.60	0.00	0.00	5.20
14	5.60	0.00	33.80	0.00	0.00	2.80	0.40	0.00	10.20	0.00	13.60	0.00
15	0.20	0.00	58.50	0.00	0.00	1.80	2.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
16	0.00	0.00	3.40	2.40	0.00	26.00	1.40	0.00	0.00	0.00	7.40	1.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	16.40	4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.40
18	14.40	4.20	0.40	2.00	0.20	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	2.40	0.80	0.90	0.00	33.30	15.20	0.00	0.00	0.00	11.40	0.20	0.00
20	0.00	0.00	0.40	0.40	0.00	0.50	1.40	0.00	0.00	0.00	1.00	3.20
21	3.50	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00	0.00	61.00	0.00	12.80	0.00	4.60
22	0.40	0.00	0.40	0.00	1.10	0.00	33.60	2.50	0.00	0.00	6.00	0.00
23	0.00	14.00	3.20	0.00	2.60	0.00	0.60	5.00	0.00	0.00	61.60	0.00
24	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	9.60	0.00	0.80	1.60	0.00	0.00	0.00
25	3.40	22.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.40	3.40	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	2.60	0.00	0.00	4.20	7.60	0.00	0.00	0.00	2.60	19.20
27	4.40	14.80	3.40	37.20	0.00	1.40	0.80	0.00	0.00	0.00	14.40	0.00
28	2.20	29.40	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00		0.00	0.40	0.60	15.60	0.00	0.00	0.00	2.40	0.00	71.40
30	0.00		25.60	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	2.20	0.60	7.60
31	0.00		8.40		0.00		0.00	0.00		0.00		10.40
Sub Total periode 1	107.4	39.2	166.1	88.8	126.2	38.4	0.4	1.7	21.8	17.4	11.0	28.8
Sub Total periode 2	24.8	15.2	171.8	4.8	90.1	115.5	17.5	0.0	48.8	11.7	22.2	61.0
Sub total periode 3	13.9	80.4	43.9	38.0	4.8	32.2	42.8	69.7	5.0	17.4	85.2	113.2
Total	146.1	134.8	381.8	131.6	221.1	186.1	60.7	71.4	75.6	46.5	118.4	203.0
Max	64.6	29.4	80.8	37.2	56.7	60.8	33.6	61.0	33.0	12.8	61.6	71.4
Hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Tabel 4.2 Data stasiun Dapit tahun 2003

Tg/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	0.00	4.60	11.40	14.20	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	7.60	5.80
2	17.20	0.00	0.40	3.50	0.00	0.00	2.80	0.00	0.80	0.60	0.00	0.30
3	22.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	2.20	27.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.60	0.00	0.00	1.20	0.00	98.00
5	0.00	0.00	0.00	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.80
6	0.00	0.00	64.20	0.00	15.20	0.00	4.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
7	10.40	1.00	0.00	1.20	0.20	0.00	8.28	0.00	0.20	0.00	0.00	32.80
8	4.60	1.40	0.00	0.00	0.00	4.60	6.40	0.00	0.20	7.00	0.00	16.80
9	9.20	0.00	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	11.80
10	13.00	4.50	17.00	2.20	37.40	0.00	0.80	5.80	0.00	35.80	0.00	1.20
11	18.00	1.00	8.00	6.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	2.60	58.20
12	0.00	0.00	8.00	9.00	39.50	0.00	0.00	17.60	0.00	4.40	0.00	0.20
13	5.20	44.60	0.00	7.50	0.20	0.00	1.00	2.60	0.00	0.00	7.80	22.80
14	2.00	0.60	0.00	23.00	40.00	19.00	3.20	1.40	0.00	61.20	64.00	7.60
15	4.60	0.00	0.00	0.00	26.80	6.60	1.40	0.20	0.00	2.40	19.20	1.00
16	5.60	0.00	0.00	0.00	2.60	12.20	0.60	2.00	0.00	0.00	20.00	0.00
17	16.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	5.80	2.60	0.00	38.50	2.20	0.00
18	23.60	0.00	1.00	0.00	44.00	2.00	2.80	0.00	0.00	1.40	76.60	4.50
19	1.00	0.00	0.00	20.00	0.40	0.00	0.50	46.60	0.50	0.00	16.20	4.40
20	0.00	1.60	0.00	18.60	0.00	0.00	0.00	1.40	34.60	0.40	0.70	2.60
21	25.70	0.00	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.40
22	14.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	31.00	0.00	22.00	35.40
23	2.40	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.40	22.00
24	1.40	0.00	2.80	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	14.20	2.40
25	6.80	50.60	6.80	0.00	15.00	2.20	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	19.40	0.60	0.00	0.00	34.00	0.00	3.40	0.00	32.50	22.50	34.20
27	0.00	0.20	14.40	0.00	0.00	1.60	19.60	4.60	2.00	0.00	24.40	0.30
28	0.00	0.00	3.80	0.00	0.00	5.70	0.00	2.50	0.40	2.50	6.00	2.60
29	0.00	15.00	13.20	0.00	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	11.20	21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	31.60
31	8.50	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	34.00	0.00	25.50
Sub Total periode 1	78.8	38.5	95.4	24.3	52.8	5.6	65.9	5.8	1.4	45.6	7.6	168.8
Sub Total periode 2	76.2	47.8	17.0	84.1	155.5	41.0	15.3	74.4	35.1	119.1	209.3	101.3
Sub total periode 3	70.0	70.2	68.8	13.6	15.6	76.5	20.1	14.5	34.2	69.0	89.5	158.4
Total	225.0	156.5	181.2	122.0	223.9	123.1	101.3	94.7	70.7	233.7	306.4	428.5
Max	25.7	50.6	64.2	23.0	44.0	34.0	41.6	46.6	34.6	61.2	76.6	98.0
Hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Tabel 4.3 Data stasiun Dapit tahun 2004

Tg/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	0.00	0.00	0.00	0.10	3.20	3.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	27.00
2	5.00	34.20	0.00	18.40	47.10	0.00	0.00	0.50	0.20	0.40	0.00	0.50
3	1.20	39.40	0.00	4.50	0.00	0.00	0.00	5.80	0.00	0.00	0.00	1.80
4	0.60	13.00	0.00	1.20	4.00	6.20	0.00	0.00	11.00	0.00	0.00	0.00
5	18.40	0.20	9.00	0.00	4.60	0.20	0.00	0.00	0.00	0.40	1.00	21.80
6	0.20	4.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.00	21.50	0.50
7	3.80	0.00	2.80	47.40	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00	0.00	12.50	0.00
8	0.40	0.00	0.20	0.20	6.00	0.00	1.20	0.00	11.00	0.00	4.80	10.60
9	1.00	21.60	11.40	0.00	60.00	55.80	35.20	0.00	0.00	0.00	1.00	2.50
10	0.50	2.20	0.50	2.80	1.00	13.50	24.60	0.00	51.00	0.00	0.00	50.60
11	0.00	36.40	39.00	1.40	0.00	32.40	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00	17.60
12	0.00	0.40	0.50	2.00	0.20	4.60	2.60	2.50	0.00	0.00	1.40	6.40
13	0.00	0.30	1.40	16.80	4.20	21.00	3.80	0.00	0.00	0.00	4.00	11.40
14	0.00	4.80	0.00	16.40	9.00	0.00	1.20	0.00	0.60	0.00	0.00	0.20
15	0.00	0.00	11.40	0.80	1.20	9.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	9.60
16	3.40	0.00	38.00	27.50	21.50	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	7.40	4.00
17	0.00	71.60	36.00	2.20	0.20	2.00	0.00	0.00	15.60	0.00	0.80	31.40
18	0.00	0.20	2.00	0.50	0.00	0.40	8.60	0.00	0.80	0.00	0.00	5.40
19	3.60	0.00	8.60	13.20	0.00	0.00	4.00	0.00	0.20	0.00	8.20	7.30
20	52.20	0.00	0.00	21.00	0.00	10.00	4.50	0.00	0.00	0.00	0.50	21.00
21	12.60	8.00	4.70	4.80	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	18.60	1.40
22	0.50	21.50	0.00	1.40	0.00	10.20	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	3.00
23	3.50	0.00	14.60	0.00	0.00	0.00	13.00	0.00	0.00	0.00	4.80	18.40
24	10.20	19.60	0.00	2.50	0.00	0.00	34.00	0.00	28.00	3.60	7.60	0.60
25	16.40	27.80	0.40	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00
26	0.00	0.00	0.00	7.00	5.00	0.00	5.60	0.00	0.30	0.00	76.00	23.00
27	22.00	0.00	26.80	0.20	0.50	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	18.00	55.00
28	16.20	13.80	2.20	0.20	36.60	0.00	2.30	0.00	0.50	0.00	0.00	2.00
29	0.40	0.60	0.40	0.00	3.00	0.00	60.20	0.00	0.00	0.00	4.20	12.00
30	4.80	1.20	0.00	0.00	30.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	10.00	10.60
31	8.40	5.40	25.60	1.60	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40
Sub Total periode 1	31.1	114.6	23.9	74.6	126.9	78.7	61.0	6.3	81.8	1.8	40.8	115.3
Sub Total periode 2	59.2	113.7	136.9	101.8	36.3	79.6	24.9	2.5	20.8	0.0	22.3	114.3
Sub total periode 3	95.0	91.3	55.7	19.1	100.7	12.6	118.9	0.0	34.8	3.6	139.6	126.4
Total	185.3	319.6	216.5	195.5	263.9	170.9	204.8	8.8	137.4	5.4	202.7	356.0
Max	52.2	71.6	39.0	47.4	60.0	55.8	60.2	5.8	51.0	3.6	76.0	55.0
Hari	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Tabel 4.4 Data stasiun Dapit tahun 2005

Tg/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	0.00	80.00	0.00	1.40	0.00	0.00	1.00	0.60	0.00	9.00	0.00	0.00
2	19.50	8.80	0.00	24.20	0.00	28.50	0.00	0.00	0.00	8.00	37.00	0.00
3	0.00	0.00	39.20	10.60	18.40	0.20	0.00	4.00	0.00	11.00	0.00	0.00
4	0.00	5.80	0.40	67.40	0.00	0.00	0.00	6.70	0.00	15.00	42.00	17.00
5	1.60	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	52.50	0.00	0.00	3.00	19.00	22.00
6	30.20	22.20	0.00	2.60	2.00	0.00	0.60	0.00	0.00	9.00	3.00	0.00
7	3.40	0.20	0.00	5.00	5.60	4.60	0.00	0.00	0.00	7.00	35.00	17.00
8	0.00	0.00	0.00	95.50	4.00	0.00	4.30	0.00	8.00	25.00	9.00	0.00
9	32.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00	14.00
10	19.60	0.20	39.50	9.40	1.60	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	3.00
11	34.00	0.00	0.00	0.20	52.00	0.00	0.00	1.80	0.00	3.00	0.00	2.00
12	49.40	2.00	1.40	7.40	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00	10.00	0.00	40.00
13	0.50	5.00	0.00	22.50	42.00	0.00	7.60	0.00	0.00	3.00	0.00	3.00
14	6.00	1.00	0.00	11.60	0.00	3.00	0.00	20.60	14.00	4.00	0.00	21.00
15	29.20	4.40	24.30	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	4.00	19.00	11.00
16	0.20	0.00	0.00	35.00	5.00	0.00	0.00	0.60	0.00	10.00	2.00	58.00
17	5.00	0.00	0.00	14.00	30.00	0.00	8.60	0.00	0.00	15.00	9.00	37.00
18	8.20	0.00	0.00	63.20	45.00	37.00	1.40	0.00	0.00	35.00	5.00	20.00
19	0.60	0.20	1.50	32.50	2.00	0.60	3.00	0.80	0.00	3.00	25.00	40.00
20	0.00	0.00	0.00	4.20	6.60	2.00	0.40	8.50	11.50	0.00	0.00	0.00
21	0.00	3.60	0.00	1.50	0.00	0.50	2.80	44.00	0.00	15.00	7.00	14.00
22	0.00	0.00	46.00	0.00	0.00	22.60	0.00	2.20	0.00	8.00	0.00	0.00
23	0.00	45.80	0.00	41.00	0.00	7.00	1.00	28.20	0.00	5.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.50	28.30	0.00	1.00	3.60	57.40	0.00	0.00	4.00	4.00
25	0.00	10.00	12.40	25.40	0.00	0.70	52.00	0.00	0.00	8.00	40.00	22.00
26	40.40	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.20	24.00	2.00	0.00	60.00	0.00
27	0.00	0.40	1.60	0.00	8.00	0.00	0.00	1.00	15.00	10.00	0.00	120.00
28	8.00	0.40	21.20	0.00	0.00	27.60	18.00	2.00	0.00	22.00	17.00	0.00
29	33.00	7.60	0.00	24.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	8.00	5.00	17.00
30	0.40	0.00	8.50	28.80	0.00	75.80	4.00	0.00	15.00	11.00	2.00	0.00
31	19.00	1.60	31.00	50.00	0.00	2.00	18.00	0.00	0.00	2.00	18.00	0.00
Sub Total periode 1	107.1	117.2	79.1	216.5	31.6	35.8	58.4	11.3	8.0	87.0	173.0	73.0
Sub Total periode 2	133.1	12.6	27.2	190.6	182.6	44.2	22.4	32.3	25.5	87.0	60.0	232.0
Sub total periode 3	100.8	60.2	90.9	104.7	91.8	60.6	204.8	162.8	17.0	93.0	144.0	197.0
Total	341.0	190.0	197.2	511.8	306.0	140.6	285.6	206.4	50.5	267.0	377.0	502.0
Max	49.4	80.0	46.0	95.5	52.0	37.0	75.8	57.4	15.0	35.0	60.0	120.0
Hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Tabel 4.5 Data stasiun Dapit tahun 2006

Tg/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	1.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.00	0.00	0.00	7.00	6.00	0.00	1.00	43.00	1.50	0.00	33.00	8.00
3	0.00	30.00	0.00	8.00	32.00	20.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	1.00
4	0.00	0.00	5.00	0.00	6.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
5	17.00	7.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.00
6	25.00	13.00	4.00	56.00	6.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	5.00	25.00	4.00	0.00	40.00	14.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
8	26.00	3.00	27.00	0.00	21.00	0.00	10.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
9	1.00	2.00	2.00	0.00	5.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00
10	7.00	0.00	0.00	3.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	1.00	60.00	0.00	0.00	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	22.00	0.00	7.00	0.00	26.00	0.00	2.00	0.00	0.00	1.00	0.00
13	16.00	0.00	0.00	6.00	1.00	2.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00
14	5.00	0.00	0.00	45.00	31.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00
15	0.00	3.00	0.00	30.00	16.00	2.00	3.00	0.00	0.00	0.00	5.00	2.00
16	7.00	0.00	0.00	0.00	24.00	32.00	0.00	0.00	8.00	0.00	3.00	0.00
17	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	30.00	0.00	0.00	0.00	3.00	4.00	7.00	0.00	4.00	0.00	18.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	16.00	0.00	0.00	0.00	7.00	8.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
21	26.00	2.00	0.00	9.00	1.50	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	3.00
22	0.00	0.00	0.00	16.00	0.00	4.00	0.00	0.00	57.00	0.00	33.00	23.00
23	3.00	3.00	1.00	40.00	11.00	25.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	5.00
24	0.00	0.00	0.00	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	21.00
25	46.00	0.00	0.00	25.00	3.00	2.00	0.00	0.00	0.00	11.00	19.00	50.00
26	29.00	0.00	7.00	2.00	0.00	40.00	0.00	0.00	27.00	0.00	0.00	11.00
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.00	0.00	0.00	8.00	5.00
28	42.00	44.00	56.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2.00	8.00
29	3.00	0.00	29.00	4.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.00
30	2.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	2.50	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.00
Sub Total periode 1	83.0	80.0	46.0	74.0	116.0	53.0	11.0	49.0	1.5	4.0	33.5	40.0
Sub Total periode 2	59.0	105.0	0.0	88.0	106.0	82.0	20.0	2.0	14.0	0.0	28.0	9.0
Sub total periode 3	151.0	49.0	66.5	122.0	43.5	75.0	4.0	14.0	88.5	12.0	63.0	165.0
Total	293.0	234.0	112.5	284.0	265.5	210.0	35.0	65.0	104.0	16.0	124.5	214.0
Max	46.0	60.0	56.0	56.0	40.0	40.0	10.0	43.0	57.0	11.0	33.0	50.0
Hari	31	30	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Tabel 4.6 Data stasiun Dapit tahun 2007

Tgl/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	2.00	2.00	3.00	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	26.00	0.00
2	0.00	0.00	18.00	10.00	0.00	23.00	0.00	3.00	6.00	0.00	32.00	0.00
3	62.00	0.00	17.00	22.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00	1.00
4	0.00	2.00	0.00	13.00	2.00	0.00	3.00	0.00	1.00	0.00	11.00	8.00
5	8.00	1.00	1.00	1.00	3.00	0.00	0.00	1.00	60.00	0.00	1.00	12.00
6	2.00	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	59.00	0.00	1.00	0.00
7	10.00	9.00	0.00	0.00	0.00	7.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	36.00	2.00	1.00	0.00	9.50	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00
9	23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00	84.00	14.00	0.00	0.00	4.00
10	11.00	0.00	1.00	0.00	5.00	13.00	4.00	0.00	5.00	0.00	40.00	0.00
11	3.00	16.00	0.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	0.00	11.00	0.00
12	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	17.00	0.00	0.00	20.00
13	0.00	3.00	1.00	0.00	3.00	0.00	0.00	2.00	1.00	0.00	33.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	10.00	0.00	14.00	40.00	13.00	13.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00
17	0.00	0.00	22.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00	2.00
18	17.00	2.00	58.00	0.00	16.00	3.00	17.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.00
19	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	56.00	17.00	10.00	4.00	8.50	5.00	16.00
20	0.00	40.00	0.00	0.00	11.00	37.00	18.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
21	4.00	7.00	9.00	30.00	6.00	9.00	2.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00
22	2.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.00
23	63.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.00	4.00	4.00	3.50	0.00	2.00
24	0.00	26.00	8.00	3.00	8.00	2.00	20.00	3.00	10.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	5.00	2.00	2.00	3.00	0.00	0.00	9.00
26	30.00	1.00	0.00	2.00	0.00	8.00	25.00	25.00	12.00	0.00	0.00	2.00
27	3.00	0.00	0.00	18.00	11.00	0.00	4.00	1.00	0.00	0.00	0.00	4.00
28	37.00	0.00	18.00	43.00	0.00	3.00	1.00	17.00	0.00	0.00	7.00	0.00
29	5.00	12.00	2.00	5.00	2.00	17.00	1.00	1.00	0.00	3.50	0.00	14.00
30	25.00	11.00	29.00	6.00	1.50	1.00	9.00	0.00	0.00	0.00	21.00	0.00
31	23.00	0.00	0.00	5.00	6.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sub Total periode 1	154.0	16.0	51.0	58.0	22.5	45.0	18.0	88.0	148.0	0.0	119.0	25.0
Sub Total periode 2	35.0	66.0	95.0	47.0	48.5	113.0	52.0	12.0	29.0	10.5	60.0	65.0
Sub total periode 3	192.0	36.0	63.0	127.0	41.0	30.5	93.0	63.0	32.0	7.0	28.0	52.0
Total	381.0	118.0	209.0	232.0	112.0	188.5	163.0	163.0	209.0	17.5	207.0	142.0
Max	63.0	40.0	58.0	43.0	16.0	56.0	25.0	84.0	60.0	8.5	40.0	21.0
Hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Tabel 4.7 Data stasiun Dapit tahun 2008

Tgl/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	0.00	6.00	18.00	5.00	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	15.00
2	0.00	3.00	2.00	0.00	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	26.00
3	0.00	0.00	4.00	5.00	1.00	4.00	0.00	0.00	0.00	8.00	8.00	29.00
4	5.00	0.00	17.00	1.00	18.00	14.00	0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	33.00
5	0.00	0.00	1.00	0.00	3.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.50	1.00
6	0.00	19.00	15.00	0.00	11.00	0.00	3.00	0.00	54.00	2.00	0.00	0.00
7	0.00	20.00	4.00	1.00	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
8	6.00	1.00	30.00	0.00	17.00	1.00	0.00	0.00	25.00	0.00	0.00	0.00
9	2.00	87.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.00	0.00	0.00	13.00	0.00	2.00
10	6.00	5.00	21.00	1.00	6.00	6.00	6.00	8.00	3.00	0.00	6.00	30.00
11	0.00	0.00	1.00	0.00	2.00	11.00	2.00	1.00	4.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	25.00	0.00	5.00	17.00	23.00
13	0.00	4.00	3.00	13.00	0.00	0.00	4.00	1.00	0.00	30.00	0.00	0.00
14	42.00	2.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00
15	0.00	25.00	45.00	1.00	0.00	0.00	2.00	5.00	0.00	1.00	25.00	17.00
16	12.00	37.00	1.00	1.00	0.00	20.00	10.00	11.00	0.00	0.00	0.00	33.00
17	0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	10.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00
18	0.00	5.00	0.00	1.00	0.00	9.00	0.00	0.00	25.00	46.00	5.00	12.00
19	0.00	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	0.00	2.00	63.00
20	3.00	16.00	4.00	0.00	0.00	25.00	2.00	2.00	1.00	5.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00	17.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	2.00	1.00	1.00	38.00	0.00	0.00	6.50	5.00	25.00	13.50	16.00	0.00
23	25.00	0.00	3.00	2.00	0.00	0.00	7.00	0.00	0.00	2.50	0.00	28.00
24	0.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	4.00
25	0.00	0.00	61.00	2.00	13.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00	3.00
26	18.50	0.00	0.00	12.00	12.00	0.00	2.00	14.00	0.00	2.50	0.00	30.00
27	63.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	1.00	0.00	15.00	17.00	0.00
28	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00
29	23.00	1.00	7.00	0.00	22.00	0.00	1.00	8.00	0.00	0.50	12.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	37.00	0.00	4.50	0.00	3.00
31	1.00	1.00	1.00	3.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sub Total periode 1	19.0	141.0	112.0	13.0	91.0	38.0	22.0	29.0	82.0	27.0	18.5	136.0
Sub Total periode 2	57.0	89.0	61.0	20.0	2.0	76.0	28.0	45.0	37.0	96.0	49.0	154.0
Sub total periode 3	133.5	8.0	73.0	70.0	50.0	0.0	62.5	75.0	25.0	40.5	78.0	68.0
Total	209.5	238.0	246.0	103.0	143.0	114.0	112.5	149.0	144.0	163.5	145.5	358.0
Max	63.0	87.0	61.0	38.0	24.0	25.0	25.0	37.0	54.0	46.0	25.0	63.0
Hari	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Tabel 4.8 Data stasiun Dapit tahun 2009

Tgl/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	4.00	23.00	0.00	0.00	33.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	3.00	50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.00	22.00	8.00	38.00	42.00
3	14.00	4.00	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.00	0.00
4	15.00	22.00	0.00	35.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	5.00	40.00	23.00	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	18.00	1.00
6	26.00	2.00	0.00	16.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	1.00	0.00	0.00	0.00	13.00	0.00	0.00	0.00	27.00	0.00	29.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	37.00	0.00	26.00	6.00	0.00	0.00
9	20.00	0.00	69.00	30.00	0.00	51.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	0.00
10	0.00	8.00	24.00	22.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	24.00	0.00	0.00
11	1.00	5.00	12.00	5.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.00	41.00
12	0.00	35.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.00	0.00	0.00	32.00	0.00
13	28.00	0.00	1.00	22.00	0.00	6.00	0.00	0.00	31.00	13.00	0.00	0.00
14	20.00	8.00	6.00	2.00	16.00	59.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	24.00
15	10.00	0.00	0.00	3.00	26.00	0.00	21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.00	0.00
17	0.00	0.00	48.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.00	0.00	0.00
18	0.00	4.00	2.00	0.00	15.00	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	39.00
19	2.00	0.00	0.00	25.00	4.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.00
20	0.00	0.00	19.00	80.00	1.00	0.00	6.00	0.00	0.00	38.00	0.00	0.00
21	2.00	1.00	0.00	0.00	55.00	0.00	0.00	18.00	23.00	0.00	82.00	0.00
22	2.00	35.00	0.00	2.00	0.00	12.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.00	1.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	73.00	0.00	0.00	0.00	20.00
24	0.00	0.00	9.00	0.00	7.00	0.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00
25	0.00	32.00	10.00	0.00	0.00	1.00	5.00	13.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	15.00	23.00	6.00	6.00	0.00	26.00	2.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
27	0.00	2.00	10.00	0.00	48.00	0.00	7.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00
28	54.00	30.00	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00	43.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00	0.00
30	53.00	0.00	17.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	2.00	4.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sub Total periode 1	85.0	102.0	166.0	107.0	49.0	55.0	43.0	9.0	75.0	38.0	139.0	43.0
Sub Total periode 2	61.0	52.0	94.0	142.0	64.0	67.0	28.0	13.0	34.0	78.0	88.0	115.0
Sub total periode 3	126.0	124.0	56.0	59.0	110.0	39.0	28.0	147.0	24.0	0.0	96.0	32.0
Total	272.0	278.0	316.0	308.0	223.0	161.0	99.0	169.0	133.0	116.0	323.0	190.0
Max	54.0	40.0	69.0	80.0	55.0	59.0	37.0	73.0	31.0	38.0	82.0	42.0
Hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Tabel 4.9 Data stasiun Dapit tahun 2010

Tgl/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	17.00	20.00	0.00	3.00	0.00	0.00	11.00	0.00	0.00	95.00	0.00	2.00
2	0.00	23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.00	0.00
3	0.00	47.00	0.00	6.00	3.00	10.00	0.00	4.00	0.00	0.00	4.00	0.00
4	0.00	2.00	4.00	5.00	0.00	4.00	0.00	82.00	0.00	9.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	4.00	2.00	12.00	0.00	20.00	35.00
6	0.00	0.00	2.00	0.00	5.00	1.00	1.00	0.00	15.00	9.00	0.00	15.00
7	11.00	0.00	0.00	3.00	35.00	17.00	0.00	0.00	4.00	10.00	42.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.00	1.00	1.00	0.00	45.00	0.00	19.00
9	7.00	0.00	0.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	6.00	6.00	17.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	4.00	21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.00	0.00	6.00	0.00
12	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	5.00	7.00	2.00	0.00	0.00	2.00	4.00
13	14.00	0.00	0.00	1.00	11.00	16.00	6.00	0.00	43.00	0.00	0.00	0.00
14	28.00	0.00	0.00	4.00	16.00	28.00	0.00	0.00	60.00	0.00	0.00	2.00
15	0.00	0.00	0.00	40.00	0.00	25.00	0.00	2.00	13.00	29.00	6.00	0.00
16	77.00	0.00	0.00	4.00	6.00	0.00	4.00	1.00	0.00	0.00	5.00	2.00
17	19.00	0.00	23.00	0.00	0.00	12.50	0.00	0.00	2.00	6.00	0.00	0.00
18	2.00	0.00	0.00	71.00	0.00	5.00	8.00	0.00	23.00	0.00	0.00	0.00
19	75.00	2.00	0.00	2.00	7.00	30.00	7.00	6.00	0.00	15.00	0.00	18.00
20	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	45.00	0.00	0.00	2.00	0.00	6.00	7.00
21	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	50.00	14.00	2.00	0.00	10.00	26.00	10.00
22	0.00	0.00	54.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00
23	0.00	13.00	0.00	0.00	3.00	0.00	15.00	17.00	6.00	15.00	0.00	30.00
24	4.00	0.00	25.00	3.00	14.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	4.00	80.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	2.00
27	0.00	0.00	0.00	8.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	31.00	0.00	3.00	5.00	0.00	7.00	6.00	0.00	21.00	0.00	0.00	21.00
29	0.00	0.00	0.00	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.00	0.00
30	19.00	0.00	23.00	0.00	0.00	0.00	18.00	0.00	0.00	22.00	9.00	2.00
31	0.00	0.00	39.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	2.00
Sub Total periode 1	35.0	92.0	6.0	25.0	45.5	59.0	23.0	106.0	32.0	168.0	68.0	80.0
Sub Total periode 2	215.0	6.0	50.0	126.0	40.0	166.5	32.0	11.0	96.0	110.0	25.0	33.0
Sub total periode 3	54.0	17.0	225.0	16.0	29.0	73.0	54.0	25.0	28.0	56.0	37.0	72.0
Total	304.0	115.0	281.0	167.0	114.5	298.5	109.0	142.0	156.0	334.0	130.0	185.0
Max	77.0	47.0	80.0	71.0	35.0	50.0	18.0	82.0	43.0	95.0	42.0	35.0
Hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Tabel 4.10 Data stasiun Dapit tahun 2011

Tgl/Bln	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	2.00	25.00	20.00	0.00	5.00	13.00	10.00	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00
2	5.00	0.00	0.00	2.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	0.00	20.00
4	0.00	27.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	42.00	30.00	0.00	0.00	31.00
5	0.00	5.00	15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.00	19.00	12.00	7.00
6	0.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00	15.00
7	2.00	0.00	0.00	4.00	20.00	48.00	0.00	0.00	0.00	1.00	8.00	2.00
8	0.00	24.00	34.00	0.00	0.00	31.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	1.00	0.00	7.00	55.00	14.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.00	15.00	18.00
10	0.00	0.00	0.00	6.00	26.00	0.00	0.00	0.00	11.00	0.00	17.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	5.00	1.00	0.00	0.00	7.00	0.00	11.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	17.00	0.00	15.00	0.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.00
14	0.00	0.00	23.00	0.00	5.00	15.00	0.00	3.00	30.00	15.00	18.00	0.00
15	11.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.00
16	40.00	1.00	16.00	0.00	20.00	18.00	0.00	0.00	0.00	3.00	24.00	0.00
17	50.00	30.00	0.00	0.00	9.00	0.00	8.00	0.00	18.00	0.00	7.00	42.00
18	0.00	8.00	6.00	71.00	0.00	20.00	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00	0.00
20	24.00	36.00	0.00	10.00	3.00	0.00	0.00	7.00	0.00	9.00	0.00	4.00
21	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.00	6.00	60.00	9.00	0.00	10.00	0.00	0.00	24.00	0.00	36.00	8.00
23	9.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	70.00
24	0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	29.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	0.00	0.00	11.00	0.00
26	5.00	0.00	9.00	0.00	36.00	0.00	0.00	50.00	11.00	25.00	6.00	45.00
27	0.00	0.00	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.50	0.00	0.00	0.00
28	9.00	6.00	5.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.00	0.00	28.00
29	0.00		20.00	1.00	2.00	70.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	47.00
30	0.00		4.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00
31	0.00		0.00		0.00		0.00	0.00		0.00		0.00
Sub Total periode 1	10.0	88.0	76.0	67.0	90.0	92.0	15.0	64.0	92.0	36.0	52.0	93.0
Sub Total periode 2	125.0	92.0	45.0	124.0	38.0	61.0	20.0	17.0	48.0	86.0	49.0	97.0
Sub total periode 3	23.0	12.0	134.0	13.0	38.0	83.0	38.0	62.0	76.5	59.0	73.0	198.0
Total	158.0	192.0	255.0	204.0	166.0	236.0	73.0	143.0	216.5	181.0	174.0	388.0
Max	50.0	36.0	60.0	71.0	36.0	70.0	29.0	50.0	41.5	48.0	36.0	70.0
Hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31



4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan

Sebelum dilakukan analisis, data curah hujan terlebih dahulu dilakukan uji konsistensi untuk mengetahui apakah data tersebut homogen atau tidak. Metode yang digunakan adalah metode RAPS, yaitu pengujian dengan komulatif penyimpangan terhadap nilai rata-rata dibagi dengan akar komulatif rerata penyimpangan kuadrat terhadap nilai reratanya.

Tabel 4.11 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2002

No (1)	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	Jan	39.80	5.20	5.20	2.253	7.367	0.7058	0.7058
2	Feb	29.40	-5.20	5.20	2.253		-0.7058	0.7058
3	Mar	40.40	5.80	5.80	2.803		0.7873	0.7873
4	Apr	37.20	2.60	2.60	0.563		0.3529	0.3529
5	Mei	40.00	5.40	5.40	2.430		0.7330	0.7330
6	Jun	35.00	0.40	0.40	0.013		0.0543	0.0543
7	Jul	33.60	-1.00	1.00	0.083		-0.1357	0.1357
8	Agust	40.00	5.40	5.40	2.430		0.7330	0.7330
9	Sep	33.00	-1.60	1.60	0.213		-0.2172	0.2172
10	Okt	12.80	-21.80	21.80	39.603		-2.9591	2.9591
11	Nop	39.00	4.40	4.40	1.613		0.5973	0.5973
12	Des	35.00	0.40	0.40	0.013		0.0543	0.0543
Rerata		34.60		4.93				
Jumlah					54.273			

Sumber : Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :	
Dy	=	88.900	(1) =	Nomor Urut
Sk**max	=	2.629	(2) =	Bulan
Sk**min	=	-1.143	(3) =	Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	2.629	(4) =	Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min	=	3.772	(5) =	Absolut (Sk*)
			(6) =	((CH)-rerata (CH))^2/Jumlah Data
			(7) =	Jumlah (Dy ²) ^{0.5}
			(8) =	Sk*/Dy
			(9) =	Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.759	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	1.089	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.12 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2003

No (1)	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	Jan	25.70	-13.43	13.43	15.038	8.139	-1.6504	1.6504
2	Feb	48.60	9.47	9.47	7.468		1.1631	1.1631
3	Mar	45.00	5.87	5.87	2.868		0.7208	0.7208
4	Apr	23.00	-16.13	16.13	21.690		-1.9822	1.9822
5	Mei	44.00	4.87	4.87	1.974		0.5979	0.5979
6	Jun	34.00	-5.13	5.13	2.196		-0.6307	0.6307
7	Jul	41.60	2.47	2.47	0.507		0.3031	0.3031
8	Agust	46.60	7.47	7.47	4.646		0.9174	0.9174
9	Sep	34.60	-4.53	4.53	1.713		-0.5570	0.5570
10	Okt	38.50	-0.63	0.63	0.033		-0.0778	0.0778
11	Nop	39.00	-0.13	0.13	0.001		-0.0164	0.0164
12	Des	49.00	9.87	9.87	8.113		1.2122	1.2122
Rerata		39.13		6.67				
Jumlah					66.247			

Sumber : Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :	
Dy	=	98.398	(1) =	Nomor Urut
Sk**max	=	2.435	(2) =	Bulan
Sk**min	=	-1.201	(3) =	Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	2.435	(4) =	Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min	=	3.636	(5) =	Absolut (Sk*)
			(6) =	((CH)-rerata (CH))^2/Jumlah Data
			(7) =	Jumlah (Dy ²)^0.5
			(8) =	Sk*/Dy
			(9) =	Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.703	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	1.050	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.13 Nilai Q/n^{0.5} dan R/n^{0.5}

n	Q/n ^{0.5}			R/n ^{0.5}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
500	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber: Sri Harto, 1993:168

Tabel 4.14 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2004

No (1)	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	Jan	36.20	6.09	6.09	3.092	11.671	0.5220	0.5220
2	Feb	37.40	7.29	7.29	4.431		0.6248	0.6248
3	Mar	37.00	6.89	6.89	3.958		0.5905	0.5905
4	Apr	29.00	-1.11	1.11	0.102		-0.0950	0.0950
5	Mei	36.60	6.49	6.49	3.512		0.5562	0.5562
6	Jun	37.00	6.89	6.89	3.958		0.5905	0.5905
7	Jul	35.20	5.09	5.09	2.160		0.4363	0.4363
8	Agust	5.80	-24.31	24.31	49.241		-2.0828	2.0828
9	Sep	30.50	0.39	0.39	0.013		0.0336	0.0336
10	Okt	3.60	-26.51	26.51	58.558		-2.2713	2.2713
11	Nop	38.00	7.89	7.89	5.190		0.6762	0.6762
12	Des	35.00	4.89	4.89	1.994		0.4191	0.4191
Rerata		30.11		8.65				
Jumlah					136.209			

Sumber: Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :	
Dy	=	100.406	(1) =	Nomor Urut
Sk**max	=	1.664	(2) =	Bulan
Sk**min	=	-1.828	(3) =	Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	1.828	(4) =	Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min	=	3.492	(5) =	Absolut (Sk*)
			(6) =	((CH)-rerata (CH))^2/Jumlah Data
			(7) =	Jumlah (Dy ²)^0.5
			(8) =	Sk*/Dy
			(9) =	Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.528	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	1.008	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.15 Nilai Q/n^{0.5} dan R/n^{0.5}

n	Q/n ^{0.5}			R/n ^{0.5}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
500	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber: Sri Harto, 1993: 168

Tabel 4.16 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2005

No	Bulan (1)	C.H. (2)	Sk* (3)	[Sk*] (4)	Dy ² (5)	Dy (6)	Sk** (7)	[Sk**] (8)
1	Jan	49.40	1.63	1.63	0.220	12.580	0.1292	0.1292
2	Feb	50.00	2.23	2.23	0.413		0.1769	0.1769
3	Mar	46.00	-1.78	1.78	0.263		-0.1411	0.1411
4	Apr	57.00	9.23	9.23	7.092		0.7333	0.7333
5	Mei	52.00	4.23	4.23	1.488		0.3359	0.3359
6	Jun	37.00	-10.78	10.78	9.675		-0.8565	0.8565
7	Jul	55.00	7.23	7.23	4.350		0.5743	0.5743
8	agust	57.40	9.63	9.63	7.720		0.7651	0.7651
9	Sep	15.00	-32.78	32.78	89.517		-2.6054	2.6054
10	Okt	35.00	-12.78	12.78	13.600		-1.0155	1.0155
11	Nop	59.50	11.73	11.73	11.456		0.9321	0.9321
12	Des	60.00	12.23	12.23	12.454		0.9718	0.9718
Rerata		47.78		9.68				
Jumlah					158.247			

Sumber : Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :	
Dy	=	132.123	(1) =	Nomor Urut
Sk**max	=	1.745	(2) =	Bulan
Sk**min	=	-1.747	(3) =	Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	1.747	(4) =	Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min =	=	3.491	(5) =	Absolut (Sk*)
			(6) =	((CH)-rerata (CH))^2/Jumlah Data
			(7) =	Jumlah (Dy ²)^0.5
			(8) =	Sk*/Dy
			(9) =	Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.504	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	1.008	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.17 Nilai Q/n^{0.5} dan R/n^{0.5}

n	Q/n ^{0.5}			R/n ^{0.5}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
500	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber:Harto 1993:168

Tabel 4.18 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2006

No (1)	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	Jan	30.00	4.08	4.08	1.3838	6.953	0.5861	0.5861
2	Feb	30.00	4.08	4.08	1.3838		0.5861	0.5861
3	Mar	28.00	2.08	2.08	0.3588		0.2984	0.2984
4	Apr	30.00	4.08	4.08	1.3838		0.5861	0.5861
5	Mei	29.00	3.08	3.08	0.7880		0.4423	0.4423
6	Jun	29.00	3.08	3.08	0.7880		0.4423	0.4423
7	Jul	10.00	-15.93	15.93	21.1338		-2.2904	2.2904
8	Agust	28.50	2.58	2.58	0.5526		0.3703	0.3703
9	Sep	27.00	1.08	1.08	0.0963		0.1546	0.1546
10	Okt	11.00	-14.93	14.93	18.5630		-2.1465	2.1465
11	Nop	29.00	3.08	3.08	0.7880		0.4423	0.4423
12	Des	29.60	3.68	3.68	1.1255		0.5285	0.5285
Rerata		25.93		5.142				
Jumlah					48.345			

Sumber : Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :	
Dy	=	94.432	(1)	= Nomor Urut
Sk**max	=	1.375	(2)	= Bulan
Sk**min	=	-1.558	(3)	= Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	1.558	(4)	= Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min	=	2.933	(5)	= Absolut (Sk*)
			(6)	= ((CH)-rerata (CH))^2/Jumlah Data
			(7)	= Jumlah (Dy ²) ^{0.5}
			(8)	= Sk*/Dy
			(9)	= Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.450	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	0.847	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.19 Nilai Q/n^{0.5} dan R/n^{0.5}

n	Q/n ^{0.5}			R/n ^{0.5}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
500	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber: Harto, 1993:168

Tabel 4.20 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2007

No (1)	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	Jan	40.00	8.91	8.91	6.613	10.284	0.8662	0.8662
2	Feb	35.00	3.91	3.91	1.273		0.3800	0.3800
3	Mar	38.00	6.91	6.91	3.977		0.6718	0.6718
4	Apr	40.00	8.91	8.91	6.613		0.8662	0.8662
5	Mei	16.00	-15.09	15.09	18.980		-1.4675	1.4675
6	Jun	37.00	5.91	5.91	2.909		0.5745	0.5745
7	Jul	25.00	-6.09	6.09	3.092		-0.5923	0.5923
8	Agust	39.60	8.51	8.51	6.033		0.8273	0.8273
9	Sep	38.00	6.91	6.91	3.977		0.6718	0.6718
10	Okt	8.50	-22.59	22.59	42.532		-2.1968	2.1968
11	Nop	35.00	3.91	3.91	1.273		0.3800	0.3800
12	Des	21.00	-10.09	10.09	8.487		-0.9813	0.9813
Rerata		31.09		8.98				
Jumlah					105.759			

Sumber : Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :		
Dy	=	94.432	(1)	=	Nomor Urut
Sk**max	=	1.375	(2)	=	Bulan
Sk**min	=	-1.558	(3)	=	Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	1.558	(4)	=	Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min	=	2.933	(5)	=	Absolut (Sk*)
			(6)	=	((CH)-rerata (CH))^2/Jumlah Data
			(7)	=	Jumlah (Dy ²) ^{0.5}
			(8)	=	Sk*/Dy
			(9)	=	Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.450	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	0.847	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.21 Nilai Q/n^{0.5} dan R/n^{0.5}

n	Q/n ^{0.5}			R/n ^{0.5}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
500	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber: Harto, 1993:168

Tabel 4.22 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2008

No (1)	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	Jan	42.00	7.25	7.25	4.380	7.617	0.9518	0.9518
2	Feb	44.00	9.25	9.25	7.130		1.2144	1.2144
3	Mar	43.00	8.25	8.25	5.672		1.0831	1.0831
4	Apr	38.00	3.25	3.25	0.880		0.4267	0.4267
5	Mei	24.00	-10.75	10.75	9.630		-1.4113	1.4113
6	Jun	25.00	-9.75	9.75	7.922		-1.2800	1.2800
7	Jul	25.00	-9.75	9.75	7.922		-1.2800	1.2800
8	Agust	37.00	2.25	2.25	0.422		0.2954	0.2954
9	Sep	39.00	4.25	4.25	1.505		0.5580	0.5580
10	Okt	42.00	7.25	7.25	4.380		0.9518	0.9518
11	Nop	25.00	-9.75	9.75	7.922		-1.2800	1.2800
12	Des	33.00	-1.75	1.75	0.255		-0.2297	0.2297
Rerata		34.75		6.96				
Jumlah					58.021			

Sumber : Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :	
Dy	=	70.774	(1) =	Nomor Urut
Sk**max	=	2.555	(2) =	Bulan
Sk**min	=	-1.048	(3) =	Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	2.555	(4) =	Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min	=	3.603	(5) =	Absolut (Sk*)
			(6) =	((CH)-rerata (CH))^2/Jumlah Data
			(7) =	Jumlah (Dy ²)^0.5
			(8) =	Sk*/Dy
			(9) =	Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.738	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	1.040	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.23 Nilai Q/n^{0.5} dan R/n^{0.5}

n	Q/n ^{0.5}			R/n ^{0.5}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
500	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber: Harto, 1993:168

Tabel 4.24 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2009

No (1)	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	Jan	40.00	1.33	1.33	0.146	2.661	0.4980	0.4980
2	Feb	40.00	1.33	1.33	0.146		0.4980	0.4980
3	Mar	41.00	2.33	2.33	0.450		0.8739	0.8739
4	Apr	41.00	2.33	2.33	0.450		0.8739	0.8739
5	Mei	40.00	1.33	1.33	0.146		0.4980	0.4980
6	Jun	37.60	-1.08	1.08	0.096		-0.4041	0.4041
7	Jul	37.00	-1.68	1.68	0.234		-0.6296	0.6296
8	Agust	38.00	-0.68	0.68	0.038		-0.2537	0.2537
9	Sep	31.00	-7.68	7.68	4.909		-2.8847	2.8847
10	Okt	38.00	-0.68	0.68	0.038		-0.2537	0.2537
11	Nop	40.00	1.33	1.33	0.146		0.4980	0.4980
12	Des	40.50	1.83	1.83	0.278		0.6859	0.6859
Rerata		38.68		1.96				
Jumlah					7.079			

Sumber : Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :	
Dy	=	78.224	(1) =	Nomor Urut
Sk**max	=	1.372	(2) =	Bulan
Sk**min	=	-1.491	(3) =	Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	1.491	(4) =	Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min	=	2.864	(5) =	Absolut (Sk*)
			(6) =	((CH)-rerata (CH)) ² /Jumlah Data
			(7) =	Jumlah (Dy ²) ^{0.5}
			(8) =	Sk*/Dy
			(9) =	Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.431	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	0.827	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.25 Nilai Q/n^{0.5} dan R/n^{0.5}

n	Q/n ^{0.5}			R/n ^{0.5}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
500	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber: Harto, 1993:168

Tabel 4.26 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2010

No (1)	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	Jan	37.50	-1.88	1.88	0.293	7.706	-0.2433	0.2433
2	Feb	47.00	7.63	7.63	4.845		0.9895	0.9895
3	Mar	39.00	-0.38	0.38	0.012		-0.0487	0.0487
4	Apr	40.00	0.63	0.63	0.033		0.0811	0.0811
5	Mei	35.00	-4.38	4.38	1.595		-0.5678	0.5678
6	Jun	47.00	7.63	7.63	4.845		0.9895	0.9895
7	Jul	18.00	-21.38	21.38	38.074		-2.7739	2.7739
8	agust	41.00	1.63	1.63	0.220		0.2109	0.2109
9	Sep	43.00	3.63	3.63	1.095		0.4704	0.4704
10	Okt	48.00	8.63	8.63	6.199		1.1193	1.1193
11	Nop	42.00	2.63	2.63	0.574		0.3407	0.3407
12	Des	35.00	-4.38	4.38	1.595		-0.5678	0.5678
Rerata		39.38		5.40				
Jumlah					59.380			

Sumber : Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :	
Dy	=	81.150	(1)	= Nomor Urut
Sk**max	=	1.717	(2)	= Bulan
Sk**min	=	-1.056	(3)	= Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	1.717	(4)	= Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min	=	2.773	(5)	= Absolut (Sk*)
			(6)	= ((CH)-rerata (CH))^2/Jumlah Data
			(7)	= Jumlah (Dy ²)^0.5
			(8)	= Sk*/Dy
			(9)	= Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.496	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	0.800	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.27 Nilai Q/n^{0.5} dan R/n^{0.5}

n	Q/n ^{0.5}			R/n ^{0.5}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
500	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber: Harto, 1993:168

Tabel 4.28 Uji konsistensi Data Bulanan Dengan RAPS Tahun 2011

No (1)	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	Jan	25.00	-5.46	5.46	2.4828	3.705	-1.4732	1.4732
2	Feb	34.50	4.04	4.04	1.3613		1.0909	1.0909
3	Mar	34.00	3.54	3.54	1.0453		0.9559	0.9559
4	Apr	35.00	4.54	4.54	1.7189		1.2258	1.2258
5	Mei	29.00	-1.46	1.46	0.1772		-0.3936	0.3936
6	Jun	31.00	0.54	0.54	0.0245		0.1462	0.1462
7	Jul	29.00	-1.46	1.46	0.1772		-0.3936	0.3936
8	Agust	25.00	-5.46	5.46	2.4828		-1.4732	1.4732
9	Sep	30.00	-0.46	0.46	0.0175		-0.1237	0.1237
10	Okt	26.00	-4.46	4.46	1.6564		-1.2033	1.2033
11	Nop	36.00	5.54	5.54	2.5592		1.4957	1.4957
12	Des	31.00	0.54	0.54	0.0245		0.1462	0.1462
Rerata		30.46		3.125				
Jumlah					13.727			

Sumber : Hasil Perhitungan

n	=	12	Ket :		
Dy	=	72.650	(1)	=	Nomor Urut
Sk**max	=	2.603	(2)	=	Bulan
Sk**min	=	-1.733	(3)	=	Curah Hujan Data
Q = [Sk**maks]	=	2.603	(4)	=	Sk* = CH - rerata
R = Sk**maks - Sk**min	=	4.336	(5)	=	Absolut (Sk*)
			(6)	=	((CH)-rerata (CH))^2/Jumlah Data
			(7)	=	Jumlah (Dy ²) ^{0.5}
			(8)	=	Sk*/Dy
			(9)	=	Absolut (Sk**)

Q/n ^{0.5}	=	0.751	< dengan probabilitas 90% dari tabel	1.060	(Tabel)	OKE
R/n ^{0.5}	=	1.252	< dengan probabilitas 99% dari tabel	1.424	(Tabel)	OKE

Tabel 4.29 Nilai Q/n^{0.5} dan R/n^{0.5}

n	Q/n ^{0.5}			R/n ^{0.5}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
500	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2

Sumber: Sri Harto, 1993: 168

Tabel 4.30 Uji Konsistensi Data Dengan Metode RAPS

No '(1)	Tahun	Bulan (2)	C.H. (3)	Sk* (4)	[Sk*] (5)	Dy ² (6)	Dy (7)	Sk** (8)	[Sk**] (9)
1	2002	Jan	39.80	4.61	4.611	0.177	10.307	0.447	0.447
2		Feb	29.40	-5.79	5.789	0.279		-0.562	0.562
3		Mar	40.40	5.21	5.211	0.226		0.506	0.506
4		Apr	37.20	2.01	2.011	0.034		0.195	0.195
5		Mei	40.00	4.81	4.811	0.193		0.467	0.467
6		Jun	35.00	-0.19	0.189	0.000		-0.018	0.018
7		Jul	33.60	-1.59	1.589	0.021		-0.154	0.154
8		Agust	40.00	4.81	4.811	0.193		0.467	0.467
9		Sep	33.00	-2.19	2.189	0.040		-0.212	0.212
10		Okt	12.80	-22.39	22.389	4.177		-2.172	2.172
11		Nop	39.00	3.81	3.811	0.121		0.370	0.370
12		Des	35.00	-0.19	0.189	0.000		-0.018	0.018
13	2003	Jan	25.70	-9.49	9.489	0.750	-0.921	0.921	
14		Feb	48.60	13.41	13.411	1.499	1.301	1.301	
15		Mar	45.00	9.81	9.811	0.802	0.952	0.952	
16		Apr	23.00	-12.19	12.189	1.238	-1.183	1.183	
17		Mei	44.00	8.81	8.811	0.647	0.855	0.855	
18		Jun	34.00	-1.19	1.189	0.012	-0.115	0.115	
19		Jul	41.60	6.41	6.411	0.342	0.622	0.622	
20		Agust	46.60	11.41	11.411	1.085	1.107	1.107	
21		Sep	34.60	-0.59	0.589	0.003	-0.057	0.057	
22		Okt	38.50	3.31	3.311	0.091	0.321	0.321	
23		Nop	39.00	3.81	3.811	0.121	0.370	0.370	
24		Des	49.00	13.81	13.811	1.589	1.340	1.340	
25	2004	Jan	36.20	1.01	1.011	0.009	0.098	0.098	
26		Feb	37.40	2.21	2.211	0.041	0.215	0.215	
27		Mar	37.00	1.81	1.811	0.027	0.176	0.176	
28		Apr	29.00	-6.19	6.189	0.319	-0.601	0.601	
29		Mei	36.60	1.41	1.411	0.017	0.137	0.137	
30		Jun	37.00	1.81	1.811	0.027	0.176	0.176	
31		Jul	35.20	0.01	0.011	0.000	0.001	0.001	
32		Agust	5.80	-29.39	29.389	7.198	-2.851	2.851	
33		Sep	30.50	-4.69	4.689	0.183	-0.455	0.455	
34		Okt	3.60	-31.59	31.589	8.316	-3.065	3.065	
35		Nop	38.00	2.81	2.811	0.066	0.273	0.273	
36		Des	35.00	-0.19	0.189	0.000	-0.018	0.018	
37	2005	Jan	49.40	14.21	14.211	1.683	1.379	1.379	
38		Feb	50.00	14.81	14.811	1.828	1.437	1.437	
39		Mar	46.00	10.81	10.811	0.974	1.049	1.049	
40		Apr	57.00	21.81	21.811	3.964	2.116	2.116	
41		Mei	52.00	16.81	16.811	2.355	1.631	1.631	
42		Jun	37.00	1.81	1.811	0.027	0.176	0.176	
43		Jul	55.00	19.81	19.811	3.271	1.922	1.922	
44		Agust	57.40	22.21	22.211	4.111	2.155	2.155	
45		Sep	15.00	-20.19	20.189	3.397	-1.959	1.959	
46		Okt	35.00	-0.19	0.189	0.000	-0.018	0.018	
47		Nop	59.50	24.31	24.311	4.925	2.359	2.359	
48		Des	60.00	24.81	24.811	5.130	2.407	2.407	
49	2006	Jan	30.00	-5.19	5.189	0.224	-0.503	0.503	
50		Feb	30.00	-5.19	5.189	0.224	-0.503	0.503	
51		Mar	28.00	-7.19	7.189	0.431	-0.698	0.698	
52		Apr	30.00	-5.19	5.189	0.224	-0.503	0.503	
53		Mei	29.00	-6.19	6.189	0.319	-0.601	0.601	
54		Jun	29.00	-6.19	6.189	0.319	-0.601	0.601	
55		Jul	10.00	-25.19	25.189	5.287	-2.444	2.444	
56		Agust	28.50	-6.69	6.689	0.373	-0.649	0.649	
57		Sep	27.00	-8.19	8.189	0.559	-0.795	0.795	
58		Okt	11.00	-24.19	24.189	4.876	-2.347	2.347	
59		Nop	29.00	-6.19	6.189	0.319	-0.601	0.601	
60		Des	29.60	-5.59	5.589	0.260	-0.542	0.542	

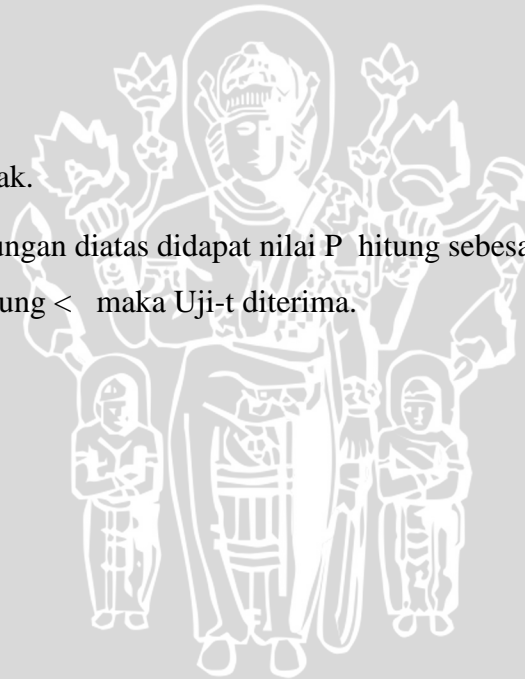
No	Tahun	Bulan	C.H.	Sk*	[Sk*]	Dy ²	Dy	Sk**	[Sk**]
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
61	2007	Jan	40	4.81083	4.81083	0.19287	10.307	0.46677	0.46677
62		Feb	35	-0.1892	0.18917	0.0003		-0.0184	0.01835
63		Mar	38	2.81083	2.81083	0.06584		0.27272	0.27272
64		Apr	40	4.81083	4.81083	0.19287		0.46677	0.46677
65		Mei	16	-19.189	19.1892	3.06853		-1.8618	1.86182
66		Jun	37	1.81083	1.81083	0.02733		0.1757	0.1757
67		Jul	25	-10.189	10.1892	0.86516		-0.9886	0.9886
68		Agust	39.6	4.41083	4.41083	0.16213		0.42796	0.42796
69		Sep	38	2.81083	2.81083	0.06584		0.27272	0.27272
70		Okt	8.5	-26.689	26.6892	5.93593		-2.5895	2.58951
71		Nop	35	-0.1892	0.18917	0.0003		-0.0184	0.01835
72		Des	21	-14.189	14.1892	1.67777		-1.3767	1.3767
73	2008	Jan	42	6.81083	6.81083	0.38656	10.307	0.66082	0.66082
74		Feb	44	8.81083	8.81083	0.64692		0.85487	0.85487
75		Mar	43	7.81083	7.81083	0.50841		0.75784	0.75784
76		Apr	38	2.81083	2.81083	0.06584		0.27272	0.27272
77		Mei	24	-11.189	11.1892	1.04331		-1.0856	1.08563
78		Jun	25	-10.189	10.1892	0.86516		-0.9886	0.9886
79		Jul	25	-10.189	10.1892	0.86516		-0.9886	0.9886
80		Agust	37	1.81083	1.81083	0.02733		0.1757	0.1757
81		Sep	39	3.81083	3.81083	0.12102		0.36975	0.36975
82		Okt	42	6.81083	6.81083	0.38656		0.66082	0.66082
83		Nop	25	-10.189	10.1892	0.86516		-0.9886	0.9886
84		Des	33	-2.1892	2.18917	0.03994		-0.2124	0.2124
85	2009	Jan	40	4.81083	4.81083	0.19287	10.307	0.46677	0.46677
86		Feb	40	4.81083	4.81083	0.19287		0.46677	0.46677
87		Mar	41	5.81083	5.81083	0.28138		0.56379	0.56379
88		Apr	41	5.81083	5.81083	0.28138		0.56379	0.56379
89		Mei	40	4.81083	4.81083	0.19287		0.46677	0.46677
90		Jun	37.6	2.41083	2.41083	0.04843		0.23391	0.23391
91		Jul	37	1.81083	1.81083	0.02733		0.1757	0.1757
92		Agust	38	2.81083	2.81083	0.06584		0.27272	0.27272
93		Sep	31	-4.1892	4.18917	0.14624		-0.4065	0.40645
94		Okt	38	2.81083	2.81083	0.06584		0.27272	0.27272
95		Nop	40	4.81083	4.81083	0.19287		0.46677	0.46677
96		Des	40.5	5.31083	5.31083	0.23504		0.51528	0.51528
97	2010	Jan	37.5	2.31083	2.31083	0.0445	10.307	0.22421	0.22421
98		Feb	47	11.8108	11.8108	1.16246		1.14594	1.14594
99		Mar	39	3.81083	3.81083	0.12102		0.36975	0.36975
100		Apr	40	4.81083	4.81083	0.19287		0.46677	0.46677
101		Mei	35	-0.1892	0.18917	0.0003		-0.0184	0.01835
102		Jun	47	11.8108	11.8108	1.16246		1.14594	1.14594
103		Jul	18	-17.189	17.1892	2.46223		-1.6678	1.66777
104		Agust	41	5.81083	5.81083	0.28138		0.56379	0.56379
105		Sep	43	7.81083	7.81083	0.50841		0.75784	0.75784
106		Okt	48	12.8108	12.8108	1.36765		1.24297	1.24297
107		Nop	42	6.81083	6.81083	0.38656		0.66082	0.66082
108		Des	35	-0.1892	0.18917	0.0003		-0.0184	0.01835
109	2011	Jan	25	-10.189	10.1892	0.86516	10.307	-0.9886	0.9886
110		Feb	34.5	-0.6892	0.68917	0.00396		-0.0669	0.06687
111		Mar	34	-1.1892	1.18917	0.01178		-0.1154	0.11538
112		Apr	35	-0.1892	0.18917	0.0003		-0.0184	0.01835
113		Mei	29	-6.1892	6.18917	0.31921		-0.6005	0.6005
114		Jun	31	-4.1892	4.18917	0.14624		-0.4065	0.40645
115		Jul	29	-6.1892	6.18917	0.31921		-0.6005	0.6005
116		Agust	25	-10.189	10.1892	0.86516		-0.9886	0.9886
117		Sep	30	-5.1892	5.18917	0.2244		-0.5035	0.50348
118		Okt	26	-9.1892	9.18917	0.70367		-0.8916	0.89158
119		Nop	36	0.81083	0.81083	0.00548		0.07867	0.07867
120		Des	31	-4.1892	4.18917	0.14624		-0.4065	0.40645

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan Tabel:

- (1). jumlah data
- (2). Rerata
- (3). Standard deviasi
- (4). Standard Deviasi error
- (5). *Hyp mean - Mean*
- (6). $(\text{Hyp mean} - \text{mean}) / \text{Std error}$
- (7). Jumlah data – 1
- (8). Nilai P
- (9). T Critis, derajat kebebasan dari Alpha sampi dengan jumlah data (7)
- (10).Batas Bawah : $(2)-(9)*(4)$
- (11). Batas Atas : $(2)+(9)*(4)$
- (12). Keterangan diterima/ditolak.

Dari hasil tabel perhitungan diatas didapat nilai P hitung sebesar 0,027, nilai = 0,05, karena diketahui nilai Phitung < maka Uji-t diterima.



4.1.4 Perhitungan Uji Z

Untuk menguji data yang sampelnya berukuran besar dan menganalisis data yang varians populasinya diketahui, maka dilakukan Uji Z pada Data Curah Hujan Stasiun Dapit.

Tabel 4.33 Perhitungan Uji Z

No.	Debit (Q)	No.	Debit (Q)
1	39.8	1	40
2	29.4	2	35
3	40.4	3	38
4	37.2	4	40
5	40.0	5	16
6	35.0	6	37
7	33.6	7	25
8	40.0	8	39.6
9	33.0	9	38
10	12.8	10	8.5
11	39.0	11	35
12	35.0	12	21
13	25.7	13	42
14	48.6	14	44
15	45.0	15	43
16	23.0	16	38
17	44	17	24
18	34	18	25
19	41.6	19	25
20	46.6	20	37
21	34.6	21	39
22	38.5	22	42
23	39	23	25
24	49	24	33
25	36.2	25	40
26	37.4	26	40
27	37	27	41
28	29	28	41
29	36.6	29	40
30	37	30	37.6
31	35.2	31	37
32	5.8	32	38
33	30.5	33	31
34	3.6	34	38
35	38	35	40
36	35	36	40.5
37	49.4	37	37.5
38	50	38	47
39	46	39	39
40	57	40	40
41	52	41	35
42	37	42	47
43	55	43	18
44	57.4	44	41
45	15	45	43
46	35	46	48
47	59.5	47	42
48	60	48	35
49	30	49	25
50	30	50	34.5
51	28	51	34
52	30	52	35
53	29	53	29
54	29	54	31
55	10	55	29
56	28.5	56	25
57	27	57	30
58	11	58	26
59	29	59	36
60	29.6	60	31
jumlah	2130.500	jumlah	2092.200
rerata	35.508	rerata	34.870
sd1	12.341	sd2	7.972

Sumber: Hasil Perhitungan

$$n1 = 30$$

$$n2 = 30$$

$$Sd = \sqrt{\left(\frac{sd1^2}{n1} + \frac{sd2^2}{n2}\right)}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{12,341^2}{30} + \frac{7,972^2}{30}\right)}$$

$$= 2,682$$

$$Z = \frac{|Xrt 1 - Xrt 2|}{sd}$$

$$= \frac{|35,508 - 34,870|}{2,682}$$

$$= 0,238$$

Dari tabel diperoleh $Z_{cr} = 1,960$ untuk $\alpha = 5\%$ dan $Z_{cr} = 2,580$ untuk $\alpha = 1\%$

Tabel 4.34 Rekapitulasi Uji Z

(%)	Zm	Zcr	Keterangan	
5.	0,238	1.960	$Zm < Zcr'$	Hipotesa H_0 Diterima
1.	0,238	2.580	$Zm < Zcr'$	Hipotesa H_0 Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari hasil tabel perhitungan diatas didapat nilai Z_{Hitung} hitung sebesar 0,238, nilai Z_{Tabel} 1,960, Karena Nilai $Z_{Hitung} < Z_{Tabel}$ maka Uji Z diterima.

Karena lokasi studi ini menggunakan 1 Stasiun hujan (Sta. Dapit) maka hujan rerata daerah maksimum adalah hujan yang tercatat di Sta. Tarempa

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

no	Tahun	Tinggi Curah Hujan
1	2002	40.4
2	2003	49
3	2004	38
4	2005	60
5	2006	30
6	2007	42
7	2008	44
8	2009	41
9	2010	48
10	2011	35

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.5 Analisis Curah Hujan Rancangan

Untuk perhitungan curah hujan rancangan dipakai metode Log Pearson Type III, dengan alasan bahwa metode ini dapat dipakai untuk semua macam sebaran satu atau tidak ada ketentuan mengenai besarnya harga parameter statistik, yaitu Cs dan Ck. Dengan menggunakan Persamaan (2-9) hingga (2-12) didapatkan hasil di bawah ini:

$$\begin{aligned} \text{Data} &= 16,236 \\ \text{Koef. Skewness (Cs)} &= 0,107 \\ \text{Log } X &= \text{Log } X_{rt} + k \cdot S \\ \text{Log } X_{rt} &= 1,6236 \\ \text{Sd} &= 0,083 \end{aligned}$$

Sehingga hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun didapatkan:

$$\begin{aligned} \text{Tr} &= 2 \\ \text{Pr} &= (100/\text{Tr}) = 99,01 \\ k &= -0,018 \text{ (dari interpolasi nilai Pr dan Cs dan dari tabel Log Person Type III diperoleh nilai k)} \\ \text{Log } X &= \text{Log } X_{rt} + k \cdot S \\ &= 1,9243 + (-0,018 \cdot 0,083) = 1,622 \\ X_2 &= 41,893 \end{aligned}$$

Curah hujan rancangan dengan kala ulang 2 tahun adalah antilog dari Log x, sehingga didapatkan nilai sebesar 41,893 mm. Perhitungan curah hujan rancangan selengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4. 36 Perhitungan Parameter Log Pearson III

No	Data (X) (1)	Log X (2)	(Log X - Log X rerata) ² (3)	(Log X - Log X rerata) ³ (4)
1	60	1.7782	0.0239	0.0037
2	49	1.6902	0.0044	0.0003
3	48	1.6812	0.0033	0.0002
4	44	1.6435	0.0004	0.0000
5	42	1.6232	0.0000	0.0000
6	41	1.6128	0.0001	0.0000
7	40.4	1.6064	0.0003	0.0000
8	38	1.5798	0.0019	-0.0001
9	35	1.5441	0.0063	-0.0005
10	30	1.4771	0.0215	-0.0031
S	=	16.2364	0.0407	0.0036
Log X rerata	=	1.6236		
Sd	=	0.0831		

Cs	=	0.1070		
----	---	--------	--	--

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.37 Curah Hujan Rancangan Dengan Berbagai Kala Ulang

Tr (1)	P (%) (2)	G (3)	Log X (4)	X rancangan (5)
2	50	-0.018	1.622	41.893
5	20	0.836	1.693	49.327
10	10	1.293	1.731	53.835
25	4	1.787	1.772	59.179
50	2	2.111	1.799	62.956
100	1	2.405	1.824	66.604
200	0.5	2.676	1.846	70.155

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

1. Kala ulang (tahun)
2. Probabilitas (%)
3. Faktor frekuensi K dari tabel nilai distribusi Log Person Tipe III
4. Log X rerata + (3) . Sd
5. Antilog (4)

4.1.6 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui:

Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau diperoleh secara teoritis.

4.1.7 Uji Chi Square

Contoh perhitungan uji Chi Square:

Mencari batas kelas:

Jumlah data (n)	=	10
Probabilitas (Pr)	=	$(100/Tr) = (100/4) = 25$
Cs	=	0,11
k	=	0,69
Sd	=	0,083
Log X	=	$\text{Log } X_{rt} + k \cdot Sd$
Log X	=	$1,92 + 0,69 \times 0,083$
Log X	=	1,68
X	=	48 mm

Untuk mencari batas kelas pada nilai Pr selanjutnya dilakukan tahapan yang sama, misal perhitungan kelas I:

$$\text{Nilai batas kelas} = 0 - 95,63$$

$$\text{Jumlah kelas} = 1 + 3,322 \text{ Log } n = 4,222 - 4$$

$$\text{Derajat bebas (n)} = 1$$

$$\text{Significant (, \%)} = 0,5\%$$

Dengan $\alpha = 5\%$ dan derajat bebas (n) = 1, maka didapat nilai χ^2 kritis = 3,940

$$\text{Frekuensi yang diharapkan (EF)} = (\text{jumlah data} / \text{jumlah kelas})$$

$$= 10 / 4 = 2,5$$

$$\text{Frekuensi yang terjadi (OF)} = 1$$

$$((\text{OF}) - (\text{EF}))^2 / (\text{EF}) = 0,1$$

$$\text{Akhirnya didapatkan : } \chi^2 \text{ Hitung} = \sum (\text{EF} - \text{OF})^2 / \text{EF} = 0,400$$

χ^2 hitung $< \chi^2$ kritis maka persamaan distribusi dapat diterima. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.35.

Tabel 4.38 Penentuan Batas Kelas Uji Chi Square

Interval Kelas	Of	Ef	(Ef-Of) ² /Ef
< 36.71	2	2.50	0.10
36.71 - 41.89	3	2.50	0.10
41.89 - 48.00	3	2.50	0.10
48.00 - ~	2	2.50	0.10
Jumlah	10	10	0.40

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.8 Uji Smirnov Kolmogorof

Contoh perhitungan uji distribusi frekuensi:

Menghitung *probabilitas* teoritis (P_e) masing-masing nilai X dengan metode *Weibul*, dengan rumus:

$$P_e(x) = \frac{m}{n+1}, \text{ untuk data } X = 60 \text{ mm/hari}$$

$$P_e(x) = \frac{1}{10+1} = 9,091 \%$$

Cari besarnya K untuk masing-masing nilai X .

$$K = \frac{\text{Log } X - \text{Log } \bar{X}}{S_d}, \text{ untuk data } X = 60 \text{ mm / hari maka,}$$

$$= \frac{\text{Log } 60 - 1,77}{0,082} = -1,895$$

Cari nilai *probabilitas* P_r untuk nilai $C_s = 0,107$ dan nilai $K = -1,895$ pada tabel nilai K untuk distribusi *Log Pearson III*. Untuk data 1 didapatkan $P_r = 3,443$

Hitung besarnya kala ulang teoritis masing-masing nilai X .

$$P_t(x) = 1 - \frac{P_r}{100}, \text{ untuk data } X = 60\text{mm/hari}$$

$$P_t(x) = 1 - \frac{3,443}{100} = 0,966 = 9,6 \%$$

Hitung besarnya selisih antara peluang empiris dan teoritis (P)

$$P = |P_e(X) - P_t(X)|, \text{ untuk data } X = 60\text{mm/hari}$$

$$P = 3,44 - 9,6 = 5,3\% = 0,056$$

Cari nilai P yang paling maksimal (P_{max}), dari rangkaian data yang diuji didapatkan nilai $P_{max} = 0,068 = 0,68 \%$.

Tabel 4. 39 Perhitungan Uji Distribusi Smirnov Kolmogorof

No	R Maks X (mm)	P (%)	Log X	K	Pr (%)	Px	D [P-Px]
1	60	0.091	1.7782	1.859	3.443	0.966	0.056
2	49	0.182	1.6902	0.801	21.220	0.788	0.030
3	48	0.273	1.6812	0.693	25.007	0.750	0.023
4	44	0.364	1.6435	0.238	40.986	0.590	0.046
5	42	0.455	1.6232	-0.005	49.530	0.505	0.041
6	41	0.545	1.6128	-0.131	54.077	0.459	0.005
7	40.4	0.636	1.6064	-0.208	56.868	0.431	0.068
8	38	0.727	1.5798	-0.528	68.463	0.315	0.043
9	35	0.818	1.5441	-0.958	82.632	0.174	0.008
10	30	0.909	1.4771	-1.763	95.943	0.041	0.050
Mean Log X (Log Xr)			1.624				
Std. Dev Log X			0.083				
Cs Log X			0.107				
Delta P maks (%)			0.068				
Der. Signifikan a (%)			5				
Banyak data			10				
Delta kritis (%)			0.43				

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada Tabel 4.39 diperoleh nilai $P_{max} = 0,68 \%$. Untuk 5% dan $n = 10$, pada tabel nilai kritis untuk uji Smirnov Kolmogorov diperoleh $P_{cr} = 0,430 = 43\%$. Karena $P_{max} < P_{cr}$, maka distribusinya diterima.

4.1.9 Curah Hujan Efektif

Dengan menggunakan Persamaan (2-17) maka contoh perhitungan curah hujan efektif kala ulang 2 tahun adalah sebagai berikut:

Hujan Rancangan	= 41,89 mm
Koefisien pengaliran	= 0,65
Curah hujan netto	= 41,89x 0,65 = 27,23 mm

Untuk perhitungan lengkap curah hujan efektif tiap-tiap kala ulang disajikan pada tabel berikut:

Tabel 4. 40 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Kala Ulang	Hujan Jam-Jaman (mm)						
	2	5	10	25	50	100	200
Probabilitas Hujan Harian	41.89	49.33	53.83	59.18	62.96	66.60	70.16
Koefisien Pengaliran	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Hujan Efektif	25.14	29.60	32.30	35.51	37.77	39.96	42.09

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.10 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Dengan menggunakan Persamaan (2.16) maka dapat dihitung curah hujan jam-jam dari 1 hingga 6 jam per hari. Berikut ini contoh perhitungan untuk curah hujan jam-jaman:

$$I_t = \frac{66,91}{24} \left[\frac{24}{(60/60)} \right]^{2/3}$$

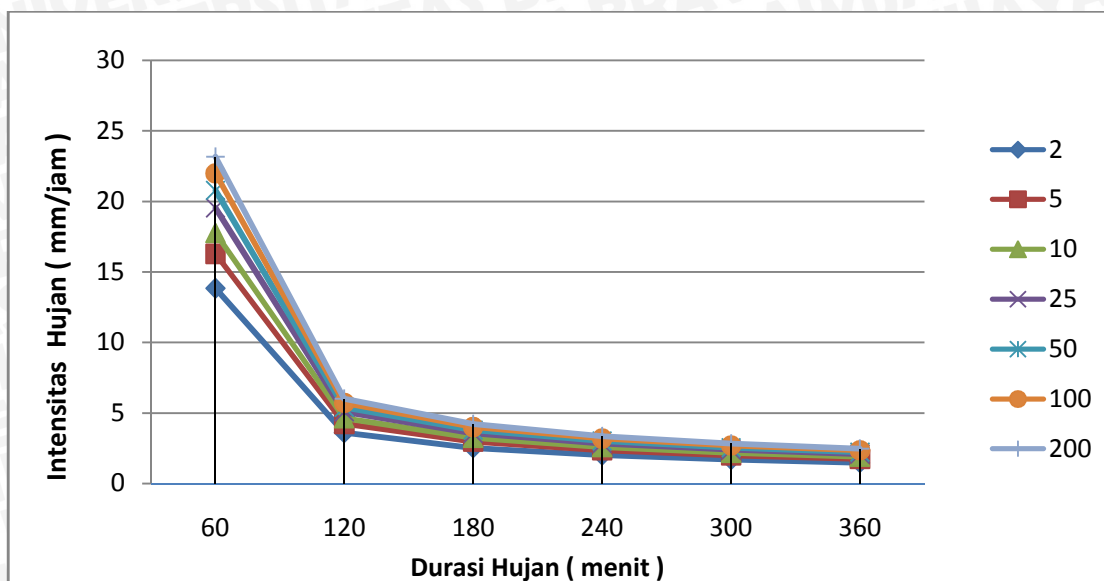
$$I_t = 23,20 \text{ mm/jam}$$

Perhitungan selanjutnya dapat disajikan pada Tabel 4.37

Tabel 4. 41 Hujan Jam-jaman Kurva IDF dengan Metode Mononobe

Durasi (menit)	Rt	Periode Kala Ulang (Tahun) (mm)						
		2	5	10	25	50	100	200
		25.14	29.60	32.30	35.51	37.77	39.96	42.09
60	0.550	13.83	16.29	17.78	19.54	20.79	21.99	23.16
120	0.143	3.60	4.23	4.62	5.08	5.40	5.72	6.02
180	0.100	2.52	2.97	3.24	3.56	3.79	4.01	4.22
240	0.080	2.01	2.36	2.58	2.84	3.02	3.19	3.36
300	0.067	1.70	2.00	2.18	2.40	2.55	2.70	2.84
360	0.059	1.48	1.75	1.90	2.09	2.23	2.36	2.48

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.1 Kurva IDF dengan Metode Mononobe
Sumber : Hasil Perhitungan.

4.1.11 Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan yang akan dijadikan masukan pada software HEC-RAS digunakan metode HSS Nakayasu

Berikut ini merupakan tahapan perhitungan hidrograf satuan sintetik metode Nakayasu untuk Sungai Dapit:

$$\begin{aligned} \text{Luas DAS (A)} &= 42,3 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang sungai utama} &= 11,2 \text{ km} \\ \text{Hujan netto (efektif), } R_o &= 1,0 \text{ mm/jam} \\ \text{Parameter hidrograf ()} &= 2,0 \end{aligned}$$

$T_{\text{time lag, } t_g}$ (Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km), dari Persamaan (2-28) didapatkan :

$$\begin{aligned} t_g &= 0,21 \times 11,2^{0,7} \\ &= 1,139 \text{ jam} \\ t_r &= (0,5-1) t_g, \text{ digunakan } 0,75 \\ &= 0,75 \times 1,139 \\ &= 0,854 \text{ jam} \\ T_p &= t_g + 0,8 t_r \\ &= 1,139 + 0,8 \cdot 0,854 \\ &= 1,823 \text{ jam} \\ T_{0.3} &= \alpha \cdot t_g \\ &= 2 \cdot 1,139 = 2,278 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$0,5 \times T_{0,3} = 1,139 \text{ jam}$$

$$1,5 \times T_{0,3} = 3,418 \text{ jam}$$

$$2 \times T_{0,3} = 4,557 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0,3} &= 1,823 + 2,278 \\ &= 4,101 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 1,823 + 2,278 + 3,418 = 7,519 \text{ jam}$$

Dari persamaan (2-20) di dapatkan :

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A R_o}{3,6 (0,3 T_p + T_{0,3})} \\ &= \frac{42,3 \times 1}{3,6 (0,3 \cdot 1,823 + 2,278)} \end{aligned}$$

$$Q_p = 4,16 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Pada waktu kurva naik ($0 < t < T_p$), untuk $t = 1$ jam didapatkan:

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \\ &= 4,16 \cdot \left(\frac{1}{1,823} \right)^{2,4} = 0,984 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

Pada waktu kurva turun (*decreasing limb*)

a. Selang nilai $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$, untuk $t = 9$ jam didapatkan:

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p)}{T_{0,3}} \\ &= 4,16 \cdot 0,3 \frac{(9 - 1,823)}{2,278} \\ &= 0,937 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

b. Selang nilai $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 19$ jam didapatkan:

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p + 0,5 T_{0,3})}{1,5 T_{0,3}} \\ &= 4,16 \cdot 0,3 \frac{(19 - 1,823 + 1,139)}{3,418} \\ &= 0,00583 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

c. Selang nilai $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 35$ jam didapatkan:

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(35-T_p+0,5T_{0,3})}{2,0 T_{0,3}}}$$

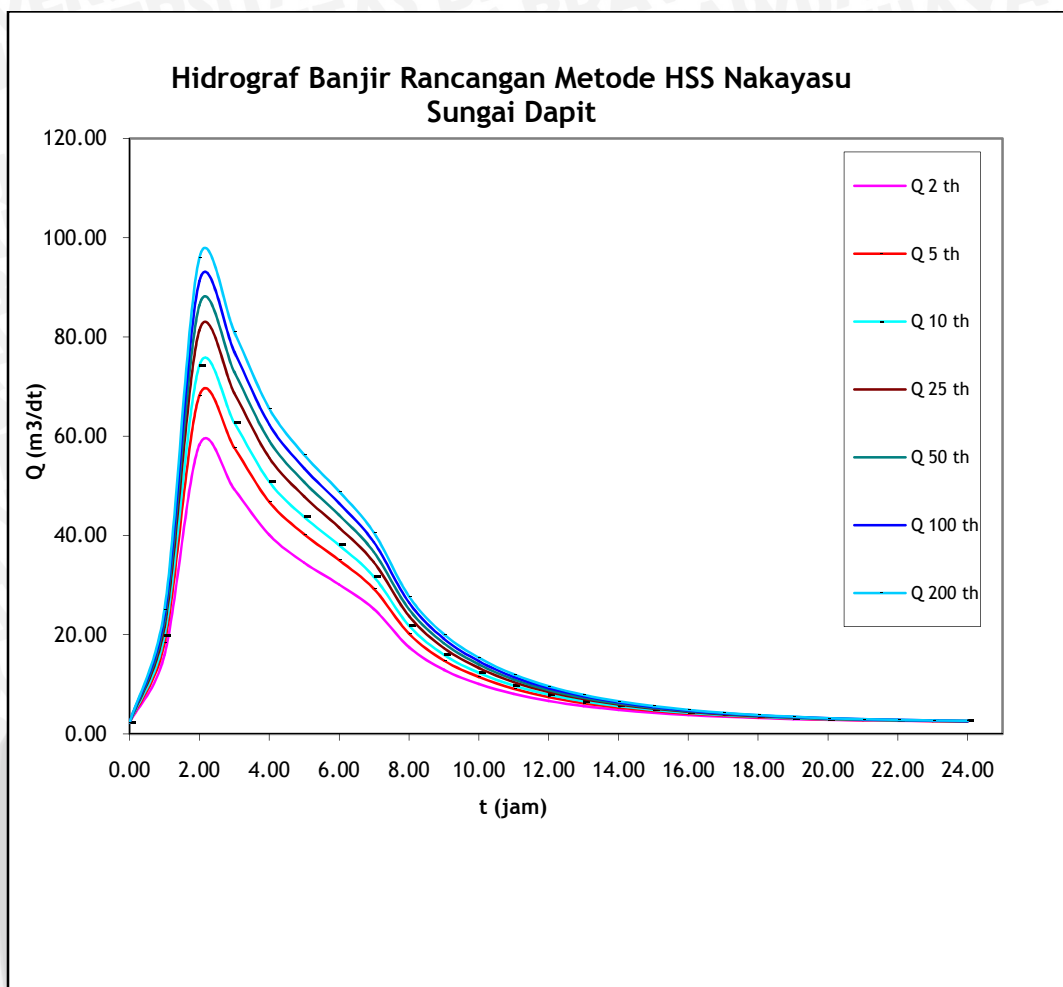
$$= 4,16 \cdot 0,3^{\frac{(35-1,823+1,139)}{4,557}} = 0,00048 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Setelah didapat koordinat hidrograf perlu dilakukan koreksi yaitu kedalaman hujan yang diperoleh dari pembagian antara volume limpasan dan luas DAS nilainya harus sama dengan 1(satu). Dari perhitungan sebelumnya didapat:

Tabel 4.42 Debit Banjir Rancangan Q_{25} Sungai Dapit

t (jam)	UH (m ² /dt/mm)	Ordinat HSS (Qt) (m ³ /det/mm)	Hujan Jam-Jaman						Baseflow (m ³ /det)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /det)	Volume Hujan (m ³)
			R1 19.54 (mm)	R2 5.08 (mm)	R3 3.56 (mm)	R4 2.84 (mm)	R5 2.40 (mm)	R6 2.09 (mm)			
0.00	0.0000	-	-	-	-	-	-	-	2.336.00	2.336.00	0.0
1.00	0.9840	0.984	19.228.73	-	-	-	-	-	2.336.00	21.564.73	3542.6
2.00	3.7871	3.787	74.001.85	4.997.95	-	-	-	-	2.336.00	81.335.80	13633.5
3.00	2.2328	2.233	43.630.16	19.234.64	3.505.95	-	-	-	2.336.00	68.706.74	8038.1
4.00	1.3164	1.316	25.723.55	11.340.40	13.492.65	2.791.08	-	-	2.336.00	55.683.68	4739.1
5.00	0.9092	0.909	17.765.37	6.686.09	7.955.02	10.741.48	2.356.96	-	2.336.00	47.840.92	3273.0
6.00	0.6392	0.639	12.491.19	4.617.59	4.690.14	6.332.98	9.070.77	2.060.26	2.336.00	41.598.92	2301.3
7.00	0.4495	0.449	8.782.80	3.246.72	3.239.13	3.733.81	5.347.96	7.928.90	2.336.00	34.615.33	1618.1
8.00	0.3297	0.330	6.442.00	2.282.84	2.277.50	2.578.67	3.153.06	4.674.74	2.336.00	23.744.80	1186.8
9.00	0.2531	0.253	4.946.44	1.674.41	1.601.36	1.813.11	2.177.59	2.756.14	2.336.00	17.305.05	911.3
10.00	0.1944	0.194	3.798.08	1.285.68	1.174.56	1.274.84	1.531.11	1.903.46	2.336.00	13.303.73	699.7
11.00	0.1492	0.149	2.916.33	.987.20	.901.88	.935.07	1.076.55	1.338.36	2.336.00	10.491.39	537.3
12.00	0.1146	0.115	2.239.28	.758.02	.692.50	.717.98	.789.63	.941.03	2.336.00	8.474.44	412.5
13.00	0.0880	0.088	1.719.42	.582.04	.531.73	.551.30	.606.31	.690.23	2.336.00	7.017.01	316.8
14.00	0.0676	0.068	1.320.24	.446.91	.408.28	.423.31	.465.55	.529.98	2.336.00	5.930.28	243.2
15.00	0.0519	0.052	1.013.74	.343.16	.313.50	.325.04	.357.47	.406.94	2.336.00	5.095.84	186.8
16.00	0.0398	0.040	.778.39	.263.49	.240.72	.249.58	.274.48	.312.47	2.336.00	4.455.12	143.4
17.00	0.0306	0.031	.597.68	.202.32	.184.83	.191.63	.210.76	.239.93	2.336.00	3.963.15	110.1
18.00	0.0235	0.023	.458.92	.155.35	.141.92	.147.15	.161.83	.184.23	2.336.00	3.585.40	84.5
19.00	0.0180	0.018	.352.38	.119.28	.108.97	.112.98	.124.26	.141.46	2.336.00	3.295.34	64.9
20.00	0.0138	0.014	.270.57	.091.59	.083.68	.086.75	.095.41	.108.62	2.336.00	3.072.62	49.8
21.00	0.0106	0.011	.207.76	.070.33	.064.25	.066.61	.073.26	.083.40	2.336.00	2.901.61	38.3
22.00	0.0082	0.008	.159.53	.054.00	.049.33	.051.15	.056.25	.064.04	2.336.00	2.770.30	29.4
23.00	0.0063	0.006	.122.49	.041.46	.037.88	.039.27	.043.19	.049.17	2.336.00	2.669.47	22.6
24.00	0.0048	0.005	.094.05	.031.84	.029.09	.030.16	.033.17	.037.76	2.336.00	2.592.05	17.3
									Volume Q_{25th} (m ³)	42200.40289	
									Luas DAS (m ²)	42300000	
									Kedalaman hujan (m)	0.000997645	
									Dalam (mm)	0.99	

Sumber: Hasil Perhitungan.



Gambar 4.2. Hidrograf Banjir Rancangan Sungai Dapit

Tabel 4.43 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

Kala ulang Banjir T (Tahun)	Debit Banjir Maks Q (m ³ /dt)
Q 2 th	58.26
Q 5 th	68.18
Q 10 th	74.20
Q 25 th	81.34
Q 50 th	86.38
Q 100 th	91.25
Q 200 th	95.99

Sumber: Hasil Perhitungan.

4.1.12 Analisa Perhitungan Debit Banjir Kumulatif

Debit banjir rancangan di outlet Sugani Dapit diperoleh dengan cara melakukan penjumlahan dengan metode superposisi, di tiap outlet dihitung sendiri-sendiri debit banjir rancangannya dengan HSS Nakayasu.

Tabel 4.44 Perhitungan Debit Banjir Kumulatif Metode Superposisi Outlet 1 di Sungai Dapit Q_{25th}

No	Waktu (jam)	Qt (m ³ /dt)	Debit Banjir Rancangan						
			Q _{2 th} (m ³ /dt)	Q _{5 th} (m ³ /dt)	Q _{10 th} (m ³ /dt)	Q _{25 th} (m ³ /dt)	Q _{50 th} (m ³ /dt)	Q _{100 th} (m ³ /dt)	Q _{200 th} (m ³ /dt)
1.00	0.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
2.00	1.00	1.34	20.92	24.22	26.22	28.59	30.26	31.88	33.46
3.00	2.00	0.47	13.67	15.68	16.90	18.35	19.37	20.36	21.32
4.00	3.00	0.23	10.57	12.04	12.92	13.97	14.71	15.43	16.13
5.00	4.00	0.12	8.67	9.79	10.47	11.28	11.85	12.40	12.94
6.00	5.00	0.07	7.52	8.44	9.00	9.66	10.13	10.58	11.02
7.00	6.00	0.04	6.70	7.47	7.94	8.50	8.89	9.27	9.64
8.00	7.00	0.02	4.32	4.67	4.88	5.14	5.31	5.49	5.65
9.00	8.00	0.01	3.41	3.59	3.71	3.85	3.94	4.04	4.13
10.00	9.00	0.01	2.94	3.05	3.12	3.19	3.25	3.30	3.35
11.00	10.00	0.01	2.70	2.76	2.80	2.84	2.88	2.91	2.94
12.00	11.00	0.00	2.55	2.59	2.61	2.64	2.66	2.67	2.69
13.00	12.00	0.00	2.46	2.48	2.50	2.51	2.52	2.54	2.55
14.00	13.00	0.00	2.41	2.42	2.43	2.44	2.45	2.45	2.46
15.00	14.00	0.00	2.38	2.39	2.39	2.40	2.40	2.41	2.41
16.00	15.00	0.00	2.36	2.37	2.37	2.37	2.38	2.38	2.38
17.00	16.00	0.00	2.35	2.35	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36
18.00	17.00	0.00	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
19.00	18.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.35
20.00	19.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
21.00	20.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
22.00	21.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
23.00	22.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
24.00	23.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
25.00	24.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.45 Perhitungan Debit Banjir Komulatif Metode Superposisi Outlet 2 di Sungai Dapit Q_{25th}

No	Waktu (jam)	Qt (m ³ /dt)	Debit Banjir Rancangan						
			Q 2 th	Q 5 th	Q 10 th	Q 25 th	Q 50 th	Q 100 th	Q 200 th
			(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
1.00	0.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
2.00	1.00	1.01	16.33	18.81	20.31	22.10	23.36	24.58	25.77
3.00	2.00	0.31	10.24	11.64	12.49	13.50	14.22	14.90	15.57
4.00	3.00	0.13	7.74	8.70	9.28	9.97	10.46	10.93	11.39
5.00	4.00	0.06	6.47	7.20	7.65	8.17	8.54	8.90	9.25
6.00	5.00	0.03	5.65	6.23	6.59	7.01	7.31	7.60	7.88
7.00	6.00	0.02	5.10	5.59	5.89	6.24	6.49	6.73	6.96
8.00	7.00	0.01	3.38	3.56	3.67	3.80	3.90	3.99	4.08
9.00	8.00	0.00	2.81	2.90	2.95	3.01	3.05	3.09	3.13
10.00	9.00	0.00	2.57	2.62	2.64	2.67	2.69	2.71	2.73
11.00	10.00	0.00	2.45	2.48	2.49	2.50	2.51	2.52	2.53
12.00	11.00	0.00	2.39	2.41	2.41	2.42	2.42	2.43	2.43
13.00	12.00	0.00	2.37	2.37	2.37	2.38	2.38	2.38	2.39
14.00	13.00	0.00	2.35	2.35	2.35	2.36	2.36	2.36	2.36
15.00	14.00	0.00	2.34	2.34	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
16.00	15.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
17.00	16.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
18.00	17.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
19.00	18.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
20.00	19.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
21.00	20.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
22.00	21.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
23.00	22.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
24.00	23.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
25.00	24.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.46. Perhitungan Debit Banjir Kumulatif Metode Superposisi Outlet 3 di Sungai Dapit Q_{25th}

No	Waktu (jam)	Qt (m ³ /dt)	Debit Banjir Rancangan						
			Q 2 th (m ³ /dt)	Q 5 th (m ³ /dt)	Q 10 th (m ³ /dt)	Q 25 th (m ³ /dt)	Q 50 th (m ³ /dt)	Q 100 th (m ³ /dt)	Q 200 th (m ³ /dt)
1.00	0.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
2.00	1.00	0.99	16.06	18.50	19.97	21.72	22.96	24.16	25.32
3.00	2.00	0.29	9.93	11.28	12.10	13.07	13.75	14.41	15.06
4.00	3.00	0.12	7.50	8.42	8.97	9.63	10.10	10.55	10.99
5.00	4.00	0.05	6.24	6.94	7.36	7.85	8.21	8.55	8.88
6.00	5.00	0.03	5.45	6.01	6.34	6.74	7.02	7.29	7.55
7.00	6.00	0.01	4.93	5.40	5.67	6.01	6.24	6.47	6.69
8.00	7.00	0.01	3.26	3.43	3.53	3.65	3.73	3.81	3.89
9.00	8.00	0.00	2.74	2.81	2.86	2.91	2.95	2.98	3.02
10.00	9.00	0.00	2.53	2.56	2.58	2.61	2.62	2.64	2.66
11.00	10.00	0.00	2.43	2.44	2.45	2.46	2.47	2.48	2.49
12.00	11.00	0.00	2.38	2.39	2.39	2.40	2.40	2.40	2.41
13.00	12.00	0.00	2.36	2.36	2.36	2.36	2.37	2.37	2.37
14.00	13.00	0.00	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
15.00	14.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
16.00	15.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
17.00	16.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
18.00	17.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
19.00	18.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
20.00	19.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
21.00	20.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
22.00	21.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
23.00	22.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
24.00	23.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
25.00	24.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.47. Perhitungan Debit Banjir Kumulatif Metode Superposisi Outlet 4 di Sungai Dapit Q_{25th}

No	Waktu (jam)	Qt (m ³ /dt)	Debit Banjir Rancangan						
			Q 2 th (m ³ /dt)	Q 5 th (m ³ /dt)	Q 10 th (m ³ /dt)	Q 25 th (m ³ /dt)	Q 50 th (m ³ /dt)	Q 100 th (m ³ /dt)	Q 200 th (m ³ /dt)
1.00	0.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
2.00	1.00	0.33	6.90	7.71	8.20	8.78	9.19	9.59	9.97
3.00	2.00	0.10	4.88	5.33	5.60	5.93	6.16	6.38	6.59
4.00	3.00	0.04	4.07	4.38	4.56	4.78	4.94	5.09	5.24
5.00	4.00	0.02	3.65	3.88	4.03	4.19	4.31	4.43	4.54
6.00	5.00	0.01	3.39	3.57	3.69	3.82	3.91	4.01	4.10
7.00	6.00	0.00	3.21	3.37	3.46	3.57	3.65	3.73	3.80
8.00	7.00	0.00	2.65	2.71	2.75	2.79	2.81	2.84	2.87
9.00	8.00	0.00	2.48	2.50	2.52	2.54	2.55	2.56	2.57
10.00	9.00	0.00	2.40	2.42	2.42	2.43	2.44	2.44	2.45
11.00	10.00	0.00	2.37	2.37	2.38	2.38	2.39	2.39	2.39
12.00	11.00	0.00	2.35	2.35	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36
13.00	12.00	0.00	2.34	2.34	2.35	2.35	2.35	2.35	2.35
14.00	13.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
15.00	14.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
16.00	15.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
17.00	16.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
18.00	17.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
19.00	18.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
20.00	19.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
21.00	20.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
22.00	21.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
23.00	22.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
24.00	23.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
25.00	24.00	0.00	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34

Sumber: Perhitungan

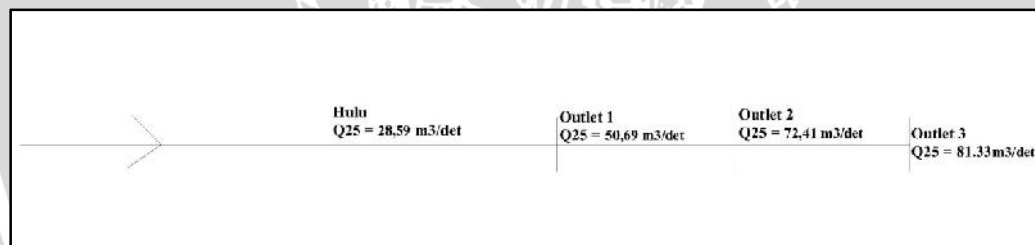
4.1.13. Hidrograf Debit Banjir Rancangan

Hidrograf debit banjir rancangan dihitung dengan menggunakan prinsip linieritas perkalian antara ordinat hidrograf satuan dengan hujan *netto*, kemudian dari hasil perkalian untuk tiap kejadian hujan dijumlahkan secara superposisi dan hasil akhirnya ditambah aliran dasar. Maka, untuk hasil perhitungan debit puncak banjir rancangan metode HSS Nakayasu pada das Dapit mulai dari outlet 1 hulu Sungai Dapit sampai outlet 5 di Hilir Sungai Dapit sebagai berikut

Tabel 4.47. Rekapitulasi Debit Puncak Banjir Rancangan HSS Nakayasu Das Dapit

No	Kala Ulang Tr	Debit puncak banjir (m ³ /det)			
		Outlet 1	Outlet 2	Outlet 3	Outlet 4
1	2	20.92	37.25	53.31	53.31
2	5	24.22	43.03	61.53	69.53
3	10	26.22	46.53	66.50	74.7
4	25	28.59	50.69	72.41	81.33

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.3. Skema Sungai Dapit
Sumber: Perhitungan

4.1.14 Rating curve

Lengkung aliran debit (*Discharge Rating Curve*) adalah kurva yang menunjukkan hubungan antara tinggi muka air dan debit pada lokasi penampang sungai atau Bendung tertentu.

Lengkung aliran disamping berguna untuk dipakai sebagai dasar penentuan besarnya debit sungai di lokasi dan tinggi muka air pada periode waktu tertentu, juga dapat digunakan untuk mengetahui adanya perubahan sifat fisik dan sifat hidraulis dari lokasi penampang sungai yang bersangkutan.

Berikut Rating Curve pada *cross section* 117 dengan data

$$n = 0,03$$

$$S = 0,0011$$

$$H = 2.1 \text{ m}$$

$$A = 14.01 \text{ m}^2$$

$$P = 10.66 \text{ m}$$

Perhitungan jari-jari Hidraulis:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{14.01}{10.66} = 1.31 \text{ m}$$

Perhitungan kecepatan aliran dengan rumus Manning:

$$V = \frac{1}{0,03} \cdot 1,31^{2/3} \cdot 0,0011^{1/2}$$

$$v = 1,32 \text{ m/detik}$$

Perhitungan debit:

$$Q = A \times V$$

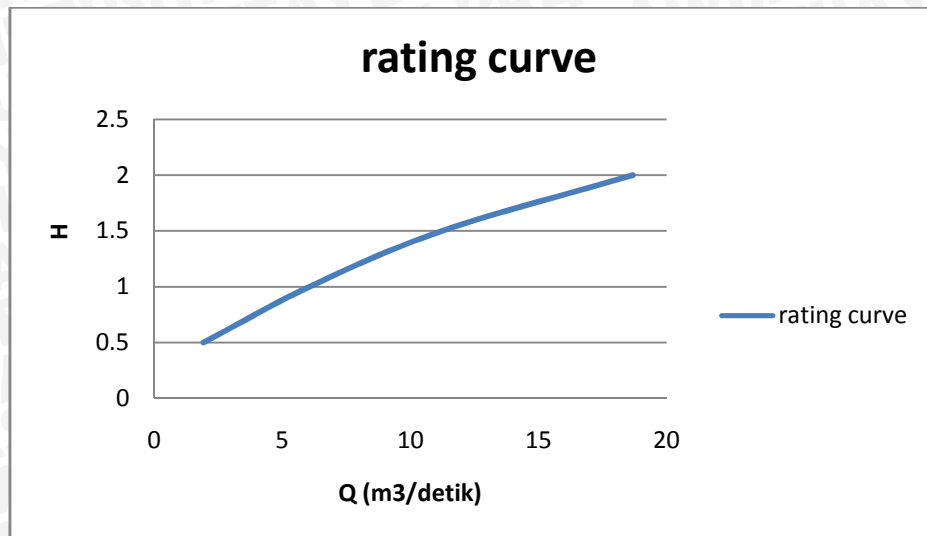
$$Q = 14,01 \times 1,32$$

$$Q = 18,69 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Tabel 4.49 Perhitungan *rating curve* pada *cross section* 117 di Hulu Sungai Dapit.

H	A	P	R	S	V	Q
0.5	3.1	7.4	0.418919	0.0011	0.618959	1.91877226
1	6.53	8.49	0.76914	0.0011	0.928066	6.06026939
1.5	9.87	9.45	1.044444	0.0011	1.13806	11.2326563
2	14.06	10.66	1.318949	0.0011	1.329619	18.6944411

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.4 Rating Curve Sungai Dapit *cross section 117*

Sumber: Perhitungan

4.2 Data Masukan Program HEC-RAS

Analisa profil aliran sepanjang sepanjang 7 km mulai patok 117 sungai dapit sampai dengan patok 1 pada studi ini menggunakan paket program HEC-RAS 4.1. Rangkaian kegiatan yang harus dilakukan pada program ini adalah sebagai berikut:

1. Membuat *new project*
2. Skematisasi sistem sungai
3. Penyiapan data masukan
4. Memasukkan data *geometric* penampang sungai
5. Memasukkan data *flow* dan *boundary conditions* (dimana di dalamnya terdapat data kondisi-kondisi batas hidrolika yang melingkupi suatu sistem sungai)
6. Menjalankan *running* terhadap *steadyanalysis*
7. Evaluasi hasil perhitungan

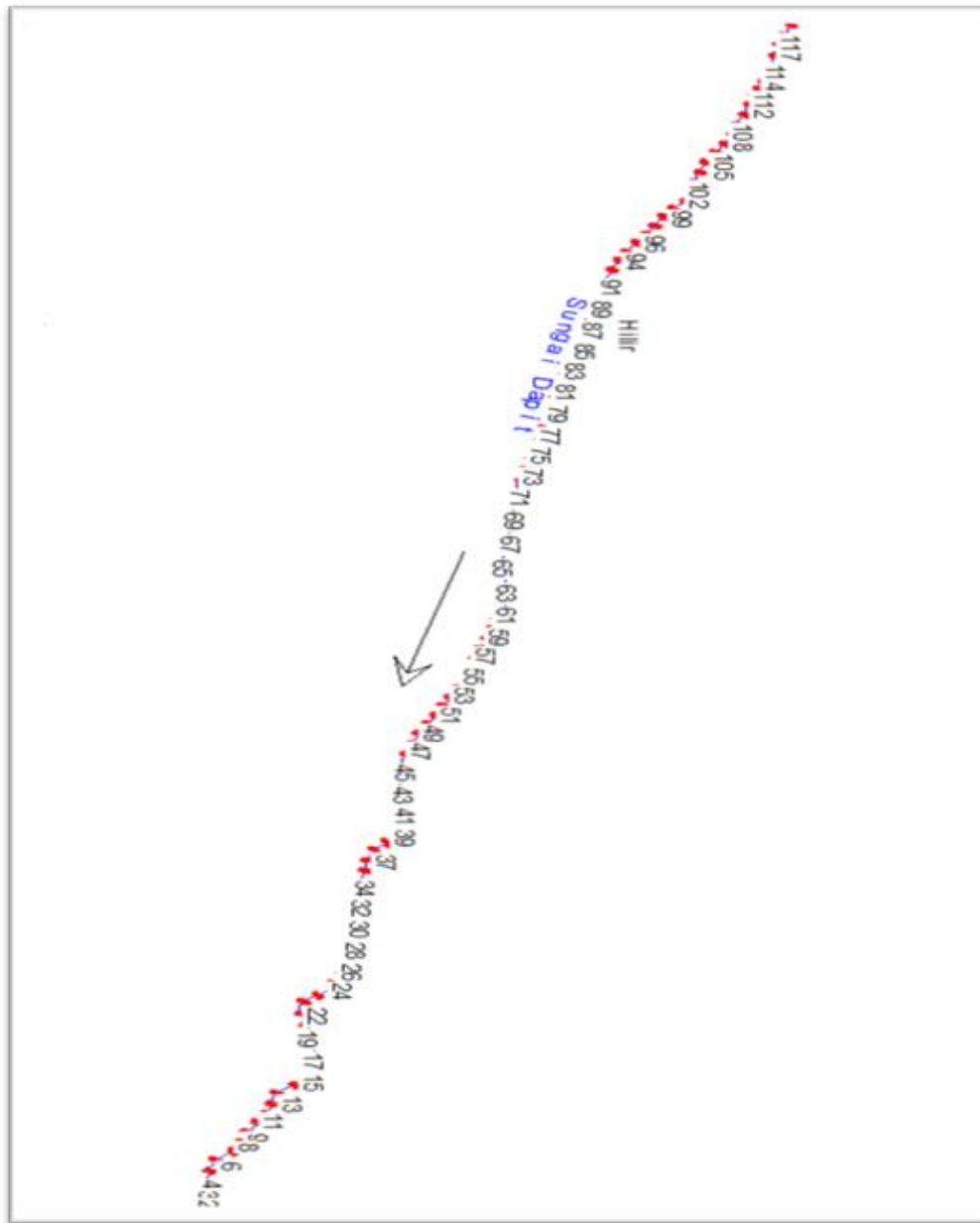
4.2.1. Data Geometri

Data utama yang dibutuhkan pada suatu sistem sungai antara lain data potongan melintang sungai, jarak antara potongan melintang (panjang jangkauan), koefisien kehilangan energi, dan data pada percabangan sungai.

a. Skema sistem sungai

Skema sungai menggambarkan berbagai variasi jangkauan sungai yang saling berhubungan. Pada program ini, skema sistem sungai merupakan data awal yang dibutuhkan sebelum data lain dimasukkan.

Setiap penampang sungai pada skema sistem sungai diberi nama stasiun sebagai identifikasi berupa nomor stasiun dimana penampang melintang sungai itu berada. Pada kajian ini, titik hulu analisa adalah patok 117 sedangkan titik hilir adalah patok 1.



Gambar 4.5. Skema sistem Sungai Dapit (tanpa skala)

Sumber: Analisa Program HEC-RAS

b. Geometri potongan melintang

Data penampang melintang digambarkan berupa titik-titik koordinat yang merupakan stasiun dan elevasi dari kiri ke kanan secara berurutan dan sistematis dari daerah hulu menuju hilir.

Sebagai data masukan pada program HEC-RAS, maka penyiapan data fisik sungai harus diperhatikan secara teliti karena akan mempengaruhi hasil keluaran perhitungan. Secara umum profil 117 patok Sungai Dapit sepanjang 7 km sangat beragam dan tidak beraturan.

c. Tinjauan Koefisien Kekasaran Manning

Koefisien Manning yang dipakai dalam studi ini di ambil berdasarkan kondisi ruas sungai yang ditinjau. Untuk ruas sungai utama berdasarkan kondisi sungai yang bersih, tidak ada batuan, penuh dengan air, tidak ada celah dan air dalam tidak beriak (tenang) diambil angka koefisien manning sebesar 0.030.

Sedangkan untuk sungai yang sudah dilakukan normalisasi dan tanggul diambil angka koefisien manning's sebesar 0.025.

d. Koefisien kontraksi dan ekspansi

Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat efek arus balik yang disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran. Angka koefisien kontraksi dan ekspansi yang digunakan pada studi ini bervariasi disesuaikan dengan kondisi penampang.

4.3. Hasil Running HEC-RAS

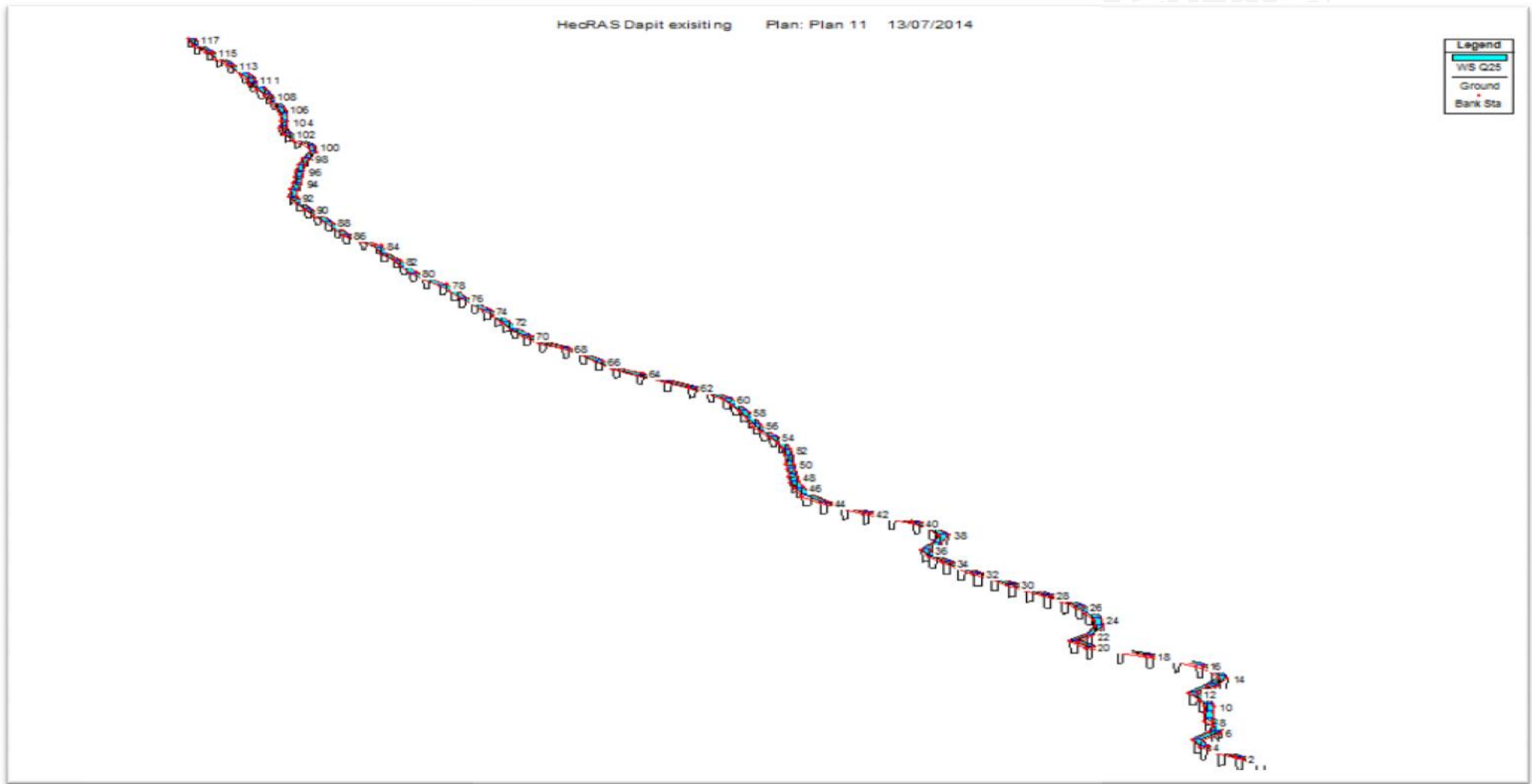
Dari hasil running program HEC-RAS dapat diketahui bahwa kapasitas sungai tidak mampu untuk menampung debit kala ulang tertentu. Hal tersebut ditunjukkan oleh gambar 4.3, dimana kapasitas sungai Dapit pada patok 27 mengalami limpasan. Sedangkan untuk kala ulang 2, 5, 10, 25 akan ditampilkan pada gambar 4.7 - 4.10. Hasil rekapitulasi perhitungan disajikan pada tabel 4.49.

Tabel 4.50. Penampang sungai yang meluber hasil running program HEC-RAS pada kondisi Eksisting

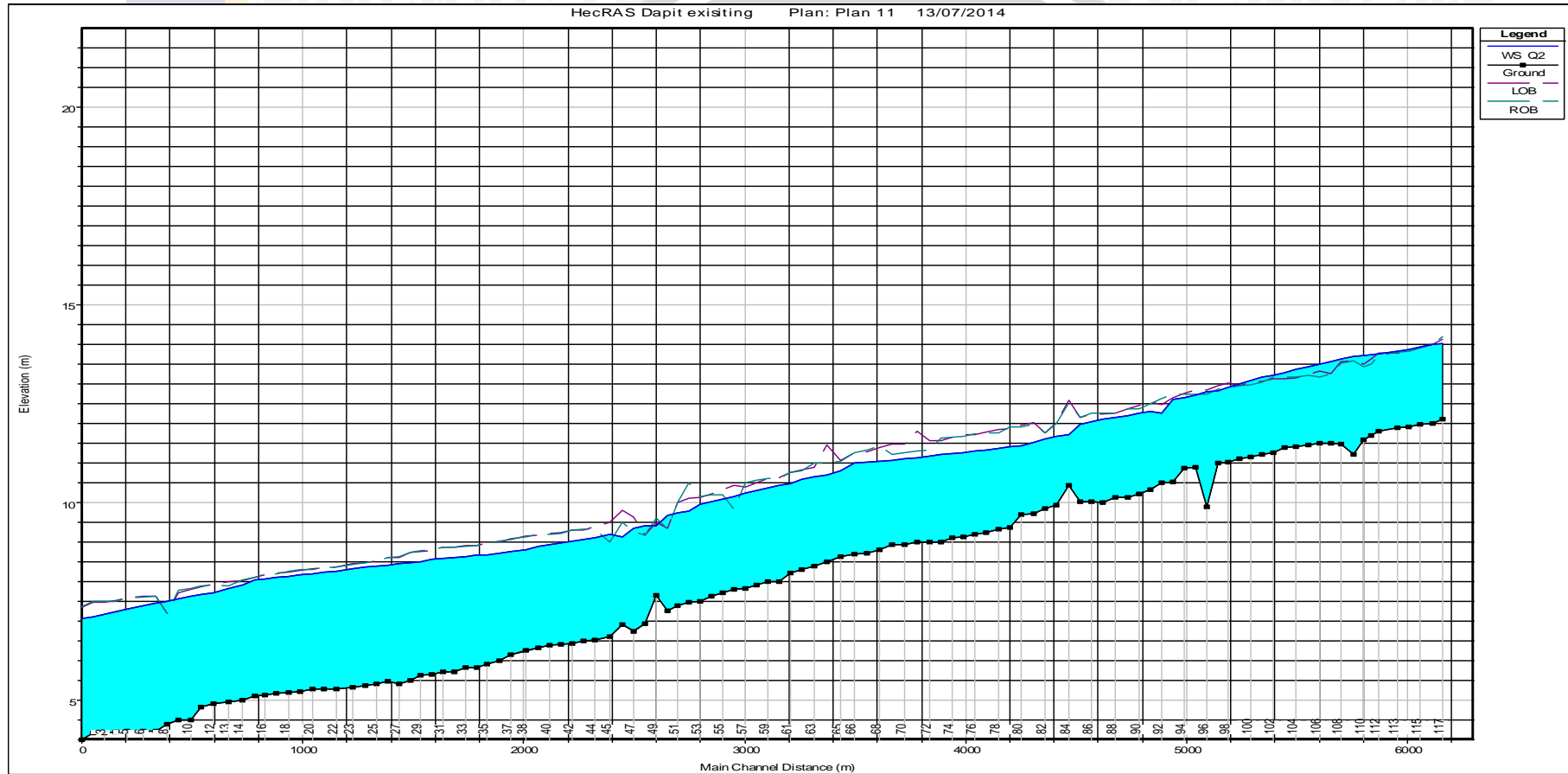
Debit	Patok-patok yang meluber
Q _{2th}	P ₁₁₅ , P ₁₁₄ , P ₁₁₃ , P ₁₁₂ , P ₁₁₁ , P ₁₁₀ , P ₁₀₉ , P ₁₀₈ , P ₁₀₇ , P ₁₀₆ , P ₁₀₅ , P ₁₀₄ , P ₁₀₃ , P ₁₀₂ , P ₁₀₁ , P ₁₀₀ , P ₉₉ , P ₅₆ , P ₅₀ , P ₄₈ , P ₄₇ , P ₄₅ , P ₈ .
Q _{5th}	P ₁₁₇ , P ₁₁₆ , P ₁₁₅ , P ₁₁₅ , P ₁₁₄ , P ₁₁₃ , P ₁₁₂ , P ₁₁₁ , P ₁₁₀ , P ₁₀₉ , P ₁₀₈ , P ₁₀₇ , P ₁₀₆ , P ₁₀₅ , P ₁₀₄ , P ₁₀₃ , P ₁₀₂ , P ₁₀₁ , P ₁₀₀ , P ₉₉ , P ₉₈ , P ₉₇ , P ₉₆ , P ₉₅ , P ₅₈ , P ₅₇ , P ₅₆ , P ₅₅ , P ₅₄ , P ₅₃ , P ₅₂ , P ₅₁ , P ₅₀ , P ₄₉ , P ₄₈ , P ₄₇ , P ₄₆ , P ₄₅ , P ₄₄ , P ₄₃ , P ₄₂ , P ₄₁ , P ₄₀ , P ₃₉ , P ₃₈ , P ₃₇ , P ₃₆ , P ₃₅ , P ₃₄ , P ₃₃ , P ₃₂ , P ₃₁ , P ₃₀ , P ₂₉ , P ₂₈ , P ₂₇ , P ₂₆ , P ₂₅ , P ₂₄ , P ₂₃ , P ₂₂ , P ₂₁ , P ₂₀ , P ₁₉ , P ₁₈ , P ₁₇ , P ₁₅ , P ₁₄ , P ₁₃ , P ₁₂ , P ₁₁ , P ₉ , P ₈ , P ₇ , P ₆ , P ₅ , P ₄ , P ₃ , P ₂ , P ₁ , P ₀ .
Q _{10th}	P ₁₁₇ , P ₁₁₆ , P ₁₁₅ , P ₁₁₅ , P ₁₁₄ , P ₁₁₃ , P ₁₁₂ , P ₁₁₁ , P ₁₁₀ , P ₁₀₉ , P ₁₀₈ , P ₁₀₇ , P ₁₀₆ , P ₁₀₅ , P ₁₀₄ , P ₁₀₃ , P ₁₀₂ , P ₁₀₁ , P ₁₀₀ , P ₉₉ , P ₉₈ , P ₉₇ , P ₉₆ , P ₉₅ , P ₉₄ , P ₉₃ , P ₉₂ , P ₉₁ , P ₉₀ , P ₈₉ , P ₈₈ , P ₈₇ , P ₁₃ , P ₈₆ , P ₈₅ , P ₈₄ , P ₈₃ , P ₈₂ , P ₇₂ , P ₇₁ , P ₇₀ , P ₆₉ , P ₆₈ , P ₆₇ , P ₆₆ , P ₆₅ , P ₆₄ , P ₆₃ , P ₆₂ , P ₆₁ , P ₅₉ , P ₅₈ , P ₅₇ , P ₅₆ , P ₅₅ , P ₅₄ , P ₅₃ , P ₅₂ , P ₅₁ , P ₅₀ , P ₄₉ , P ₄₈ , P ₄₇ , P ₄₆ , P ₄₅ , P ₄₄ , P ₄₃ , P ₄₂ , P ₄₁ , P ₄₀ , P ₃₉ , P ₃₈ , P ₃₇ , P ₃₆ , P ₃₅ , P ₃₄ , P ₃₃ , P ₃₂ , P ₃₁ , P ₃₀ , P ₂₉ , P ₂₈ , P ₂₇ , P ₂₆ , P ₂₅ , P ₂₄ , P ₂₃ , P ₂₂ , P ₂₁ , P ₂₀ , P ₁₉ , P ₁₈ , P ₁₇ , P ₁₅ , P ₁₄ , P ₁₃ , P ₁₂ , P ₁₁ , P ₉ , P ₈ , P ₇ , P ₆ , P ₅ , P ₄ , P ₃ , P ₂ , P ₁ , P ₀ .
Q _{25th}	P ₁₁₇ , P ₁₁₆ , P ₁₁₅ , P ₁₁₅ , P ₁₁₄ , P ₁₁₃ , P ₁₁₂ , P ₁₁₁ , P ₁₁₀ , P ₁₀₉ , P ₁₀₈ , P ₁₀₇ , P ₁₀₆ , P ₁₀₅ , P ₁₀₄ , P ₁₀₃ , P ₁₀₂ , P ₁₀₁ , P ₁₀₀ , P ₉₉ , P ₉₈ , P ₉₇ , P ₉₆ , P ₉₅ , P ₉₄ , P ₉₃ , P ₉₂ , P ₉₁ , P ₉₀ , P ₈₉ , P ₈₈ , P ₈₇ , P ₁₃ , P ₈₆ , P ₈₅ , P ₈₃ , P ₈₂ , P ₈₁ , P ₈₀ , P ₇₉ , P ₇₈ , P ₇₇ , P ₇₆ , P ₇₅ , P ₇₄ , P ₇₃ , P ₇₂ , P ₇₁ , P ₇₀ , P ₆₉ , P ₆₈ , P ₆₇ , P ₆₆ , P ₆₅ , P ₆₄ , P ₆₃ , P ₆₂ , P ₆₁ , P ₅₉ , P ₅₈ , P ₅₇ , P ₅₆ , P ₅₅ , P ₅₄ , P ₅₃ , P ₅₂ , P ₅₁ , P ₅₀ , P ₄₉ , P ₄₈ , P ₄₇ , P ₄₆ , P ₄₅ , P ₄₄ , P ₄₃ , P ₄₂ , P ₄₁ , P ₄₀ , P ₃₉ , P ₃₈ , P ₃₇ , P ₃₆ , P ₃₅ , P ₃₄ , P ₃₃ , P ₃₂ , P ₃₁ , P ₃₀ , P ₂₉ , P ₂₈ , P ₂₇ , P ₂₆ , P ₂₅ , P ₂₄ , P ₂₃ , P ₂₂ , P ₂₁ , P ₂₀ , P ₁₉ , P ₁₈ , P ₁₇ , P ₁₅ , P ₁₄ , P ₁₃ , P ₁₂ , P ₁₁ , P ₉ , P ₈ , P ₇ , P ₆ , P ₅ , P ₄ , P ₃ , P ₂ , P ₁ , P ₀ .

Sumber: Hasil Perhitungan

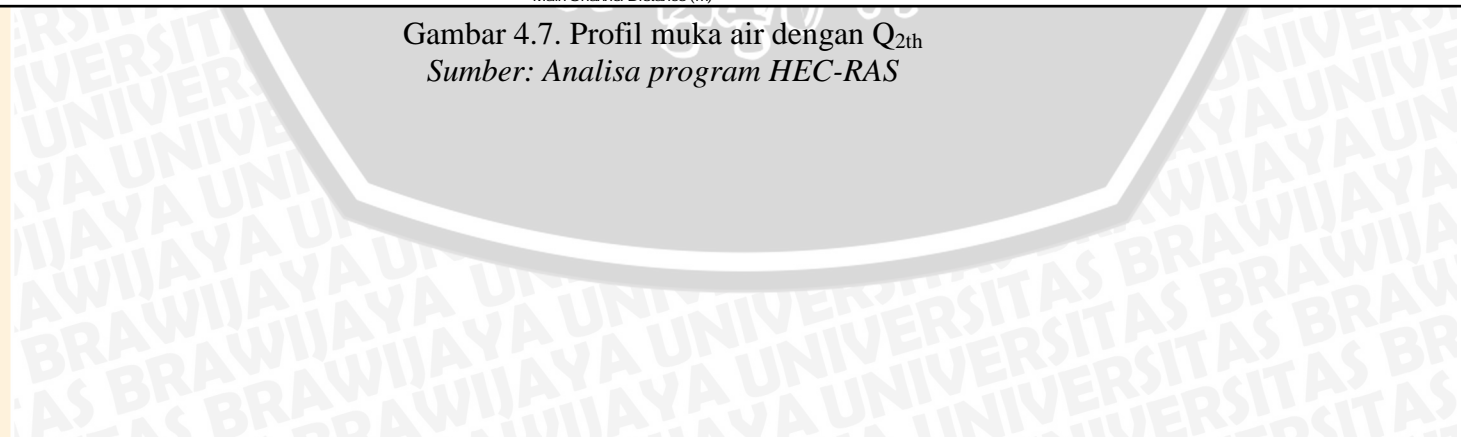


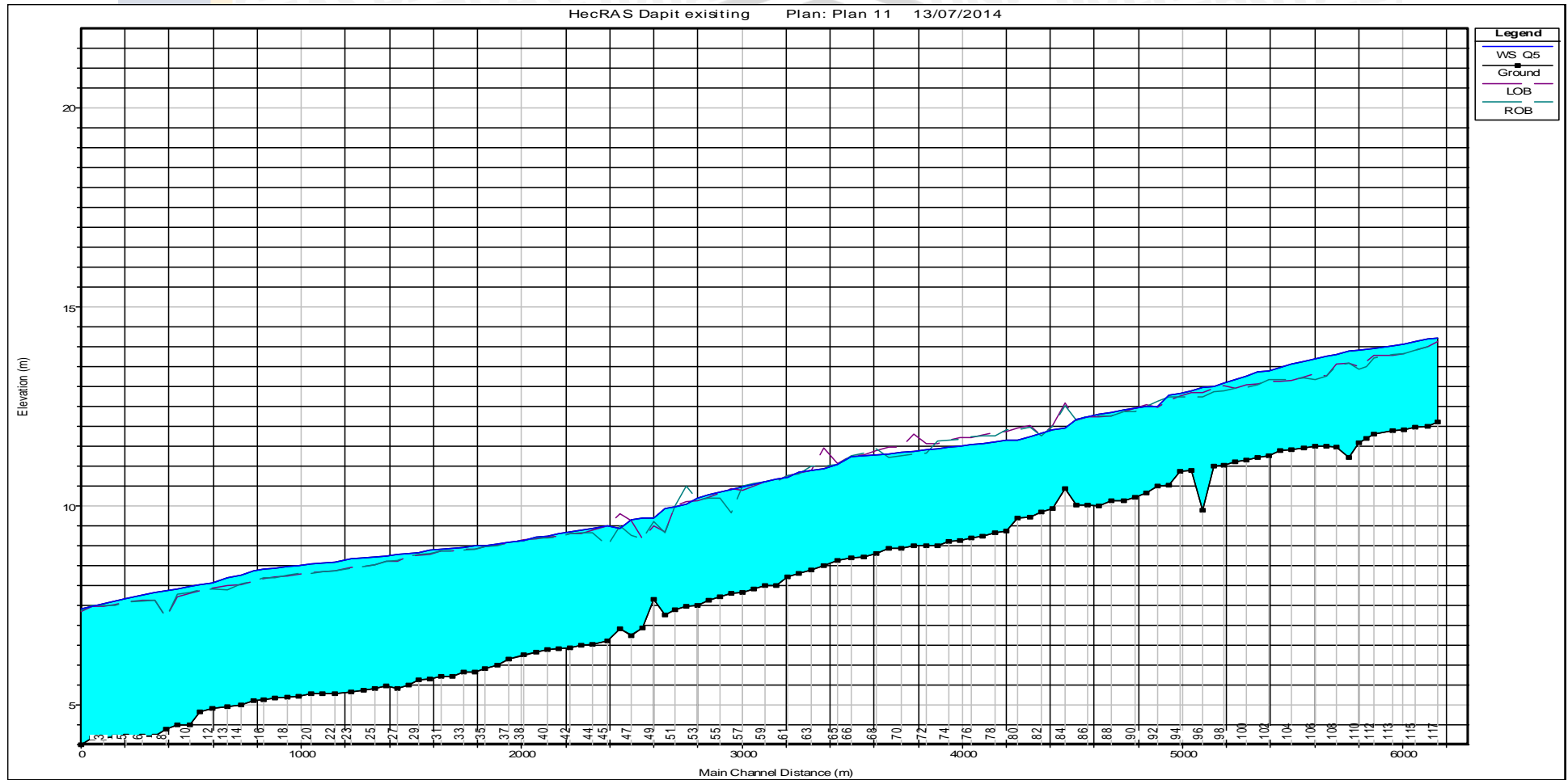


Gambar 4.6. Kondisi eksisting sungai Dapit(patok 117-1) pada Q₂₅th
 Sumber: Analisa program HEC-RAS

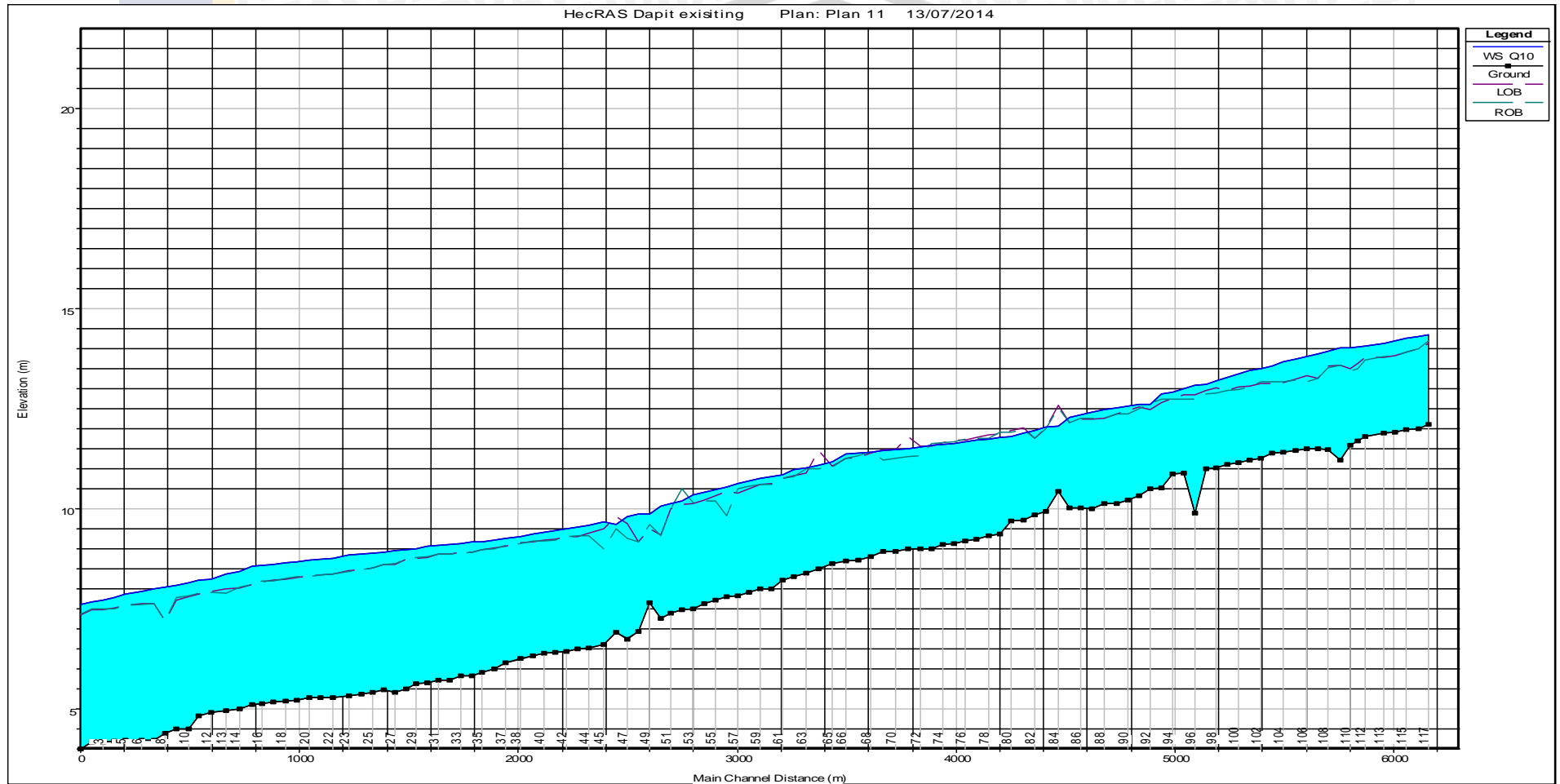


Gambar 4.7. Profil muka air dengan Q_{2th}
Sumber: Analisa program HEC-RAS

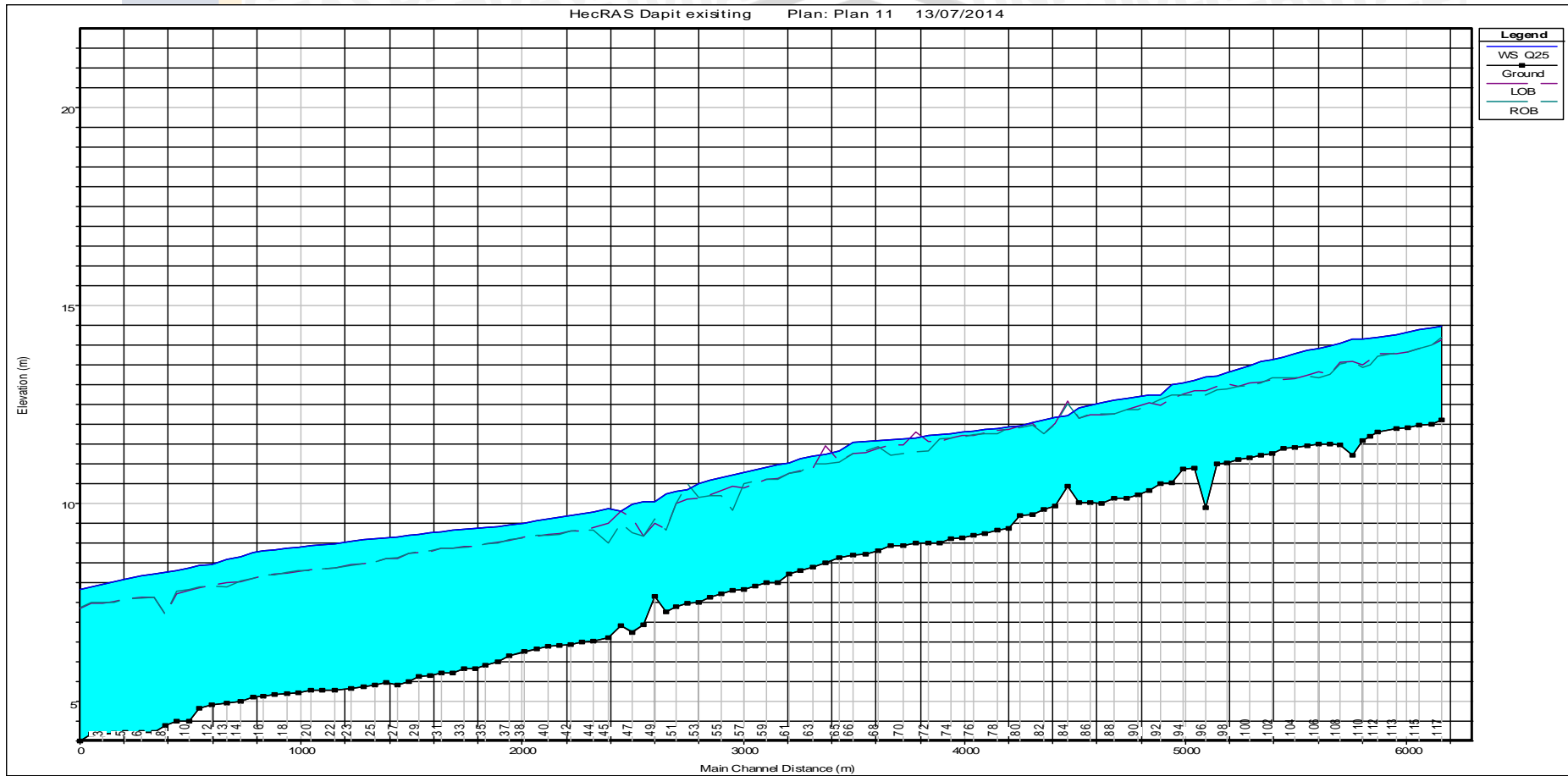




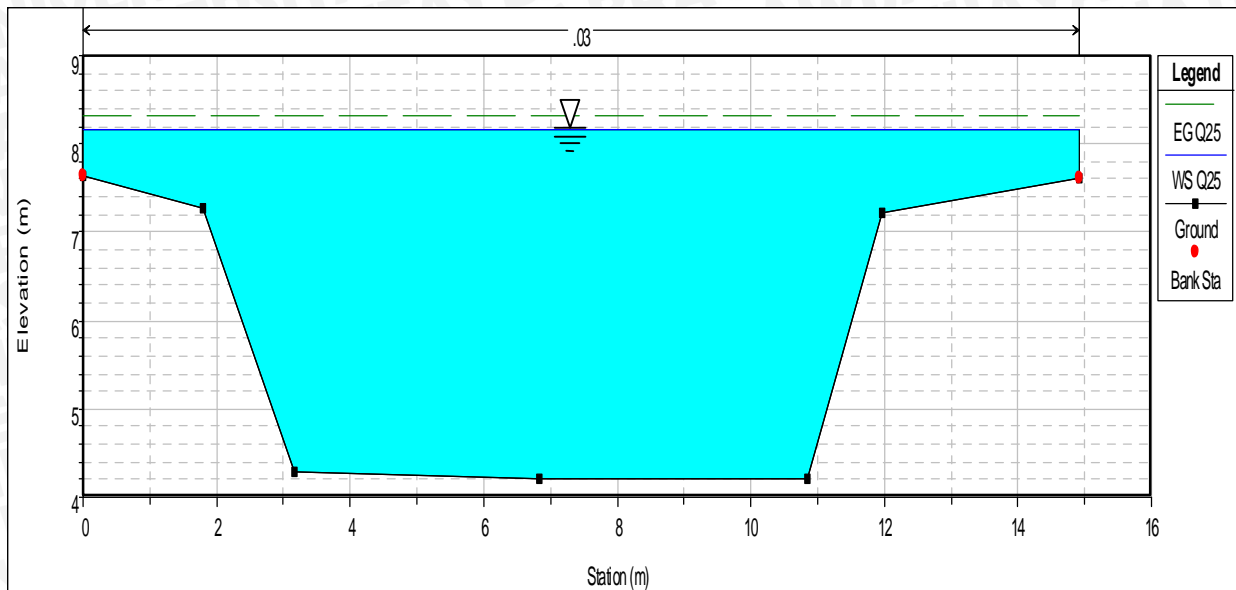
Gambar 4.8. Profil muka air dengan Q_{5th}
Sumber: Analisa program HEC-RAS



Gambar 4.9. Profil muka air dengan Q_{10th}
Sumber: Analisa program HEC-RAS



Gambar 4.10. Profil muka air dengan Q_{25th}
Sumber: Analisa program HEC-RAS



Gambar 4.11. Tinggi limpasan di patok 6 pada program HEC-RAS saat Q_{25}^{th}

Sumber: Analisa program HEC-RAS

4.4 Upaya Penanganan Sungai Dapit

Dari hasil analisa profil muka air pada kondisi eksisting, dapat diketahui bahwa di beberapa daerah sepanjang alur Sungai Sampean bagian hilir mulai patok 117-1 merupakan daerah yang rawan terjadi banjir.

Dalam kajian ini perencanaan pengendalian banjir menggunakan debit banjir rancangan Q_{25}^{th} .

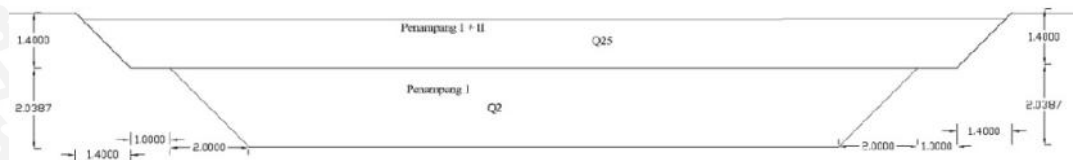
Ada 2 alternatif perencanaan yang diusulkan dalam mengatasi masalah banjir di Sungai Dapit:

1. Perbaikan alur (perbaikan penampang) sungai dilakukan jika bentuk penampang sungai sempit dan tidak beraturan, dengan demikian aliran air sungai tidak akan terhambat.
2. Pembuatan tanggul di sisi sungai, yang mengalami limpasan, dilakukan jika penampang sungai tidak cukup untuk menampung debit yang lewat dengan kala ulang 25 tahun.

4.4.1. Rencana Perbaikan Alur Sungai Dapit

Rencana perbaikan alur yang dimaksud adalah dengan melakukan perbaikan penampang sungai yang sempit. Bentuk penampang sungai direncanakan trapesium berganda, penampang I digunakan untuk mengalirkan debit Q_{2}^{th} , penampang II digunakan untuk mengalirkan debit Q_{25}^{th} .

Dalam menentukan dimensi penampang sungai harus diperhatikan morfologi sungai yang sudah ada untuk menjaga agar aliran debit rendah tetap ada. Untuk elevasi dasar sungai tetap menggunakan elevasi eksisting, sehingga kemiringan sungai (slope) tidak berubah. Dimensi perencanaan perbaikan sungai akan dijelaskan pada gambar 4.25.



Gambar 4.12. Dimensi perencanaan perbaikan penampang sungai

Keterangan

Penampang I : Rencana untuk aliran Q_{2th}

Penampang I + II : Rencana untuk aliran Q_{25th}

Dasar perencanaan perbaikan alur sungai adalah sebagai berikut:

a. Debit banjir rencana

Untuk memperoleh debit banjir rencana (Q_p), maka debit banjir hasil perhitungan ditambahkan dengan kandungan sedimen yang terdapat dalam aliran banjir

$$\begin{aligned} \text{Debit banjir rencana} &= 81,33 \text{ m}^3/\text{dt} \\ Q_p &= 1,1 \times 79,03 \\ &= 89,463 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

b. Lebar sungai rencana

$$\begin{aligned} B &= . Q^{0,5} \\ &= 2 \cdot 89,46^{0,5} \\ &= 18,91 \text{ m} \end{aligned}$$

Dikarenakan sulitnya pembebasan lahan di kanan kiri sungai yang merupakan daerah pemukiman, lahan penduduk serta jalan provinsi, maka lebar sungai rencana tidak dapat mengikuti lebar sungai rencana seperti di atas, untuk lebar rencana sungai disesuaikan dengan lebar pengerukan Sungai Dapit. Contoh pada patok 6 dengan lebar sungai 15 m.

c. Kemiringan tebing sungai direncanakan 1 : 1. Penampang I merupakan penampang yang bawah sedangkan penampang kedua adalah penampang bawah dan atas. Dalam perbaikan penampang terdapat berm 1 m.

Contoh perhitungan perbaikan penampang sungai pada cross section 6:

- Untuk penampang I (Q_{2Th})

$$\text{Luas Penampang (A)} = 34 \text{ m}^2$$

$$P = 20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan Aliran (V)} &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{0.5} \\ &= \frac{1}{0,025} \times (1,7^{2/3}) \times (0,0011)^{0.5} \\ &= 1,889 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\text{Debit Penampang (Q)} = V \times A = 64,24 \text{ m}^3/\text{dt}$$

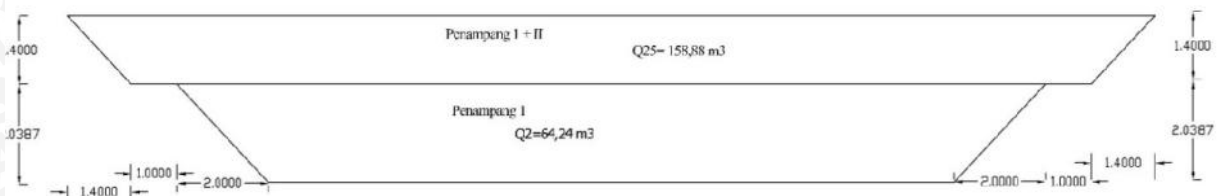
- Untuk penampang I + II (Q_{50th})

$$\text{Luas Penampang (A)} = 65 \text{ m}^2$$

$$P = 26 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan Aliran (V)} &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{0.5} \\ &= \frac{1}{0,025} \times 2,5^{2/3} \times (0,0011)^{0.5} \\ &= 2,44 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

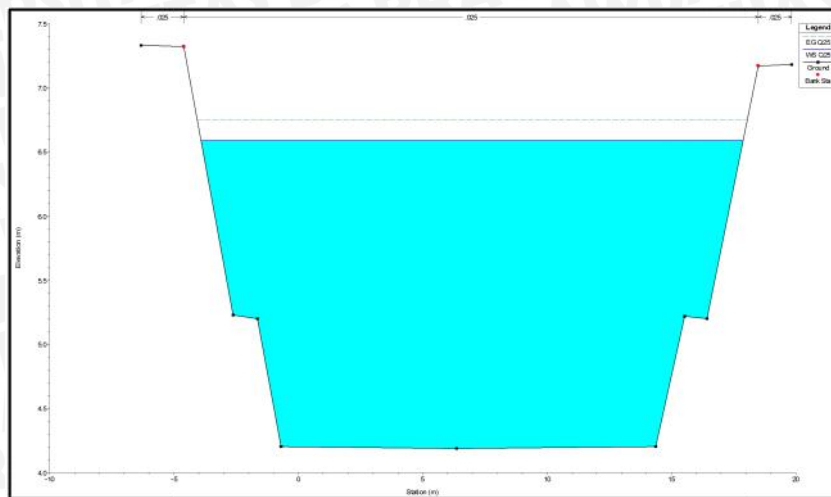
$$\text{Debit Penampang (Q)} = V \times A = 158,88 \text{ m}^3/\text{dt}$$



Gambar 4.13. Gambar Desain pada Cross Section 6

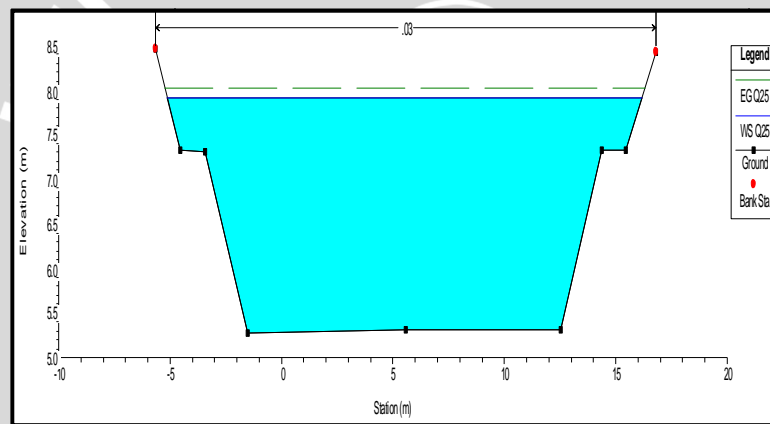
Jadi, kapasitas penampang yang direncanakan mencukupi untuk menampung debit dengan kala ulang 2 tahun untuk penampang I dan 25 tahun untuk penampang I + II.

Contoh pelebaran dasar sungai patok 6 dan patok 23 seperti pada Gambar 4.14 dan 4.15.



Gambar 4.14. Contoh kondisi sungai setelah dilakukan pelebaran penampang patok 6 pada Q_{25} th

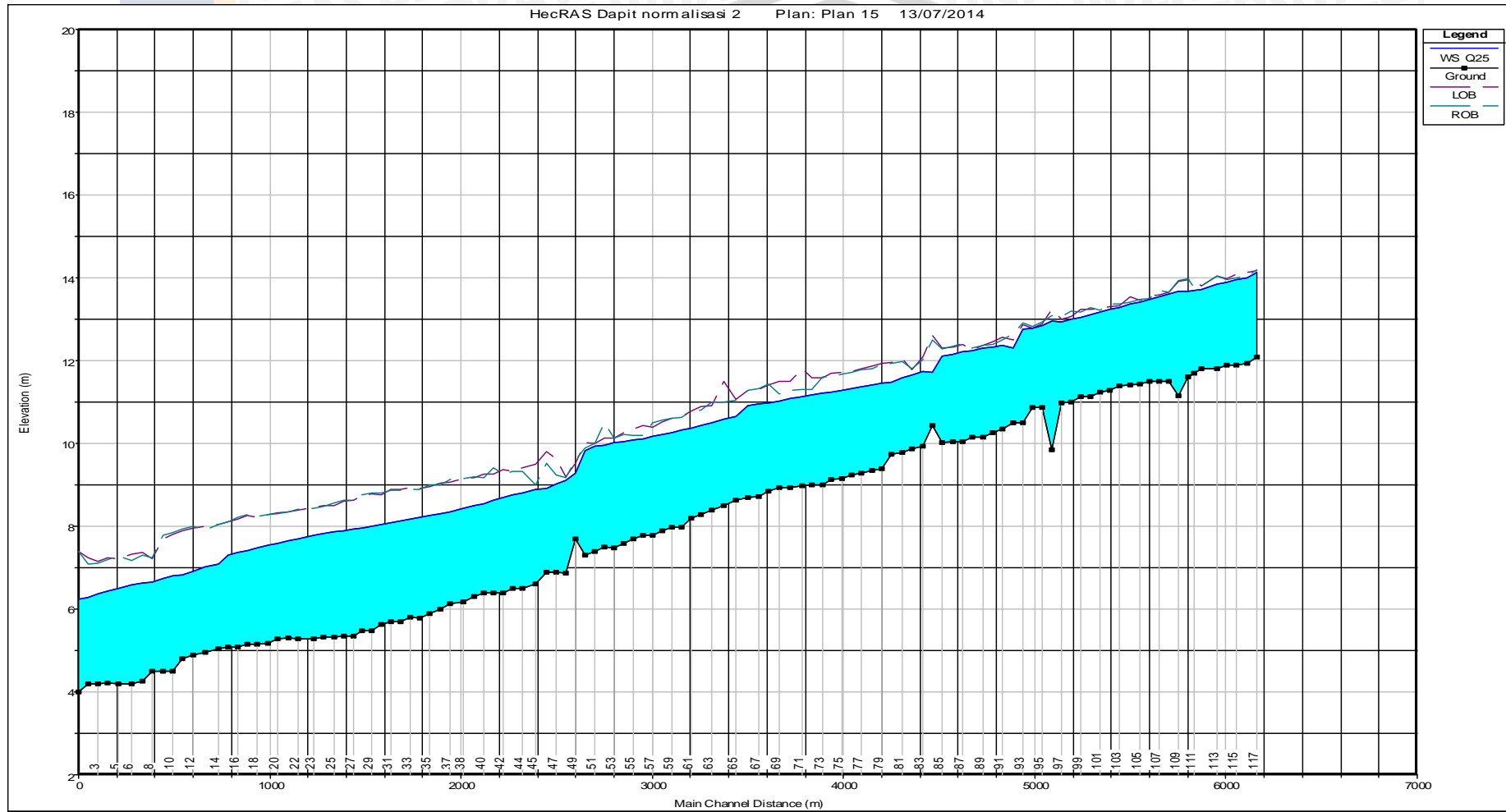
Sumber: Analisa program HEC-RAS



Gambar 4.15. Contoh kondisi sungai setelah dilakukan pelebaran penampang patok 23 pada Q_{25} th

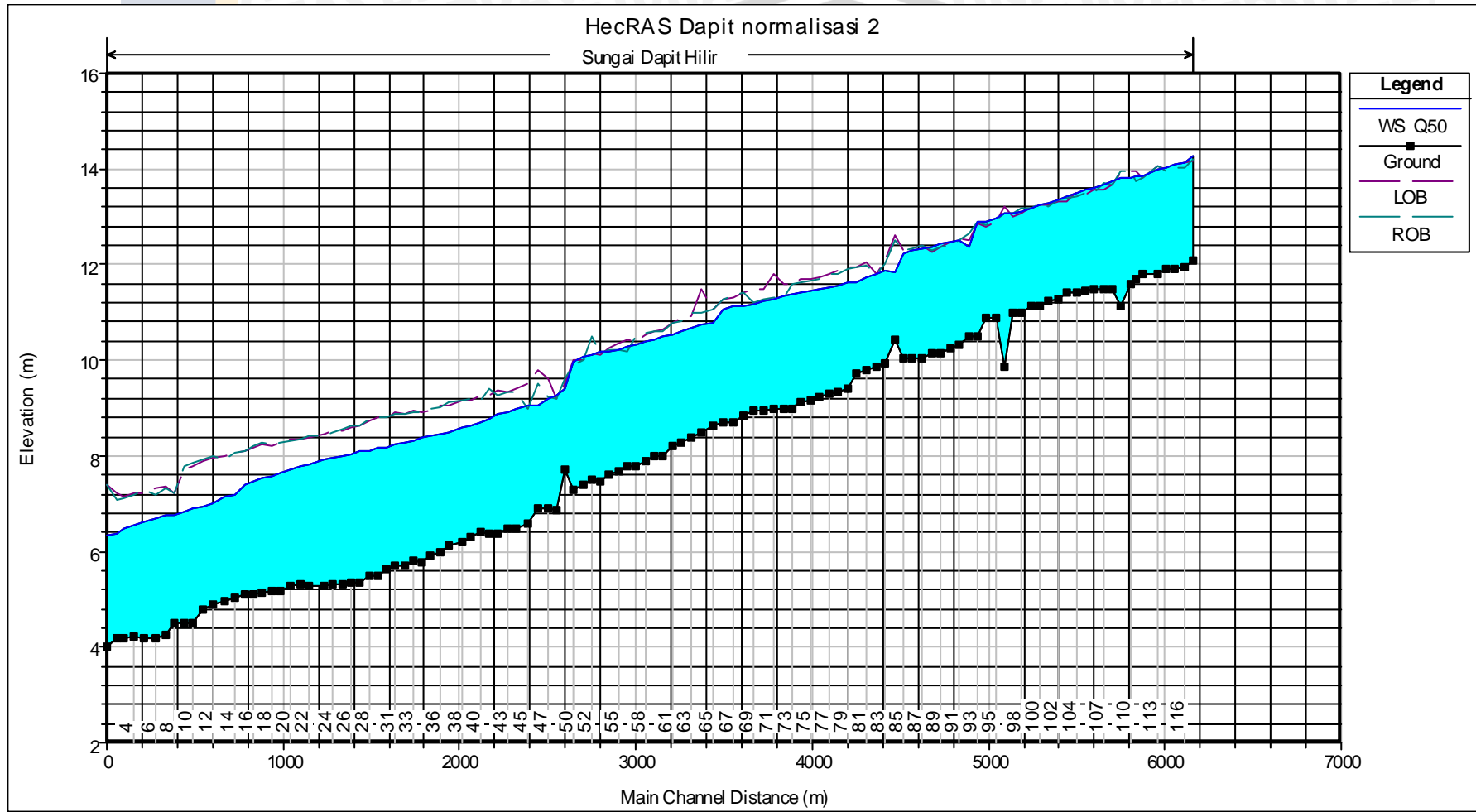
Sumber : Analisa program HEC-RAS

Pada patok 6 terjadi penurunan tinggi muka air sebesar 2,4 m dari yang sebelumnya meluber setinggi 0,6 m. Sedangkan pada patok 23, terjadi penurunan tinggi muka air sebesar 1,2 mdari yang sebelumnya meluber setinggi 0,5 m.



Gambar 4.16. Long Section sungai Dapit setelah dilakukan pelebaran penampang pada Q₂₅th

Sumber : Analisa program HEC-RAS



Gambar 4.17. Long Section sungai Dapit setelah dilakukan pelebaran penampang pada Q_{50th}

Sumber : Analisa program HEC-RAS

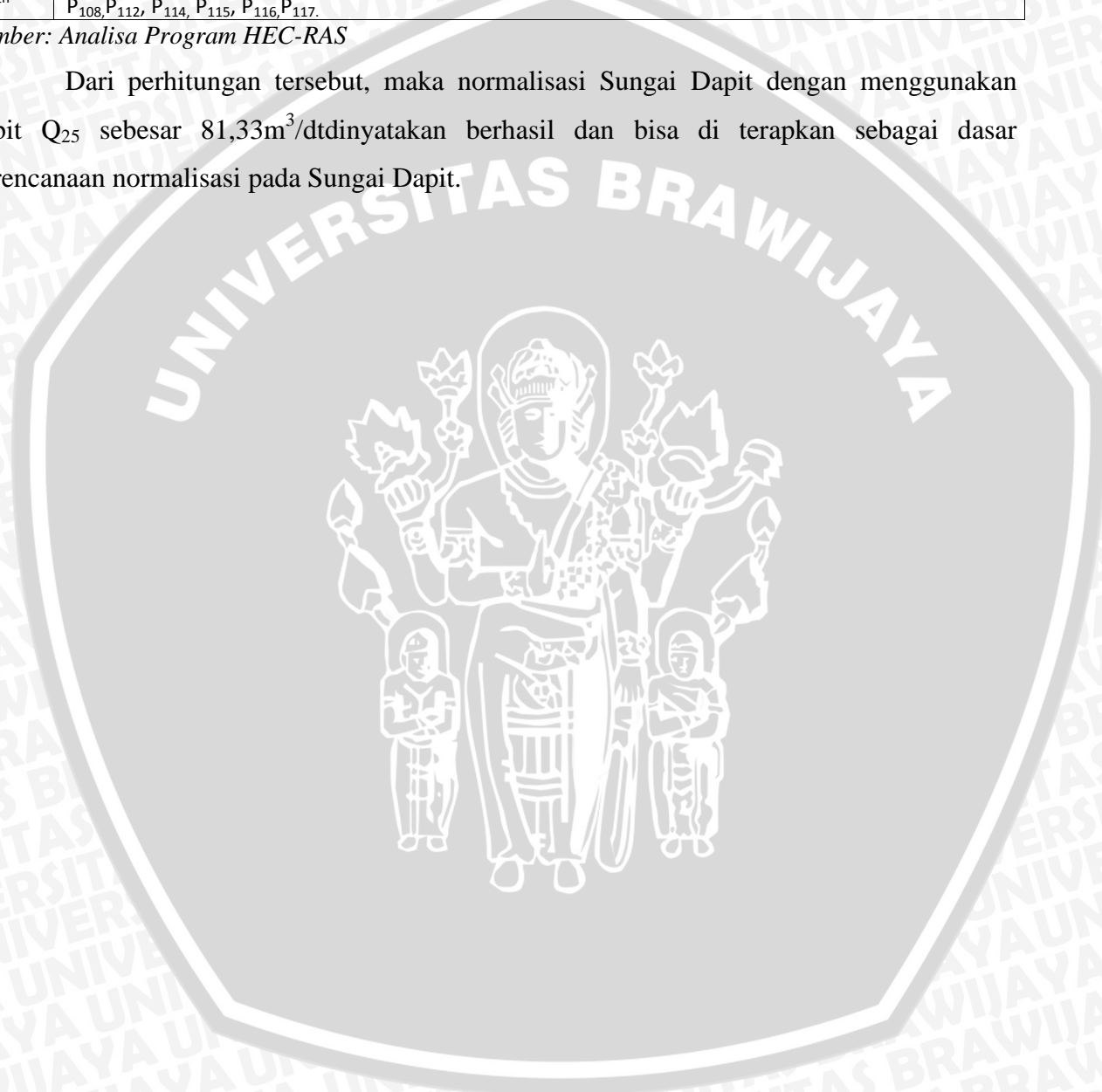
Setelah dilakukan Running Hec-Ras Menggunakan Debit Q_{25} sebesar $81,33\text{m}^3/\text{dt}$, seluruh Patok aman dari banjir, sedangkan pada kontrol dengan Debit Q_{50} sebesar $86,38\text{m}^3/\text{dt}$ terdapat beberapa patok yang meluber seperti pada gambar 4.14.

Tabel 4.50 Patok yang meluber pada running Hec-ras menggunakan Debit Q_{50}

Debit	Patok-patok yang meluber
$Q_{50\text{th}}$	$P_{48}, P_{51}, P_{53}, P_{54}, P_{55}, P_{56}, P_{72}, P_{88}, P_{89}, P_{90}, P_{91}, P_{93}, P_{94}, P_{95}, P_{97}, P_{98}, P_{101}, P_{102}, P_{103}, P_{104}, P_{105}, P_{106}, P_{108}, P_{112}, P_{114}, P_{115}, P_{116}, P_{117}$.

Sumber: Analisa Program HEC-RAS

Dari perhitungan tersebut, maka normalisasi Sungai Dapit dengan menggunakan debit Q_{25} sebesar $81,33\text{m}^3/\text{dt}$ dinyatakan berhasil dan bisa di terapkan sebagai dasar perencanaan normalisasi pada Sungai Dapit.



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dan analisa yang dilakukan pada bab sebelumnya, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Analisa hidrologi menggunakan Hss Nakayasu, dengan debit tahunan 58,26 m³/detik, dan debit perencanaan Q_{25th} 81,33 m³/detik.
2. Kondisi Morofologi Sungai Dapit Cenderung lurus dan sedikit berkelok sehingga mengakibatkan debit air tidak bisa mengalir dengan sempurna, dari hasil analisa profil aliran yang didapatkan pada sisi Sungai, banjir pada Sungai Dapit terjadi hampir setiap tahun, Sedangkan analisa profil muka air pada Q_{25th}, terjadi banjir pada seluruh patok sungai dapit dengan ketinggian banjir 0,5 -1 m
3. Uapaya Pengendalian Banjir Disungai Dapit direncanakan berupa Normalisasi (pembuatan penampang) pada hampir semua patok dengan rencana penampang berupa penampang ganda berbentuk trapesium dengan lebar dasar 12 - 14 m, dan kemiringan talut 1 : 1.
4. Setelah adanya upaya penanggulangan banjir berupa perbaikan penampang sungai, elevasi muka air banjir terjadi penurunan dan tampungan Sungai Dapit mampu menampung debit Q_{25th}

5.2. Saran

Selain beberapa kesimpulan di atas, beberapa saran yang dapat dikemukakan antara lain:

1. Desain pengendalian banjir ini masih merupakan *basic design*, sehingga masih perlu adanya studi lanjutan yang lebih detail untuk mengkaji sistem ini.
2. Perlunya keakuratan dan kelengkapan data terutama data *cross section*, sehingga analisa profil aliran dengan HEC-RAS Version 4.1 dapat dilakukan secara komprehensif dalam suatu sistem.
3. Analisis hidrologi merupakan elemen paling penting dalam merencanakan pengendalian banjir di Sungai Sampean. Perbaikan dan pemasangan *Automatic Water Level Recorder* (AWLR) merupakan solusi agar analisis hidrologi yang dilakukan lebih akurat.

4. Perlunya pemahaman lebih lanjut tentang program HEC-RAS Version 4.1, mengingat akan banyaknya kemudahan dan kelebihan program yang belum tersampaikan dalam studi ini.

