

**STUDI PERENCANAAN NORMALISASI SUNGAI CENRANAE
DARI JEMBATAN TAMPANGENG DI KOTA SENGGANG
HINGGA MUARA SUNGAI DI TELUK BONE**

SKRIPSI

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



**Disusun Oleh :
YAUMIL HUDA
NIM. 0710643009-64**

**KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
JURUSAN TEKNIK PENGAIRAN
MALANG
2013**

LEMBAR PERSETUJUAN

STUDI PERENCANAAN NORMALISASI SUNGAI CENRANAE DARI JEMBATAN TAMPANGENG DI KOTA SENGKANG HINGGA MUARA SUNGAI DI TELUK BONE

SKRIPSI

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



Disusun Oleh :

YAUMIL HUDA
NIM. 0710643009-64

Menyetujui :

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Ir. Suwanto Marsudi, MS.
NIP. 19611203 198603 1 004

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

LEMBAR PENGESAHAN

**STUDI PERENCANAAN NORMALISASI SUNGAI CENRANAE
DARI JEMBATAN TAMPANGENG DI KOTA SENKANG
HINGGA MUARA SUNGAI DI TELUK BONE**

Disusun Oleh :

**YAUMIL HUDA
NIM. 0710643009-64**

Skripsi ini telah diuji dan dinyatakan lulus pada
Tanggal 9 Januari 2013

Majelis Penguji :

Ir. Suwanto Marsudi, MS
NIP. 19611203 198603 1 004

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

Ir. Heri Suprijanto, MS.
NIP. 19590625 198503 1 003

Dian Sisinggih, ST, MT.,Ph.D.
NIP. 19701119 199512 1 001

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan

Ir. Dwi Priyantoro, MS.
NIP. 19580502 198503 1 001

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan berkah dan rahmad-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan penulisan Skripsi yang berjudul “**Studi Perencanaan Normalisasi Sungai Cenranae Dari Jembatan Tampangeng Di Kota Sengkang Hingga Muara Sungai Di Teluk Bone**”. Skripsi ini disusun sebagai salah satu persyaratan akademik dalam menempuh gelar Sarjana Teknik di Jurusan Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya. Semoga setiap kata yang tertulis dalam skripsi ini dapat memberikan manfaat bagi para pembaca dan juga untuk penulis sendiri.

Dalam penyusunan skripsi ini penulis telah banyak mendapatkan bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, maka ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya penyusun sampaikan kepada yang terhormat:

1. Bapak Ir. Suwanto Marsudi, MS. dan Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT. selaku dosen pembimbing yang telah begitu banyak menyumbangkan tenaga, pikiran dan berkenan meluangkan waktu dalam kesibukan beliau, mulai dari awal penulisan sampai akhirnya terwujud dalam bentuk laporan skripsi.
2. Bapak Ir. Heri Suprijanto, MT dan Bapak Dian Sisinggih, ST., MT., Ph.D. selaku dosen penguji yang telah berkenan meluangkan waktu untuk memberikan masukan dan kritik dalam penyempurnaan skripsi ini.
3. Orang tua, kakak, adik, keponakan-keponakan dan Kun Harmita S.Kom yang selalu memberikan semangat, doa dan dukungan dalam pengerjaan skripsi ini.
4. Teman-teman seperjuangan Fajar, Bharata, Wenny serta teman-teman Teknik Pengairan angkatan 2007 untuk seluruh doa, dukungan dan bantuan sehingga skripsi ini dapat terselesaikan.
5. Semua pihak yang belum terucapkan dalam pengantar ini, semata karena begitu banyaknya hutang budi penulis kepada banyak pihak yang tidak dapat dituliskan satu-persatu.

Penulis menyadari bahwa skripsi ini masih banyak kekurangan sehingga masih sangat jauh dari kesempurnaan, hal ini dikarenakan keterbatasan pengetahuan serta pengalaman yang dimiliki penulis. Untuk itu penulis berharap saran dan kritik untuk skripsi ini. Akhir kata penulis berharap semoga skripsi ini bermanfaat.

Malang, April 2013

Penyusun

ABSTRAKSI

YAUMIL HUDA 0710643009 .2013. **Studi Perencanaan Normalisasi Sungai Cenranae dari Jembatan Tampangeng Di kota Sengkang Hingga Muara Sungai Di Teluk Bone.** Tugas Akhir Jurusan Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, Malang, Jawa Timur. Dosen Pembimbing : Bapak Ir. Suwanto Marsudi, MS. dan Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT.

Banjir besar yang terjadi setiap tahun akibat meluapnya Sungai Cenranae mengakibatkan kerusakan sarana fasilitas umum, kebun, sawah dan daerah pemukiman terutama jalan propinsi. Tinggi rata-rata genangan adalah kurang dari 1 meter.

Studi ini bertujuan untuk mengetahui apakah kapasitas Sungai Cenranae pada kondisi eksisting tidak mampu menampung Q_{10th} sehingga menjadi penyebab banjir. Upaya penanggulangan banjir direncanakan menggunakan perbaikan penampang sungai atau normalisasi dan pembuatan tanggul. Analisa profil aliran dilakukan dengan menggunakan paket program HEC-RAS Version 4.0.

Upaya penanggulangan banjir yang dilakukan tidak hanya untuk mengatasi banjir tahunan tetapi direncanakan pula untuk mengatasi banjir yang terjadi dengan kala ulang 10 tahun sesuai dengan standar kriteria perencanaan perbaikan sungai. Pembuatan tanggul sungai direncanakan apabila setelah adanya pelebaran penampang sungai masih ada air sungai yang meluap pada Q_{10th} . Untuk mengetahui apakah dimensi tanggul yang direncanakan aman, maka diperlukan suatu perhitungan kestabilan lereng. Dalam kajian ini perhitungan stabilitas lereng tanggul menggunakan program Geoslope Student Version.

Dengan adanya upaya penanggulangan banjir berupa pembuatan tanggul setinggi ($h_{air} +$ tinggi jagaan), kemiringan lereng 1:1,5, serta kemiringan memanjang tanggul disesuaikan dengan kemiringan dinamis, maka dari hasil running program HEC-RAS Version 4.0 dapat diketahui Sungai Cenranae mampu menampung debit banjir dengan kala ulang 10 tahun.

Kata kunci: HEC-RAS 4.0, Normalisasi, Tanggul, Stabilitas Lereng.

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
ABSTRAKSI	ii
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR	viii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Identifikasi Permasalahan	3
1.3. Batasan Masalah	4
1.4. Rumusan Masalah	5
1.5. Tujuan dan Manfaat	5
BAB II KAJIAN PUSTAKA	
2.1. Analisa Hidrologi	6
2.1.1. Data Hujan Yang Hilang	6
2.1.2. Uji Konsistensi Data Hujan	7
2.1.3. Analisa Curah Hujan Rerata Daerah	7
2.1.4. Distribusi Curah Hujan Rancangan	8
2.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi	9
2.1.6. Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman	11
2.1.7. Hujan Efektif	11
2.1.8. Debit Aliran Dasar (<i>Baseflow</i>)	11
2.1.9. Analisa Debit Banjir	12
2.2. Analisa Hidrolika	15
2.2.1. Analisa Profil Aliran	15
2.2.2. Aliran Tak Tunak (<i>Unsteady Flow</i>) pada Saluran Terbuka	16
2.2.3. Persamaan Dinamik Aliran Tak Tunak (<i>Unsteady Flow</i>)	17
2.2.4. Kehilangan Tinggi Energi	19
2.2.5. Pengangkutan Aliran	20
2.2.6. Koefisien Kekasaran	21
2.2.7. Kondisi Batas	22
2.2.8. Analisa Pasang Surut	24
2.3. Sistem Pengendalian Banjir	24

2.3.1. Umum	24
2.3.2. Perbaikan atau Normalisasi Alur Sungai	25
2.3.3. Tanggul	27
2.3.3.1. Trase Tempat Kedudukan Tanggul.....	27
2.3.3.2. Bentuk Penampang Lintang Tanggul	29
2.3.4. Stabilitas Lereng Tanggul dengan Program Geoslope	30

BAB III METODOLOGI KAJIAN

3.1. Letak Administratif.....	34
3.2. Karakteristik Sungai Cenranae	35
3.3. Data Pendukung Kajian	36
3.4. Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi	36

BAB IV PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA

4.1. Analisa Hidrologi.....	39
4.1.1. Data Hujan	39
4.1.2. Memperkirakan Data Hujan Yang Hilang	39
4.1.3. Kurva Massa Ganda	39
4.1.4. Perhitungan Curah Hujan Rancangan	46
4.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi	48
4.1.5.1. Uji <i>Smirnov Kolmogorof</i>	48
4.1.5.2. Uji Distribusi <i>Chi-Square</i>	50
4.2. Analisa Debit Banjir Rancangan	52
4.2.1. Koefisien Limpasan	52
4.2.2. Distribusi Hujan dan Kurva IDF dengan Metode Mononobe	52
4.2.3. Debit Aliran Dasar (<i>Baseflow</i>)	54
4.2.3. Debit Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu	54
4.3. Data Masukan program HEC-RAS	96
4.3.1. Data Geometri	96
4.3.2. Data Aliran Tak Tetap (<i>Unsteady flow</i>).....	98
4.3.3. Hasil Running HEC-RAS	99
4.4. Upaya Penanganan	106
4.4.1 Rencana Perbaikan Alur	106
4.4.2 Perencanaan Tanggul	108
4.4.3 Stabilitas Tanggul	116

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan	118
5.2. Saran	119

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1.	Angka Koefisien Pengaliran untuk Berbagai Kondisi DAS.....	14
Tabel 2.2.	Rumus Hidrograf Banjir Untuk Berbagai Kala Ulang	15
Tabel 2.3.	Koefisien Kontraksi dan Ekspansi untuk Aliran Subkritis	20
Tabel 2.4.	Hubungan Antara Debit Banjir Rencana dengan Tinggi Jagaan	29
Tabel 2.5.	Lebar Standar Mercu Tanggul	29
Tabel 4.1.	Uji Konsistensi Data Hujan pada Stasiun Ugi Sabangparu	40
Tabel 4.2.	Uji Konsistensi Data Hujan pada Stasiun Unyi Duabocoe	41
Tabel 4.3.	Uji Konsistensi Data Hujan pada Stasiun Canru Sompe	42
Tabel 4.4.	Uji Konsistensi Data Hujan pada Stasiun Cellu	43
Tabel 4.5.	Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan	45
Tabel 4.6.	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan	46
Tabel 4.7.	Perhitungan Parameter Statistik <i>Log Pearson Type III</i>	47
Tabel 4.8.	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode <i>Log Pearson Type III</i>	48
Tabel 4.9.	Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi <i>Smirnov Kolmogorof</i>	49
Tabel 4.10.	Penentuan Batas Kelas untuk Uji Distribusi <i>Chi-Square</i>	51
Tabel 4.11.	Perhitungan Uji Distribusi <i>Chi-Square</i>	51
Tabel 4.12.	Distribusi Hujan Jam-jaman untuk Hujan Harian dengan Durasi Waktu Hujan 6 Jam	53
Tabel 4.13.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 1	57
Tabel 4.14.	Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 1	57
Tabel 4.15.	Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 1	58
Tabel 4.16.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 2	60
Tabel 4.17.	Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 2	60
Tabel 4.18.	Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 2	61
Tabel 4.19.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 3	63
Tabel 4.20.	Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 3	63
Tabel 4.21.	Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 3	64
Tabel 4.22.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 4	66
Tabel 4.23.	Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 4	66
Tabel 4.24.	Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 4	67
Tabel 4.25.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 5	69
Tabel 4.26.	Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 5	69
Tabel 4.27.	Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 5	70
Tabel 4.28.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 6	72

Tabel 4.29. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 6	72
Tabel 4.30. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 6	73
Tabel 4.31. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 7	75
Tabel 4.32. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 7	75
Tabel 4.33. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 7	76
Tabel 4.34. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 8	78
Tabel 4.35. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 8	78
Tabel 4.36. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 8	79
Tabel 4.37. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 9	81
Tabel 4.38. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 9	81
Tabel 4.39. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 9	82
Tabel 4.40. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 10	84
Tabel 4.41. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 10	84
Tabel 4.42. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 10	85
Tabel 4.43. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 11	87
Tabel 4.44. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 11	87
Tabel 4.45. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 11	88
Tabel 4.46. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 12	90
Tabel 4.47. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 12	90
Tabel 4.48. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 12	91
Tabel 4.49. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 13	93
Tabel 4.50. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 13	93
Tabel 4.51. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 13	94
Tabel 4.52. Nilai Keamanan Minimum (safety factor) lereng dan tanggul kiri patok 1018	117

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1.	Kurva Massa Ganda.....	7
Gambar 2.2.	Hidrograf Satuan Nakayasu	13
Gambar 2.3.	Kontinuitas Aliran Tak Tunak.....	17
Gambar 2.4.	Garis Energi pada Aliran Tak Tunak.....	18
Gambar 2.5.	Tabel Koefisien Manning.....	21
Gambar 2.6.	Tabel Koefisien Manning (Lanjutan).....	22
Gambar 2.7	Kondisi Alur Sungai	26
Gambar 3.1.	Peta Administratif Daerah Studi	34
Gambar 3.2.	Peta Alur Sungai	35
Gambar 3.3.	Diagram Alir Penyelesaian Skripsi.....	37
Gambar 3.4.	Diagram Alir Analisis HEC-RAS.....	38
Gambar 4.1.	Kurva Massa Ganda Stasiun Ugi Sabangparu	40
Gambar 4.2.	Kurva Massa Ganda Stasiun Unyi Duaboccoe	41
Gambar 4.3.	Kurva Massa Ganda Stasiun Canru Sompe	42
Gambar 4.4.	Kurva Massa Ganda Stasiun Cellu	43
Gambar 4.5.	Kurva IDF dengan Metode Mononobe.....	53
Gambar 4.6.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 1	59
Gambar 4.7.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 1.....	59
Gambar 4.8.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 2	62
Gambar 4.9.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 2.....	62
Gambar 4.10.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 3	65
Gambar 4.11.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 3.....	65
Gambar 4.12.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 4	68
Gambar 4.13.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 4.....	68
Gambar 4.14.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 5	71
Gambar 4.15.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 5.....	71
Gambar 4.16.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 6	74
Gambar 4.17.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 6.....	74
Gambar 4.18.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 7	77
Gambar 4.19.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 7.....	77
Gambar 4.20.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 8	80
Gambar 4.21.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 8.....	80
Gambar 4.22.	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 9	83
Gambar 4.23.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 9.....	83

Gambar 4.24. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 10	86
Gambar 4.25. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 10.....	86
Gambar 4.26. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 11	89
Gambar 4.27. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 11.....	89
Gambar 4.28. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 12	92
Gambar 4.29. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 12.....	92
Gambar 4.30. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Sub DAS 13	95
Gambar 4.31. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Sub DAS 13.....	95
Gambar 4.32. Skema Sistem Sungai Cenranae	97
Gambar 4.33. Tinggi Limpasan di Patok 1018 pada program HEC-RAS.....	99
Gambar 4.34. Kondisi Eksisting Sungai Cenranae dengan Q_{10th}	100
Gambar 4.35. Profil Muka Air Eksisting Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 1352-1143)	101
Gambar 4.36. Profil Muka Air Eksisting Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 1144-848)	102
Gambar 4.37. Profil Muka Air Eksisting Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 846-548)	103
Gambar 4.38. Profil Muka Air Eksisting Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 544-278)	104
Gambar 4.39. Profil Muka Air Eksisting Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 273-1)	105
Gambar 4.40. Dimensi Perencanaan Perbaikan Penampang Sungai	107
Gambar 4.41. Kondisi Sungai Setelah Dilakukan Pelebaran Penampang.....	108
Gambar 4.42. Kondisi Sungai Setelah Dibangun Tanggul Pada Cross Section 1018	109
Gambar 4.43. Kondisi Sungai Setelah Adanya Upaya Penanganan Pada Q_{10th}	110
Gambar 4.44. Profil Muka Air Sungai Setelah Adanya Upaya Penanganan Pada Q_{10th} (Patok 1352-1143)	111
Gambar 4.45. Profil Muka Air Sungai Setelah Adanya Upaya Penanganan Pada Q_{10th} (Patok 1144-848)	112
Gambar 4.46. Profil Muka Air Sungai Setelah Adanya Upaya Penanganan Pada Q_{10th} (Patok 846-548)	113
Gambar 4.47. Profil Muka Air Sungai Setelah Adanya Upaya Penanganan Pada Q_{10th} (Patok 544-278)	114

Gambar 4.48. Profil Muka Air Sungai Setelah Adanya Upaya Penanganan Pada
Q₁₀th (Patok 273-1) 115

Gambar 4.49. Stabilitas Lereng dan Tanggul Kiri Patok 1018 Sungai Cenranae... 116

Gambar 4.50. Bidang Longsoran Lereng dan Tanggul Kiri Patok 1018..... 117



BAB I
PENDAHULUAN



1.1. Latar Belakang

Air hujan yang jatuh ke bumi, sebagian menguap kembali menjadi air di udara, sebagian masuk ke dalam tanah, sebagian lagi mengalir ke permukaan. Aliran air di permukaan ini kemudian akan berkumpul mengalir ke tempat yang lebih rendah dan membentuk sungai yang kemudian mengalir ke laut atau tampungan air yang besar seperti danau. Sungai terdiri dari beberapa bagian, bermula dari mata air yang mengalir ke anak sungai. Beberapa anak sungai akan bergabung untuk membentuk sungai utama. Aliran air biasanya berbatasan dengan kepada saluran dengan dasar dan tebing di sebelah kiri dan kanan. Bagian hilir sungai yang langsung berhubungan dengan laut, berfungsi sebagai pengeluaran air sungai dikenali sebagai muara sungai.

Sungai merupakan salah satu bagian dari siklus hidrologi. Air dalam sungai umumnya terkumpul dari presipitasi, seperti hujan, embun, mata air, limpasan bawah tanah, dan di beberapa negara tertentu air sungai juga berasal dari lelehan es atau salju. Selain air, sungai juga mengalirkan sedimen dan polutan.

Kemanfaatan terbesar sebuah sungai adalah untuk irigasi pertanian, bahan baku air minum, sebagai saluran pembuangan air hujan dan air limbah, bahkan sebenarnya potensial untuk dijadikan objek wisata sungai. Di Indonesia saat ini terdapat 5.950 Daerah Aliran Sungai (DAS).

UU No. 7 tahun 2004 tentang Sumber Daya Air dan PP no. 42 tahun 2008 tentang pengelolaan Sumber Daya Air, yang memuat prosedur penyusunan pola pengelolaan sumber daya air dan cakupan substansinya. Saat ini karena pertambahan jumlah penduduk, kecenderungan pemanfaatan lahan di sekitar sungai semakin didesak oleh kepentingan manusia. Khususnya di wilayah perkotaan, banyak sungai mengalami penurunan fungsi, penyempitan, pendangkalan dan pencemaran. Fungsi sungai telah berubah menjadi tempat pembuangan air limbah dan sampah sehingga tercemar, dangkal dan rawan terhadap banjir serta masalah lingkungan lainnya.

Sebuah banjir adalah peristiwa yang terjadi ketika aliran air yang berlebihan merendam daratan. Ukuran danau atau badan air terus berubah-ubah sesuai perubahan curah hujan, namun banjir yang terjadi tidak besar kecuali jika air mencapai daerah yang dimanfaatkan manusia seperti desa, kota, dan permukiman lain.

Banjir juga dapat terjadi di sungai, ketika alirannya melebihi kapasitas saluran air, terutama di kelokan sungai. Banjir sering mengakibatkan kerusakan rumah dan pertokoan yang dibangun di dataran banjir sungai alami. Meski kerusakan akibat banjir dapat dihindari dengan pindah menjauh dari sungai dan badan air yang lain, orang-

orang menetap dan bekerja dekat air untuk mencari nafkah dan memanfaatkan biaya murah serta perjalanan dan perdagangan yang lancar dekat perairan. Manusia terus menetap di wilayah rawan banjir adalah bukti bahwa nilai menetap dekat air lebih besar daripada biaya kerusakan akibat banjir periodik.

Banjir menjadi masalah ketika muncul kerugian banjir. Mengingat pada umumnya sungai lebih dahulu menempati ruang alurnya dibanding keberadaan manusia. Sebetulnya manusialah yang mencari masalah mendatangi dataran banjir. Mengingat sejarah pembentukan kota-kota umumnya terkait erat dengan keberadaan sungai, banyak perkotaan terbentuk di dataran banjir, tak terkecuali di Kabupaten Wajo dan Kabupaten Bone, Propinsi Sulawesi Selatan.

Sejalan dengan laju perkembangan masyarakat terutama yang tinggal dan melakukan aktivitas di dataran banjir, maka persoalan yang ditimbulkan oleh banjir dari waktu ke waktu semakin meningkat. Banjir besar yang terjadi setiap tahun akibat meluapnya Sungai Cenranae mengakibatkan kerusakan sarana fasilitas umum, kebun, sawah dan daerah permukiman terutama jalan propinsi. Ini lebih diperburuk lagi dengan adanya gerusan aliran sungai yang menimbulkan kerusakan tebing sungai yang mengancam fasilitas-fasilitas penting yang ada di sekitarnya.

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 agradasi 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.

Berkaitan dengan upaya untuk mengendalikan masalah banjir di Sungai Cenranae, perlu dilakukan kegiatan survey dan investigasi untuk mengetahui kondisi dan karakter sungai saat ini. Berdasarkan hasil penyelidikan lapangan dapat dianalisis penyebab masalah yang terjadi selanjutnya dilakukan desain untuk menanggulangi masalah banjir disertai langkah-langkah untuk menghindarkan kerusakan terhadap lingkungan sungai atas dasar pengertian yang mendalam mengenai respon dan karakter Sungai Cenranae.

1.2. Identifikasi Masalah

Salah satu kelemahan yang masih sering terjadi dalam perencanaan dan perancangan sungai adalah analisis terhadap perubahan karakter sungai. Sungai akan leluasa menyesuaikan ukuran dan bentuknya sebagai reaksi oleh adanya perubahan

keadaan hidraulik aliran sehingga bagian dasar dan tebingnya akan terbentuk oleh material yang diangkut pada debit tertentu. Material pokok yang diangkut oleh aliran tersebut berasal dari proses pelapukan geologi pada kurun waktu yang panjang. Peninjauan terhadap sistem sungai tidak dapat dianggap sebagai suatu unit tunggal. Hal ini disebabkan oleh adanya hubungan erat antara Daerah Aliran Sungai (DAS) dengan hidraulika sungai yang secara kontinyu senantiasa mencari perkembangan morfologinya.

Adapun permasalahan yang akan diangkat pada studi ini adalah sebagai berikut:

1. Danau Tempe yang berfungsi sebagai tempat penampungan air sementara dari sungai-sungai di hulunya telah mengalami pendangkalan akibat tumpukan sedimen. Hal ini terjadi akibat tekanan berat yang diterimanya, baik disebabkan oleh alam maupun tingkah laku manusia. Ketidakmampuan danau untuk menampung aliran pada musim hujan diperburuk oleh berkurangnya kedalaman dalam jangka panjang akibat penggundulan hutan di lereng bukit dan erosi dari tebing sungai. Proses sedimentasi ini telah terjadi cukup lama dan semakin tinggi pada tahun-tahun terakhir ini, bahkan di tengah danau tersebut muncul daratan yang menyerupai pulau. Berbagai dampak dialami akibat sedimentasi ini antara lain pendangkalan yang menimbulkan penurunan kapasitas tampungannya.
2. Berdasarkan informasi dari penduduk setempat bahwa kejadian banjir akibat luapan Sungai Cenranae terjadi setiap tahun, dan rata-rata tinggi genangan adalah antara 0,50 s/d 1,0 meter di atas jalan, dengan durasi yang cukup lama (kejadian banjir bulan Maret tahun 2010 durasinya hingga 7 bulan).
3. Penggunaan daerah sempadan sungai sebagai tempat permukiman dan fasilitas umum di hampir sepanjang ruas sungai mulai dari Danau Tempe hingga muara (Teluk Bone).
4. Pada beberapa lokasi terdapat gerusan pada tebing sungai, sehingga perlu penanganan segera agar tidak membahayakan pengguna jalan umum yang ada di sampingnya.
5. Pada daerah hilir dan muara sungai terdapat penumpukan sedimen hingga membentuk delta yang menyebabkan kapasitas sungai menjadi berkurang, sehingga aliran banjir cenderung melebar, merusak tebing sungai serta menggenangi pemukiman ladang milik masyarakat.

Oleh karena cakupan ruas Sungai Cenranae sepanjang ± 69 Km dimulai dari Lokasi Bendung Gerak Tempe (*Tempe Barrage*) ke Muara, maka dalam penekanan konsep penanganan/ pengendalian banjir dalam studi ini adalah pada area tersebut. Namun demikian dalam studi ini mempertimbangkan konsep penanganan di bagian hulu sebagai rekomendasi penanggulangan banjir Sungai Cenranae secara menyeluruh baik jangka pendek maupun jangka panjang, termasuk menampung hasil studi yang pernah ada.

1.3. Batasan Masalah

Banyaknya faktor yang perlu dipertimbangkan dalam studi ini, maka perlu dibuat pembatasan masalah agar permasalahan yang dibahas dalam studi ini tidak meluas dan dapat mengarah sesuai tujuan. Adapun batasan masalah yang dibuat untuk studi ini adalah sebagai berikut :

1. Sungai Cenranae merupakan satu-satunya alur pengeluaran (outlet) dari sistem sungai di Danau Tempe atau pada SWS Walanae-Cenranae dengan luas DAS keseluruhan hingga di muara sebesar 7.380 km^2 . Luas DAS yang dihitung dari stasiun pengukur muka air Tampangeng sampai muaranya adalah 1.180 km^2
2. Sungai Cenranae mengalir mulai dari Danau Tempe ke arah timur menuju muara di Teluk Bone, mempunyai panjang kurang lebih 69 km.
3. Data diperoleh dari curah hujan maximal selama 10 tahun dari tahun 2001 sampai tahun 2010.
4. Analisa hidrologi dilakukan untuk mendapatkan besarnya debit banjir rancangan dengan menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.
5. Analisa profil aliran dengan menggunakan program HEC-RAS Version 4.0 dengan menggunakan aliran tak tunak (*unsteady flow*), dalam aliran ini tidak memperhitungkan adanya gempa.
6. Tidak membahas mengenai tinjauan terhadap analisa sosial ekonomi dan analisa dampak lingkungan (AMDAL).

1.4. Rumusan Masalah

Berdasarkan hasil pengamatan di lapangan baik dari segi permasalahannya maupun potensi alam yang ada serta tinjauan terhadap studi yang pernah ada, maka dibuat beberapa konsep pengendalian banjir Sungai Cenranae yaitu :

1. Berapa debit rancangan pada Sungai Cenranae dari Jembatan Tampangeng di Kota Sengkang hingga Muara Sungai di Teluk Bone pada kala ulang 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, dan 25 tahun?
2. Bagaimana profil muka air Sungai Cenranae dari Jembatan Tampangeng di Kota Sengkang hingga Muara Sungai di Teluk Bone pada kondisi eksisting untuk debit Q_{2th} , Q_{5th} , Q_{10th} , Q_{25th} ?
3. Bagaimanakah kapasitas tampungan Sungai Cenranae setelah adanya upaya normalisasi sungai?

1.5. Tujuan dan Manfaat

Tujuan dari studi ini adalah menentukan upaya pemecahan permasalahan banjir yang terjadi dengan merencanakan normalisasi sungai, sehingga sedapat mungkin mengurangi permasalahan yang ditimbulkan oleh banjir yang selalu terjadi setiap tahunnya.

Manfaat yang didapatkan dari studi ini adalah sebagai bahan rekomendasi alternatif dalam perencanaan sistem pengendalian banjir serta menambah pengetahuan tentang aplikasi program HEC-RAS Version 4.0.

BAB II KAJIAN PUSTAKA

2.1. Analisa Hidrologi

Data curah hujan merupakan komponen utama dalam analisis hidrologi, baik dalam perancangan maupun perencanaan bangunan-bangunan hidrolis. Mengingat bahwa analisis data hujan ini merupakan awal analisis dari setiap perancangan dan perencanaan bangunan-bangunan hidrolis, maka perlakuan terhadap masukan ini perlu dilakukan secara teliti. Hal ini karena kesalahan pada analisis ini akan terbawa ke analisis berikutnya.

2.1.1. Data Hujan Yang Hilang

Dalam analisis data hujan sering dijumpai adanya data yang tidak sesuai dengan yang diharapkan dan atau tidak lengkapnya data. Hal ini disebabkan karena berbagai sebab antara lain kerusakan alat, kelalaian petugas, data rusak sehingga tidak dapat terbaca dan data hilang. Bila hilangnya seri data hujan tersebut hanya satu atau dua hari kemungkinan tidak akan berpengaruh pada analisis. Tetapi sebaliknya bila data yang hilang tersebut panjang maka akan banyak menimbulkan kesulitan dalam analisis.

Terdapat dua pendapat yang berbeda mengenai data yang hilang dan atau rusak, yaitu:

1. Membiarkan saja data yang hilang tersebut, karena dengan cara apapun data tersebut tidak akan diketahui dengan tepat.
2. Bila dipertimbangkan data tersebut 'mutlak' diperlukan, maka perkiraan data tersebut dapat dilakukan dengan cara-cara yang dikenal.

Cara yang akan dipakai adalah adalah cara Rasional (*Rational method*), dimana cara ini banyak dipakai dalam praktik. (Harto, 2000:58)

Rational method mengikuti persamaan:

$$P_i = \frac{1}{n} \left[\frac{N_i \cdot P_A}{N_A} + \frac{N_i P_B}{N_B} + \dots + \frac{N_i P_n}{N_n} \right] \quad (2-1)$$

dengan :

P_i =hujan di stasiun I yang diperkirakan, dalam mm.

N_i =hujan tahunan normal di stasiun I dalam mm

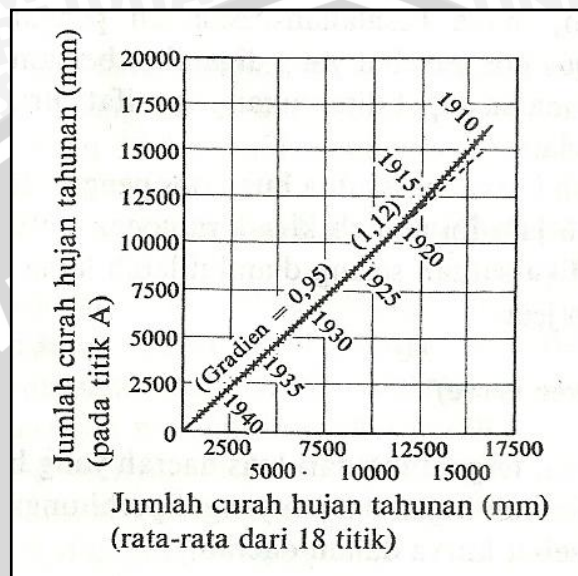
P_A =hujan di stasiun A, dalam mm

N_A =hujan normal di stasiun A, dalam mm

2.1.2. Uji Konsistensi Data Hujan

Jika terdapat data curah hujan tahunan dengan jangka waktu pengamatan yang panjang, maka kurva massa ganda dapat digunakan untuk memperbaiki kesalahan

pengamatan yang terjadi. Gambar 2.1 menunjukkan kurva massa ganda berdasarkan data curah hujan dari tahun 1910 – 1945. Dalam gambar dapat dilihat bahwa kemiringan garis lurus berubah pada tahun 1923, karena pada tahun itu alat ukur hujan di titik A telah dipindahkan. Dari perubahan kemiringan kedua garis lurus tersebut dapat ditentukan bahwa data sebelum tahun 1923 harus dikalikan dengan koefisien 0,95/1,12 supaya menjadi cocok dengan data tahun 1945 (Sosrodarsono,2003:52).



Gambar 2.1 Kurva Massa Ganda
Sumber: Sosrodarsono,2003:52

2.1.3. Analisa Curah Hujan Rerata Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah. Cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut:

Rata-rata aljabar digunakan untuk luas daerah kurang dari 50.000 ha. Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak berbeda jauh dari hasil yang didapat dengan cara lain dan digunakan jika jumlah titik pengamatan banyak dan tersebar merata di seluruh daerah yang bersangkutan. Keuntungan cara ini adalah obyektif yang berbeda dengan cara Isohyet di mana faktor subyektif turut menentukan (Sosrodarsono,2003:27).

Perhitungan ini dapat dilakukan jika daerah pengaruh dan curah hujan rerata dari tiap stasiun hampir sama.

$$R = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n} = \frac{\sum_1^n R_i}{n} \quad (2-2)$$

2.1.4. Distribusi Curah Hujan Rancangan

Untuk menganalisis probabilitas banjir dipakai ditentukan berdasarkan pada persyaratan yang sesuai. Curah hujan rancangan dihitung berdasarkan analisis probabilitas frekuensi dengan mengacu pada SK SNI M-18-1989 tentang metode perhitungan debit banjir. Metode perhitungan curah hujan rancangan yang digunakan adalah:

- a. Metode E.J. Gumbel Type I

Metode E.J. Gumbel Type I dengan persamaan sebagai berikut:

$$X = X_r + K.S_x \quad (2-3)$$

$$X_r = \frac{1}{n} \sum_1^n X_i \quad S_x = \frac{\sum_1^n X_i^2 - X_r \sum_1^n X_{ii}}{n-1} \quad (2-4)$$

$$K = \frac{YT - Y_n}{S_n} \quad (2-5)$$

dengan:

X = Variate yang diekstrapolasikan, yaitu besarnya curah hujan rancangan untuk periode ulang pada T tahun.

X_r = Harga rerata dari data

S_x = Standar deviasi

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang dan tipe distribusi frekuensi.

YT = *Reduced variate* sebagai fungsi periode ulang T

$$= -\text{Ln} [-\text{Ln} (T - 1)/T]$$

Y_n = *Reduced mean* sebagai fungsi dari banyaknya data n

S_n = *Reduced standart deviasi* sebagai fungsi dari banyaknya data n

T = Kala ulang (tahun)

Dengan mensubstitusikan ketiga persamaan di atas diperoleh:

$$X_T = X + \frac{(YT - Y_n)}{S_n} S_x \quad (2-6)$$

Jika:

$$(1/a) = (S_x/S_n)$$

$$b = X - (S_x/S_n)Y_n$$

Persamaan di atas menjadi:

$$X_T = b + (1/a) \cdot YT \quad (2-7)$$

dengan:

$XT =$ Debit banjir dengan kala ulang T tahun

$YT =$ *Reduced variate*

b. Distribusi Log Pearson Tipe III

Apabila nilai C_s tidak memenuhi persyaratan dari ketiga distribusi di atas yaitu distribusi normal, distribusi Log Normal, dan distribusi Gumbel, maka digunakan distribusi Log Pearson Tipe III.

Parameter Statistik yang diperlukan adalah:

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n} \tag{2-8}$$

Atau dengan cara:

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

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X_i - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \tag{2-10}$$

nilai X bagi setiap probabilitas dihitung dari persamaan:

$$\log x = \log x_r + G \log x \tag{2-11}$$

Distribusi frekuensi kumulatif akan tergambar sebagai garis lurus pada kertas log-normal jika koefisien asimetri $C_s = 0$ (Soemarto,1987:243).

2.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperlukan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut di perlukan pengujian parameter. Hal ini dapat dilakukan dengan dua cara yaitu Uji Smirnov-Kolmogorov dan Uji Chi Kuadrat. Sebelum dilakukan pengujian, data yang telah diurutkan digambarkan pada kertas probabilitas dengan cara Weibull yaitu:

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\% \tag{2-12}$$

dengan:



- P = probabilitas
 m = nomor untuk data yang telah disusun
 n = nilai data

Setelah penggambaran, selanjutnya garis teoritik ditarik di atas gambar tersebut dan dilakukan pengujian distribusi frekuensi.

a. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan smirnov kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno,1995:199).

Parameter uji kecocokan Smirnov Kolmogorov dapat dihitung dengan rumus:

$$D \text{ maksimum} = [P (X_m) - P_1 (X_m)] \quad (2-13)$$

dengan:

- D = selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis,
 $P(X_m)$ = peluang data teoritis,
 $P_1 (X_m)$ = peluang data pengamatan.

b. Uji Chi kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksud untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 , oleh karena itu disebut uji Chi-Kuadrat (Soewarno,1995:194).Parameter Uji Chi-Kuadrat (χ^2) dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2-14)$$

dengan:

- X^2 = parameter Chi-Kuadrat terhitung,
 O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-I,
 E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-I.

Parameter X^2 merupakan variabel acak. peluang untuk mencapai nilai X^2 sama atau lebih besar dari pada nilai Chi Kuadrat yang sebenarnya.

2.1.6. Distribusi Curah Hujan Jam-jaman

Besarnya debit banjir rancangan ditentukan oleh intensitas hujannya, yaitu tinggi air persatuan waktu (mm/jam). Karena itu untuk mengubah curah hujan rancangan menjadi debit rancangan diperlukan curah hujan jam-jaman.

Berdasarkan hasil pengamatan data sebaran hujan di Indonesia, hujan terpusat di Indonesia berkisar antara 4 - 7 jam, maka dalam perhitungan ini diasumsikan hujan terpusat maksimum adalah 6 (enam) jam sehari. Untuk mengetahui sebaran hujan jam-jaman digunakan Kurva IDF (Intensitas Durasi Frekuensi) dengan metode Mononobe (Triatmojo,2010:266). Dengan persamaan sebagai berikut:

$$I_t = \frac{R}{24} \left[\frac{24}{(t/60)} \right]^{2/3} \quad (2-15)$$

I_t = intensitas hujan jam-jaman (mm/jam)

R = curah hujan rancangan (mm/hari)

t = waktu hujan efektif (menit)

2.1.7. Hujan Efektif

Hujan efektif dihitung berdasarkan hubungan antara hujan total yang terjadi dengan koefisien pengaliran daerah yang bersangkutan (Sosrodarsono,2003:146).

$$R_e = c. R_t' \quad (2-16)$$

dengan:

R_e = hujan efektif (mm),

c = koefisien pengaliran,

R_t' = distribusi hujan pada jam ke- t (mm).

2.1.8. Debit Aliran Dasar (*Baseflow*)

Dengan pertimbangan bahwa dilokasi studi tidak tersedia data debit pengamatan untuk mengetahui debit aliran dasar, maka perhitungan debit aliran dasar (*baseflow*) diperkirakan dengan pendekatan dengan variabel masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai (Triatmojo,2010:183).

Perhitungan kerapatan jaringan sungai:

Panjang Total Orde Sungai

$$D = A \quad (2-17)$$

Perhitungan debit aliran dasar (Harto,1993:168):

$$Q_b = 0,4751 A^{0,6444} D^{0,9430} \quad (2-18)$$

dengan:

Q_b = aliran dasar (m^3/det)

- A = luas DAS (m²)
- D = kerapatan sungai

2.1.4 Analisa Debit Banjir

a. Hidrograf Banjir Rancangan Satuan Sintetik Nakayasu

Untuk memperkirakan debit banjir yang akan terjadi dapat dilakukan analisis Rainfall (*Runoff Model*) dengan metode Nakayasu.

$$Q_p = \frac{A * R_o}{3,6 * (0,3 * T_p + T_{0,3})} \quad (2-19)$$

Persamaan umum hidrograf satuan sintetik Nakayasu adalah sebagai berikut (Soemarto, 1987) :

dengan:

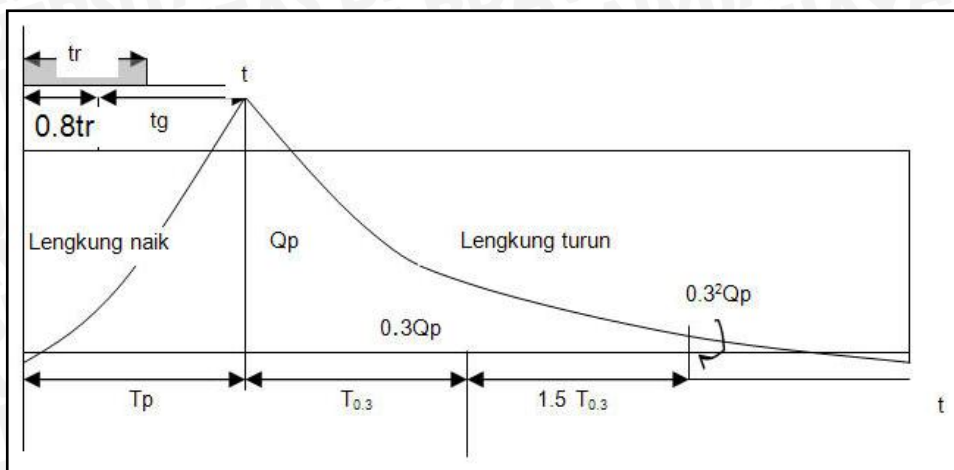
- Q_P = debit puncak banjir (m³/det),
- R₀ = Hujan satuan (mm),
- T_P = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)
- T_{0,3} = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30 % dari debit puncak.

Bagian lengkung naik (*rising limb*) hidrograf satuan mempunyai persamaan:

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \quad (2-20)$$

dengan:

- Q_a = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m³/dtk),
- t = waktu,
- Q_p = debit puncak (m³/dtk)



Gambar 2.2. Hidrograf Satuan Nakayasu
Sumber : Soemarto (1987:168)

Bagian lengkung turun (*decreasing limb*)

Untuk, $Q_d > 0.3 Q_p$

$$Q_d = Q_p 0.3^{\frac{t-T_p}{T_{0.3}}} \quad (2-21)$$

Untuk, $0.3 \cdot Q_p > Q_d > 0.32 Q_p$

$$Q_d = Q_p 0.3^{\frac{t-T_p+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}} \quad (2-22)$$

Untuk, $0.32 Q_p > Q_d$

$$Q_d = Q_p 0.3^{\frac{t-T_p+1.5T_{0.3}}{2T_{0.3}}} \quad (2-23)$$

$$T_{0.3} = \alpha \cdot T_g \quad (2-24)$$

dengan ketentuan:

- untuk daerah pengaliran biasa $\alpha = 2$,
- untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat $\alpha = 1.5$
- untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $\alpha = 3$.

Tenggang waktu,

$$T_p = t_g + 0.8 t_r \quad (2-25)$$

Untuk:

$$L < 15 \text{ km}$$

$$t_g = 0.21 L^{0.7} \tag{2-26}$$

$$L > 15 \text{ km}$$

$$t_g = 0.4 + 0.058 L \tag{2-27}$$

dengan:

L = panjang sungai (km),

t_g = waktu konsentrasi (jam),

t_r = 0.5 t_g sampai t_g .

b. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Adapun kondisi dan karakteristik yang dimaksud adalah :

- Keadaan hujan
- Luas dan daerah aliran
- Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
- Kelembaban tanah
- Suhu udara, angin dan evaporasi
- Tata guna lahan

Angka koefisien pengaliran untuk berbagai kondisi DAS seperti ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

Tabel 2.1. Angka Koefisien Pengaliran untuk Berbagai Kondisi DAS

No	Kondisi DAS	Koef. Pengaliran
1	Pegunungan	0.75-0.90
2	Pegunungan tersier	0.70-0.80
3	Tanah ber-relief berat dan berhutan kayu	0.50-0.75
4	Daratan pertanian	0.45-0.60
5	Dataran sawah irigasi	0.70-0.80
6	Sungai di pegunungan	0.75-0.85
7	Sungai di dataran rendah	0.45-0.75
8	Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50-0.75

Sumber: Sosrodarsono, (1980 : 145)



Koefisien pengaliran yang tertera pada Tabel 2.1. di atas telah didasarkan pada pertimbangan bahwa koefisien itu terutama tergantung dari faktor-faktor fisik DAS.

c. Hidrograf Banjir Rancangan

Dari hasil perhitungan hidrograf satuan akan didapat suatu bentuk satuan hidrograf yang mendekati dengan sifat aliran banjir sungai yang ada, yang selanjutnya hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang dapat dihitung dengan mempergunakan persamaan-persamaan yang ada pada salah satu metode yang sesuai tersebut di atas.

Hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_k = U_1R_i + U_2R_{i-1} + U_3R_{i-2} + \dots + U_nR_{i-n+1} + B_f \quad (2-28)$$

dengan :

Q_k = Ordinat hidrograf banjir pada jam ke k

U_n = Ordinat hidrograf satuan

R_i = Hujan netto (efektif) pada jam ke I

B_f = Aliran dasar (*base flow*) (Harto,1993:159).

Rumus di atas dalam bentuk tabel dapat disajikan sebagai berikut:

Tabel 2.2. Rumus hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang

Hidrograf Satuan (m ³ /dt/mm)	R1 (mm)	R2 (mm)	Rn	Rm (mm)	Aliran Dasar (m ³ /dt)	Debit (m ³ /dt)
Q ₁	q ₁ ·R ₁	-	-	-	B	Q ₁
Q ₂	q ₂ ·R ₁	Q ₁ ·R ₂	-	-	B	Q ₂
Q ₃	q ₃ ·R ₁	Q ₂ ·R ₂	...	-	B	Q ₃
Q ₄	q ₄ ·R ₁	Q ₃ ·R ₂	...	q ₁ ·R _m	B	Q ₄
Q ₅	q ₅ ·R ₁	Q ₄ ·R ₂	...	q ₂ ·R _m	B	Q ₅
....	Q ₅ ·R ₂	...	q ₃ ·R _m	B	Q _n
Q _n	q _n ·R ₁	q ₄ ·R _m	B	Q _{n+1}
		q _n ·R ₂	...	q ₅ ·R _m	B	Q _{n+2}
			B	Q _{n+3}
			...	q _n ·R _m	B	Q _{n+m-1}

2.2. Analisa Hidrolika

2.2.1. Analisa Profil Aliran

Elevasi muka air pada alur sungai perlu dianalisis untuk mengetahui pada bagian manakah terjadi luapan pada alur sungai, sehingga dapat ditentukan dimensi untuk



perbaikan sungai. Dalam menganalisis kondisi sungai tersebut dapat digunakan program HEC-RAS 4.0. yang dikeluarkan oleh *U.S. Army Corps of Engineers*. Program HEC-RAS sendiri dikembangkan oleh *The Hydrologic Engineer Centre (HEC)*, yang merupakan bagian dari oleh *U.S. Army Corps of Engineers*.

Program HEC-RAS 4.0. menggunakan pengaturan data dimana dengan data geometri yang sama bisa dilakukan kalkulasi data aliran yang berbeda-beda, begitu juga dengan sebaliknya. Data geometri terdiri dari layout permodelan disertai *cross section* untuk saluran-saluran yang dijadikan model. Data aliran ditempatkan terpisah dari data geometri. Data aliran bisa dipakai salah satu antara data aliran tunak (*steady*) atau data aliran tak tunak (*unsteady*). Dalam masing-masing data aliran tersebut harus terdapat *boundary condition* dan *initial condition* yang sesuai agar permodelan dapat dijalankan. Selanjutnya bisa dilakukan kalkulasi dengan membuat skenario simulasi. Skenario simulasi harus terdiri dari satu data geometri dan satu data aliran.

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.

Pada beberapa lokasi di sungai atau saluran ada bangunan air seperti pilar jembatan, gorong-gorong, bendung dan lain-lain. 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 atau saluran yang ditinjau.

2.2.2. Aliran Tak Tunak (*Unsteady Flow*) pada Saluran Terbuka

Aliran tak tunak digolongkan kedalam dua jenis, yakni aliran tak tunak berubah lambat laun (*gradually varied undteady flow*) dan berubah tiba-tiba (*rapiadly varied undteady flow*). Pada jenis yang pertama kuva yang menggambarkan profil gelombang translator (gelombang gravitasi yang merambat pada saluran terbuka dan menyebabkan gerak butir-butir air sejajar arah aliran, sepanjang jarak tertentu), besarnya menengah dan perubahan kedalaman berlangsung secara perlahan-lahan. Sedangkan pada jenis yang kedua, kurva yang menggambarkan profil gelombang sangat besar dan pada permukaan profilnya benar-benar diskontinyu.

Persamaan kontinuitas aliran tak tunak dapat disusun berdasarkan konservasi massa pada suatu ruang kecil diantara dua buah penampang pada saluran. Berikut persamaan kontinuitas untuk aliran tak tunak (*unsteady flow*),

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt + T dx \left(\frac{\partial y}{\partial t}\right) dt = \left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt + dx \left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) dt = 0 \quad (2-29)$$

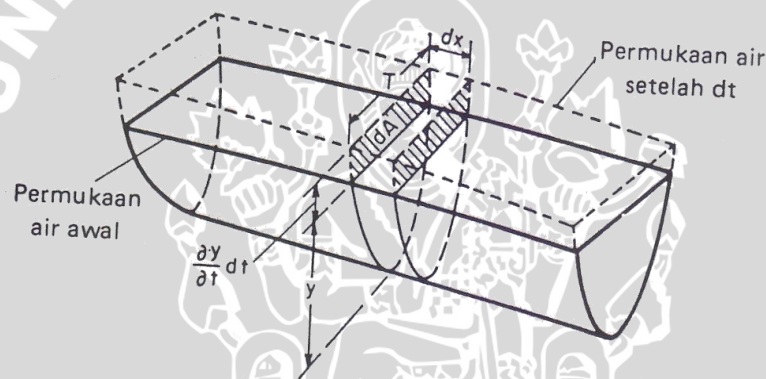
dengan:

$\frac{\partial Q}{\partial x}$ = perubahan debit terhadap jarak (m^3/dt)

$\frac{\partial y}{\partial t}$ = perubahan kedalaman terhadap waktu (m)

dt = perubahan debit yang melalui ruang dalam waktu

T dx = perubahan simpanan saluran pada ruang dalam waktu



Gambar 2.3. Kontinuitas Aliran Tak Tunak

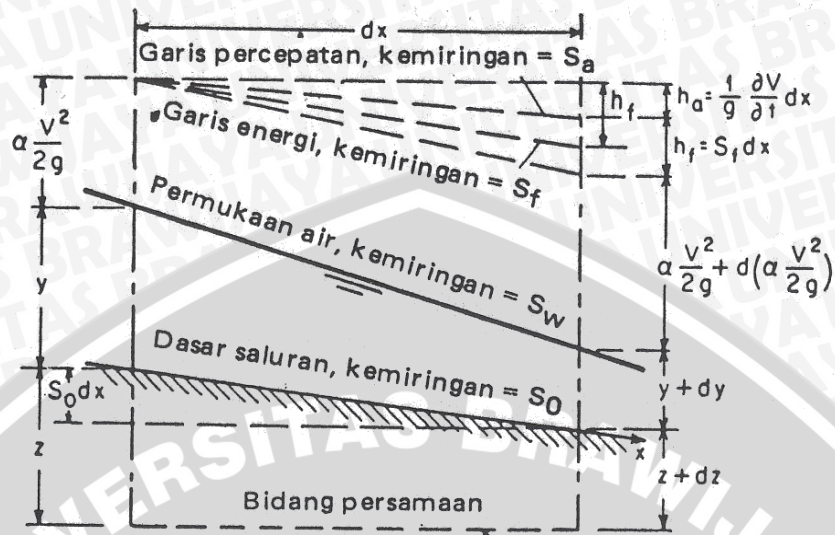
Sumber : Chow (1997:471)

2.2.3. Persamaan Dinamik Aliran Tak Tunak (*Unsteady Flow*)

Untuk penyederhanaannya, aliran tak tunak diperlakukan sebagai aliran tunak dua dimensi ditambah dengan pemakaian variabel unsur waktu. Variabel waktu ini digunakan dalam perhitungan variasi kecepatan aliran dan percepatan yang terjadi. Sehingga percepatan tersebut menghasilkan gaya dan menyebabkan pertambahan kehilangan energi pada aliran.

Perubahan tinggi energi keseluruhan pada unsur panjang dx dapat dilakukan persis pada aliran tunak, kecuali adanya penambahan kehilangan energi yang disebabkan oleh percepatan. Kehilangan energi keseluruhan terdiri dari dua bagian, yaitu kehilangan energi yang disebabkan oleh gesekan h_f dan kehilangan energi yang disebabkan oleh percepatan h_a . Garis yang menunjukkan kehilangan energi kecepatan

dinamakan garis percepatan dengan kemiringan S_a . Berikut gambaran sederhana mengenai energi pada aliran tak tunak.



Gambar 2.4. Garis Energi pada Aliran Tak Tunak

Sumber : Chow (1997:473)

Persamaan dinamik untuk aliran tak tunak (*unsteady flow*) sebagai berikut,

$$z + y + \frac{\alpha V^2}{2g} = z + dz + y + dy + \frac{\alpha V^2}{2g} + d \frac{\alpha V^2}{2g} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx + S_f dx \quad (2-30)$$

Bila disederhanakan diperoleh,

$$d(z + y + \frac{\alpha V^2}{2g}) = -S_f dx - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx \quad (2-31)$$

dengan:

z = ketinggian air dari bidang persamaan (m)

y = kedalaman air (m)

α = koefisien coriolis

V = kecepatan rerata (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m^3/dt)

S_f = kemiringan gesek

dx = unsur perubahan panjang

∂t = unsur perubahan waktu

2.2.4. 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 :

$$h_f = L \overline{S_f} \quad (2-32)$$

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (2-33)$$

$$\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (2-34)$$

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 (m³/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 :

$$h_c = C \left| \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \right| \quad (2-35)$$

dengan :

C = koefisien akibat kehilangan tinggi kontraksi dan ekspansi

Program ini mengasumsikan bahwa kontraksi dan ekspansi (kehilangan energi akibat pelebaran sungai) terjadi jika kecepatan di hilir lebih tinggi jika dibandingkan dengan kondisi di hulu. 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 2.3. 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

Sumber: Hydraulic Reference Manual HEC-RAS 4.0, 2008:21

2.2.5. 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 :

$$K_j = \frac{1,49}{n_j} \cdot A_j \cdot R_j^{2/3} \quad (\text{dalam satuan Inggris}) \quad (2-36)$$

$$K_j = \frac{1}{n_j} \cdot A_j \cdot R_j^{2/3} \quad (\text{dalam satuan Metrik}) \quad (2-37)$$

Dengan : K_j : pengangkutan tiap bagian

n : koefisien kekasaran manning tiap bagian

A_j : daerah aliran tiap bagian

R_j : jari-jari hidrolis tiap bagian

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

$$K_t = \sum_{j=i}^n K_j \quad (2-38)$$

dengan :

n = jumlah sub bagian pada suatu penampang melintang sungai

2.2.6. Koefisien Kekasaran

Suatu sungai memiliki nilai kekasaran yang sangat bervariasi dan tergantung pada beberapa faktor sehingga perlu adanya tinjauan terhadap faktor-faktor yang

memiliki pengaruh besar terhadap nilai koefisien kekasaran. Adapun faktor-faktor yang mempengaruhi koefisien kekasaran Manning antara lain:

Tipe saluran dan deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
Digali atau Dikeruk			
<i>a.</i> Tanah lurus dan seragam			
1. Bersih, baru dibuat	0,016	0,018	0,020
2. Bersih, telah melapuk	0,018	0,022	0,025
3. Kerikil, penampang seragam, bersih	0,022	0,025	0,030
4. Berumput pendek, sedikit tanaman pengganggu	0,022	0,027	0,033
<i>b.</i> Tanah, berkelok-kelok dan tenang			
1. Tanpa tetumbuhan	0,023	0,025	0,030
2. Rumput dengan beberapa tanaman pengganggu	0,025	0,030	0,033
3. Banyak tanaman pengganggu atau tanaman air pada saluran yang dalam	0,030	0,035	0,040
4. Dasar tanah dengan tebing dari batu pecah	0,028	0,030	0,035
5. Dasar berbatu dengan tanaman pengganggu pada tebing	0,025	0,035	0,040
6. Dasar berkerakal dengan tebing yang bersih	0,030	0,040	0,050
<i>c.</i> Hasil galian atau kerukan			
1. Tanpa tetumbuhan	0,025	0,028	0,033
2. Semak-semak kecil di tebing	0,035	0,050	0,060
<i>d.</i> Pecahan batu			
1. Halus, seragam	0,025	0,035	0,040
2. Tajam, tidak beraturan	0,035	0,040	0,050
<i>e.</i> Saluran tidak dirawat, dengan tanaman pengganggu dan belukar tidak dipotong			
1. Banyak tanaman pengganggu setinggi air	0,050	0,080	0,120
2. Dasar bersih, belukar di tebing	0,040	0,050	0,080
3. Idem, setinggi muka air tertinggi	0,045	0,070	0,110
4. Banyak belukar setinggi air banjir	0,080	0,100	0,140
Saluran Alam			
<i>a.</i> Saluran kecil (lebar atas pada taraf banjir <100 kaki)			
<i>a.</i> Saluran di dataran			
1. Bersih lurus, terisi penuh, tanpa rekahan atau ceruk dalam	0,025	0,030	0,033
2. Seperti di atas, banyak batu-baru, tanaman pengganggu	0,030	0,035	0,040
3. Bersih, berkelok-kelok, berceruk, bertebing	0,033	0,040	0,045
4. Seperti di atas, dengan tanaman pengganggu, batu-batu	0,035	0,045	0,050
5. Seperti di atas, tidak terisi penuh, banyak kemiringan dan penampang yang kurang efektif	0,040	0,048	0,055
6. Seperti no.4, berbatu lebih banyak	0,045	0,050	0,060
7. Tenang pada bagian lurus, tanaman pengganggu, ceruk dalam	0,050	0,070	0,080
8. Banyak tanaman pengganggu, ceruk dalam atau jalan air penuh kayu dan ranting	0,075	0,100	0,150

Gambar 2.5 Tabel Koefisien Manning

Sumber : Chow (1997:102)

Tipe saluran dan deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
b. Saluran di pegunungan, tanpa tetumbuhan di saluran tebing umumnya terjal, pohon dan semak-semak separjang tebing			
1. Dasar: kerikil, kerakal dar. sedikit batu besar	0,030	0,040	0,050
2. Dasar: kerakal dengan batu besar	0,040	0,050	0,070
D-2. Dataran banjir			
a. Padang rumput tanpa belukar			
1. Rumput pendek	0,025	0,030	0,035
2. Rumput tinggi	0,030	0,035	0,050
b. Daerah pertanian			
1. Tanpa tanaman	0,020	0,030	0,040
2. Tanaman dibariskan	0,025	0,035	0,045
3. Tanaman tidak dibariskan	0,030	0,040	0,050
c. Belukar			
1. Belukar terpecah, banyak tanaman pengganggu	0,035	0,050	0,070
2. Belukar jarang dan pohon, musim dingin	0,035	0,050	0,060
3. Belukar jarang dan pohon, musim semi	0,040	0,060	0,080
4. Belukar sedang sampai rapat, musim dingin	0,045	0,070	0,110
5. Belukar sedang sampai rapat, musim semi	0,070	0,100	0,160
d. Pohon-pohonan			
1. Willow rapat, musim semi, lurus	0,110	0,150	0,200
2. Tanah telah dibersihkan, tunggul kayu tanpa tunas.	0,030	0,040	0,050
3. Seperti di atas, dengan tunas-tunas lebat	0,050	0,060	0,080
4. Banyak batang kayu, beberapa tumbang, ranting-ranting, taraf banjir di bawah cabang pohon	0,080	0,100	0,120
5. Seperti di atas taraf banjir mencapai cabang pohon	0,100	0,120	0,160
D-3. Saluran besar (lebar atas pada taraf banjir > 100 kaki). Nilai <i>n</i> lebih kecil dari saluran kecil dengan perincian yang sama, sebab tebing memberikan hambatan efektif yang lebih kecil			
a. Penampang beraturan tanpa batu besar atau belukar	0,025	0,060
b. Penampang tidak beraturan dan kasar	0,035	0,100

Gambar 2.6 Tabel Koefisien Manning (lanjutan)

Sumber : Chow (1997:102)

2.2.7. Kondisi Batas (*Boundary Condition*)

Kondisi batas diperlukan untuk menentukan permukaan air mula-mula pada bagian akhir sistem sungai (hulu dan hilir). Pada aliran sub kritis, kondisi batas hanya diutamakan pada akhir skema sungai bagian hilir. Pada aliran superkritis, kondisi batas hanya diutamakan pada akhir skema sungai bagian hilir. Jika perpaduan antara aliran sub kritis dan super kritis, maka kondisi batas yang harus dimasukkan adalah kedua batas pada skema sistem sungai tersebut (hulu dan hilir).

Ada beberapa tipe syarat Kondisi batas (*boundary condition*) yang tersedia pada kondisi aliran tak tunak :

1. *Stage Hydrograph*

Stage Hydrograph dapat digunakan sebagai syarat hulu maupun hilir.

2. *Flow Hydrograph*

Flow Hydrograph dapat digunakan sebagai syarat batas hulu maupun hilir. Namun biasanya digunakan sebagai syarat batas hulu.

3. *Stage and Flow Hydrograph*

Stage and Flow Hydrograph digunakan bersama-sama pada syarat batas hulu maupun hilir. Pada syarat batas hulu *Stage and Flow Hydrograph* digunakan secara kombinasi. Pada awalnya *Stage Hydrograph* sebagai syarat batas hulu, namun pada saat perhitungan keluar dari cakupan data, maka secara otomatis syarat batas akan berubah ke *Flow Hydrograph*.

4. *Lateral Inflow Hydrograph*

Lateral Inflow Hydrograph sebagai syarat batas internal. *Lateral Inflow* digunakan jika pengguna ingin memasukkan *Flow Hydrograph* diantara dua potongan melintang dan didistribusikan secara merata sepanjang aliran.

5. *Rating Curves*

Rating Curves digunakan untuk syarat hilir. Ketika kondisi batas tipe ini dipilih, sebuah menu window akan muncul dan pengguna memasukkan nilai elevasi dengan *flow rating curve*.

6. *Normal depth*

Normal depth hanya dapat digunakan sebagai syarat batas pada saluran yang mempunyai hilir terbuka. Untuk kondisi batas tipe ini, perlu memasukkan nilai kemiringan energi yang akan digunakan dalam perhitungan kedalaman normal (menggunakan rumus manning) pada lokasi tersebut. Pada umumnya, kemiringan energi dapat diperkirakan dengan menggunakan kemiringan rerata pada saluran atau pada permukaan air pada jarak interval penampang melintangnya.

7. *Ground Water Inflow*

Pilihan ini memungkinkan pengguna dapat mengidentifikasi saluran yang debitnya dapat dipengaruhi oleh air bawah tanah.

8. *Time Series of Gate Openings*

Pilihan ini memungkinkan pengguna dapat memperhitungkan bukaan pintu yang dioperasikan secara berkala pada pintu pelimpah, baik melintang maupun latera, atau pintu pelimpah yang menggunakan dua kolam retensi.

9. *Elevation Controlled Gate*

Pilihan ini memungkinkan pengguna dapat memperhitungkan bukaan dan penutupan pintu air yang dipengaruhi oleh ketinggian air.

10. *Navigation Dam*

Untuk menggambarkan pintu air sebagai control pada pengoperasian *Navigation Dam*.

11. *Internal Observed Stage and Flow Hydrograph*

Pilihan ini memungkinkan pengguna memasukkan hasil pengamatan *Stage and Flow Hydrograph* sebagai syarat batas internal pada titik di dekat hulu (*just upstream*) struktur melintang.

Bila elevasi muka air pada kondisi batas tidak diketahui, namun perlu memasukkan nilai tersebut untuk memulai menghitung, maka nilai elevasi muka air estimasi harus dimasukkan atau memilih kedalaman normal atau kritis.

2.2.8. Analisa Pasang Surut

Pasang surut adalah fluktuasi muka air laut karena adanya gaya tarik benda-benda langit, terutama matahari dan bulan terhadap massa air laut di bumi.

Pada suatu yang bermuara pada laut tidak akan pernah lepas dari pengaruh pasang surut air laut. Pasang surut sangat mempengaruhi kondisi pengaliran air sungai di muara. Pada saat air surut, maka air sungai dapat mengalir ke laut, tetapi pada saat pasang maka akan terjadi pembendungan.

Keadaan ini akan mengakibatkan *efek backwater* (aliran balik) pada sungai tersebut sehingga akan menaikkan elevasi muka air di bagian hulunya. Kondisi ini akan menyebabkan terhalangnya aliran air, sehingga menyebabkan genangan pada alur sungai.

2.3. Sistem Pengendalian Banjir

2.3.1. 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.

2.3.2. 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 :

$$Q_p = 1,1 \cdot Q_0 \quad (2-39)$$

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.

d. Kemiringan memanjang

Sebaiknya kemiringan dasar sungai di daerah kipas pengendapan tidak perlu dirubah. Kalaupun 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.



Gambar 2.7. Kondisi Alur Sungai pada Belokan
Sumber : Suprijanto, Heri: Diktat Kuliah

2.3.3. Tanggul

Tanggul disepanjang sungai adalah salah satu bangunan yang paling utama dan yang paling penting dalam usaha melindungi kehidupan dan harta benda masyarakat terhadap genangan-genangan yang disebabkan oleh banjir dan badai. Tanggul dibangun terutama dengan konstuksi urugan tanah, karena tanggul merupakan bangunan menerus yang sangat panjang serta membutuhkan bahan urugan yang volumenya sangat besar. Selain tanah, maka akan sangat sukar untuk memperoleh bahan urugan untuk pembuatan tanggul. Tanah dapat diperoleh dari hasil galian dikanan kiri trase tanggul atau bahkan dapat diperoleh dari hasil pekerjaan normalisasi sungai berupa galian pelebaran alur sungai yang biasanya dilaksanakan bersamaan dengan pembangunan tanggul. (Sosrodarsono, 1985:83).

Tanggul merupakan bangunan yang berada diantara aliran sungai yang bertujuan untuk menahan aliran air sungai agar tidak menuju ke wilayah permukiman ataupun lahan yang tidak memerlukan pengaliran air sungai. Dalam hal ini tanggul berfungsi menjaga keberadaan lingkungan dari ancaman limpasan air sungai yang melebihi aliran normal.

Bahan urugan untuk tanggul haruslah merupakan bahan yang sangat mudah penggarapannya dan setelah menjadi tanggul mudah untuk menyesuaikan diri dengan kemungkinan penurunan yang tidak rata. Oleh karena itu, biasanya tanggul dibuat dari bahan tanah. Tanah merupakan bahan bangunan yang sangat stabil dan tidak akan rusak dalam waktu yang lama.

Apabila di beberapa tempat terjadi kerusakan tanggul, perbaikannya sangat mudah dan cepat menggunakan tanah yang tersedia di sekitar lokasi kerusakan. Adapun kriteria-kriteria tanggul yang harus dipenuhi:

1. Tanggul harus kuat menahan tekanan air
2. Tanggul harus stabil
3. Tubuh tanggul harus cukup tingginya

2.3.3.1. Trase tempat kedudukan tanggul

Garis bahu depan suatu tanggul disebut sebagai trase tempat kedudukan tanggul atau disingkat dengan istilah trase tanggul. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam penetapan tanggul (Sosrodarsono,1985:85) :

1. Lokasi trase tanggul

Supaya dipilih agar tempat kedudukan tanggul melintas tanah pondasi yang kedap air, diusahakan agar dihindarkan pondasi tanah yang lemah, seperti rawa-rawa, lumpur lunak dan gambut.

2. Arah trase tanggul

Dalam menentukan arah trase tanggul agar diperhatikan hal-hal sebagai berikut :

- Supaya dipilih suatu penampang basah sungai yang paling efektif dengan kapasitas penaliran maksimum
- Agar trase tanggul searah dengan arah arus sungai dan dihindarkan terjadinya belokan yang tajam
- Diusahakan agar arah trase tanggul kiri dan tanggul kanan paralel mungkin dengan alur sungai, dihindarkan adanya perubahan lebar sungai yang mendadak. Diusahakan agar bantaran cukup lebar, sehingga jarak antara tepi alur sungai dan kaki tanggul cukup jauh.
- Pada sungai-sungai yang arusnya tidak deras, diusahakan agar kurva alirannya stabil.

3. Jarak antar trase tanggul sungai

Jarak antara trase tanggul dianggap sebagai jarak antara kedua tanggul yang membujur kekanan dan kekiri sungai yang ditetapkan berdasarkan debit banjir rencana, kemiringannya, tinggi muka air pada banjir yang pernah terjadi, arah serta kecepatan arus sungai dan jika mungkin tambahan persediaan lebar seperlunya.

Guna menentukan debit sungai pada umumnya menggunakan formula Chezy sebagai berikut :

$$Q = CBH^{\frac{3}{2}} I^{\frac{1}{2}} \quad (2-40)$$

Dimana : Q = Debit (m³/dt)

C = Koefisien Chezy

B = Lebar sungai

H = Kedalaman rata-rata

I = Kemiringan permukaan air sungai

Sungai yang sangat lebar dan dalam alirannya memperlihatkan adanya turbulensi, maka lebarnya sering dibatasi atau dikurangi dengan pembuatan tanggul sirip

pada bantarnya. Lebar sungai dapat ditambah lagi untuk menghindari terjadinya pukulan air atau menghindari belokan yang tajam.

2.3.3.2. Bentuk Penampang Lintang Tanggul

a. Tinggi jagaan

Tinggi tanggul akan ditentukan berdasarkan tinggi muka air rencana pada kala ulang 10 tahun dengan penambahan jagaan yang diperlukan. *Jagaan* adalah tinggi tambahan dari tinggi muka air rencana dimana air tidak diijinkan melimpah. Tabel di bawah ini memperlihatkan standar hubungan antara besarnya debit banjir rencana dengan tinggi jagaan yang disarankan.

Tabel 2.4. Hubungan antara Debit Banjir Rencana dengan Tinggi Jagaan

No	Debit Banjir Rancangan (m^3/dt)	Jagaan (m)
1	Kurang dari 200	0.6
2	200 - 500	0.8
3	500 - 2000	1
4	2000 - 5000	1.2
5	5000 - 10000	1.5
6	10000 atau lebih	2

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, (1985:87)

b. Lebar mercu tanggul

Pada daerah yang padat dimana perolehan areal tanah untuk tempat kedudukan tanggul sukar untuk didapatkan sangat sukar dan mahal, pembangunan tanggul dengan mercu yang tidak lebar dan dengan lerengnya yang agak curam kelihatannya cukup memadai, khususnya apabila hanya ditinjau dari segi stabilitas tanggulnya. Akan tetapi mercu yang cukup lebar (3 – 7 m) biasanya diperlukan apabila ditinjau dari keperluan untuk perondaan di waktu banjir dan sebagai jalan-jalan inspeksi serta logistik untuk pemeliharaan tanggul. Berikut merupakan lebar standar mercu tanggul berdasarkan debit banjir rencana.

Tabel 2.5. Lebar Standar Mercu Tanggul

No	Debit Banjir Rancangan (m^3/dt)	Lebar Mercu (m)
1	Kurang dari 500	3
2	500 - 2000	4
3	2000 - 5000	5
4	5000 - 10000	6
5	10000 atau lebih	7

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, (1985:88)

c. Kemiringan lereng tanggul

Dalam keadaan biasa tanpa perkuatan lereng, tanggul direncanakan dengan kemiringan 1 : 2 atau lebih kecil. Berm dan elevasi kemiringan talud dasar mempunyai hubungan yang sangat erat satu sama lain dan keduanya harus ditentukan melalui pengujian terhadap bahan badan tanggul, durasi banjir, stabilitas terhadap kebocoran dari air tinggi dan pondasi *subsoil* dari pada tanggul tersebut. Hal tersebut dapat ditunjukkan sebagai berikut :

- Berm harus disediakan tiap 3 – 5 m dari puncak pada sisi bagian air bila tinggi tanggul 6 m atau lebih, dan tiap-tiap dari sampai 3 m dari puncak pada sisi bagian tanah bila tinggi tanggul 4 m atau lebih.
- Lebar 3 m atau lebih. Miring talud tanggul harus merupakan kemiringan landai bandingan 1: 2 atau lebih, namun hal itu tidak perlu bila talud permukaan dilapisi dengan beton atau bahan serupa.

d. Bahan tanah urugan tanggul

Bahan utama untuk pembangunan tanggul adalah tanah dan karakteristik bahan tanah tersebut merupakan faktor penting dalam penentuan bentuk penampang lintang tanggul. Pada hakikatnya tanah yang baik untuk tanggul adalah bahan tanah yang mempunyai sifat-sifat antara lain kekedapannya tinggi, nilai kohesinya tinggi, dalam keadaan jenuh air sudut geser dalamnya cukup tinggi, pekat dan angka porinya rendah. Memperhatikan hal-hal tersebut diatas.

Bahan yang cocok untuk pembangunan tanggul adalah tanah dengan karakteristik sebagai berikut:

1. Dalam keadaan jenuh air mampu bertahan terhadap gejala gelincir dan longsor.
2. Pada waktu banjir yang lama tidak rembes atau bocor.
3. Penggalian, transportasi dan pematatannya mudah
4. Tidak terjadi retak-retak yang membahayakan kestabilan tubuh tanggul.
5. Bebas dari bahan organis, seperti akar-akaran, pohon-pohonan dan rumput-rumputan.

2.3.4. Stabilitas Lereng Tanggul dengan Program Geoslope

Ada beberapa metode yang dapat digunakan untuk pengujian stabilitas lereng, antara lain metode irisan Bishop. Dalam studi ini analisa stabilitas lereng dilakukan dengan metode irisan bidang luncur menurut metode Bishop dengan menggunakan program Geoslope. Dalam metode ini menunjukkan kebanyakan peristiwa longsor tanah terjadi dengan bentuk bidang longsor yang berupa lengkungan. Kesalahan analisis

stabilitas lereng tidak banyak disebabkan oleh bentuk anggapan bidang longsor, akantetapi oleh kesalahan dalam penentuan sifat-sifat tanah dan penentuan lokasi longsor kritis (Bowles, 1984).

Dalam metode ini, permukaan runtuh potensial pada potongan diasumsikan berbentuk busur lingkaran dengan pusat O dan jari-jari r. Massa tanah (ABCD) di atas permukaan runtuh coba-coba (AC) dibagi oleh bidang-bidang vertikal menjadi sejumlah irisan dengan lebar b, seperti diperlihatkan pada gambar 2.6. Dasar dari setiap irisan diasumsikan sebagai garis lurus. Untuk setiap irisan, sudut yang dibentuk oleh dasar irisan dan sumbu horisontal adalah α dan tingginya, yang diukur pada garis sumbu adalah h. Faktor keamanan didefinisikan sebagai rasio kekuatan geser yang ada (τ_f) terhadap kekuatan geser (τ_m) yang harus dikerahgkan untuk mempertahankan syarat batas keseimbangan, yaitu

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (2-41)$$

Gaya (per satuan ukuran yang tegak lurus terhadap potongan) yang bekerja pada irisan adalah :

1. Berat total irisan, $W = \gamma bh$ (γ_{sat} bila diperlukan).
2. Gaya normal total pada dasar, N (sama dengan σl). Umumnya, gaya ini memiliki dua batas komponen, yaitu gaya normal efektif N' (sama dengan $\sigma' l$) dan gaya air batas U (*boundary water force*), (sama dengan ul), dimana u adalah tekanan air pori pada pusat dasar dan l adalah panjang dasar.
3. Gaya geser pada dasar, $T = \tau_m l$.
4. Gaya normal total pada sisi-sisi E_1 dan E_2 .
5. Gaya geser pada sisi-sisi, x_1 dan x_2 Setiap gaya luar harus diperhitungkan dalam analisis.

Dengan meninjau momen terhadap O, maka jumlah momen akibat gaya-gaya geser T pada busur keruntuhan AC harus sama dengan momen akibat berat massa tanah ABCD. Untuk setiap irisan, lengan momen W adalah $r \sin \alpha$, sehingga

$$\sum Tr = \sum Wr \sin \alpha \quad (2-42)$$

$$\therefore F = \frac{\sum \tau_f l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2-43)$$

Penyelesaian Penyederhanaan menurut Bishop

Dalam penyelesaian ini diasumsikan bahwa resultan gaya pada sisi irisan adalah horisontal, yaitu

$$x_1 - x_2 = 0 \quad (2-44)$$

untuk keseimbangan gaya geser pada dasar setiap irisan adalah

$$T = \frac{1}{f}(c'l + N'\tan\phi') \quad (2-45)$$

dengan menyelesaikan kembali gaya-gaya dalam arah vertikal :

$$W = N'\cos\alpha + ul\cos\alpha + \frac{c'l}{F}\sin\alpha + \frac{N'}{F}\tan\phi'\sin\alpha \quad (2-46)$$

$$\therefore N' = \left(W - \frac{c'l}{F}\sin\alpha - ul\cos\alpha \right) / \left(\cos\alpha + \frac{\tan\phi'\sin\alpha}{F} \right) \quad (2-47)$$

dengan substitusi $l = b.\sec\alpha$

$$F = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} \sum \left[\left\{ c'b + (W - ub)\tan\phi' \right\} \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi'}{F}} \right] \quad (2-48)$$

Tekanan air pori dapat dihubungkan dengan 'tekanan pengisian total' (*total fill pressure*) pada setiap titik dengan menggunakan rasio tekanan pori yang tak berdimensi, yang didefinisikan sebagai

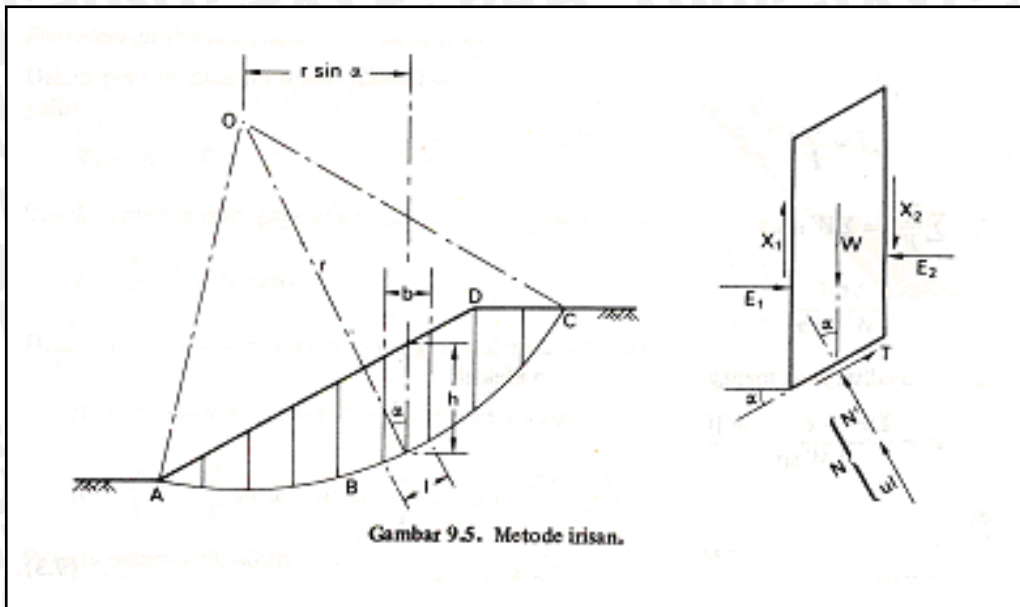
$$r_u = \frac{u}{\gamma h} = \frac{u}{W/b} \quad (2-49)$$

$$F = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} \sum \left[\left\{ c'b + W(1 - r_u)\tan\phi' \right\} \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi'}{F}} \right] \quad (2-50)$$

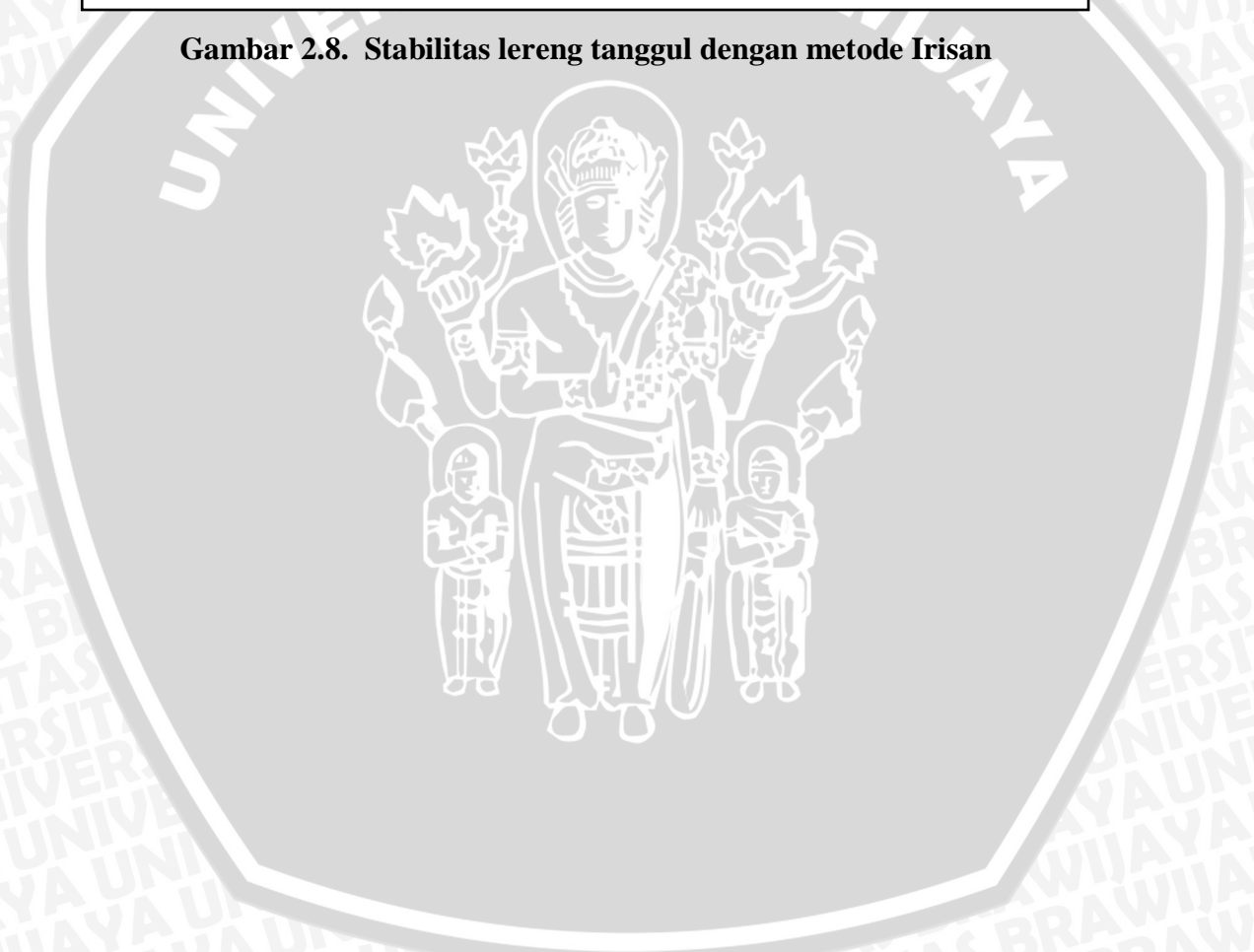
Diperlukan pemilihan sejumlah permukaan keruntuhan coba-coba yang tepat, maka metode irisan biasanya diselesaikan dengan menggunakan perhitungan geometri lereng yang lebih kompleks dan lapisan tanah yang berbeda akan dapat diselesaikan dengan metode ini.

$$F_s = \frac{\text{gayapenahan}}{\text{gayayangmenggelincirkn}} = \frac{\sum (c.l + W_i \cos\alpha_i \tan\theta)}{\sum W_i \sin\alpha_i} \quad (2-51)$$

Untuk angka keamanan biasanya digunakan $F_s > 1,2$ karena jika 1 maka lereng sudah dalam bahaya keruntuhan. (Sosrodarsono, 2005 : 35).



Gambar 2.8. Stabilitas lereng tanggul dengan metode Irisan



BAB III METODOLOGI KAJIAN

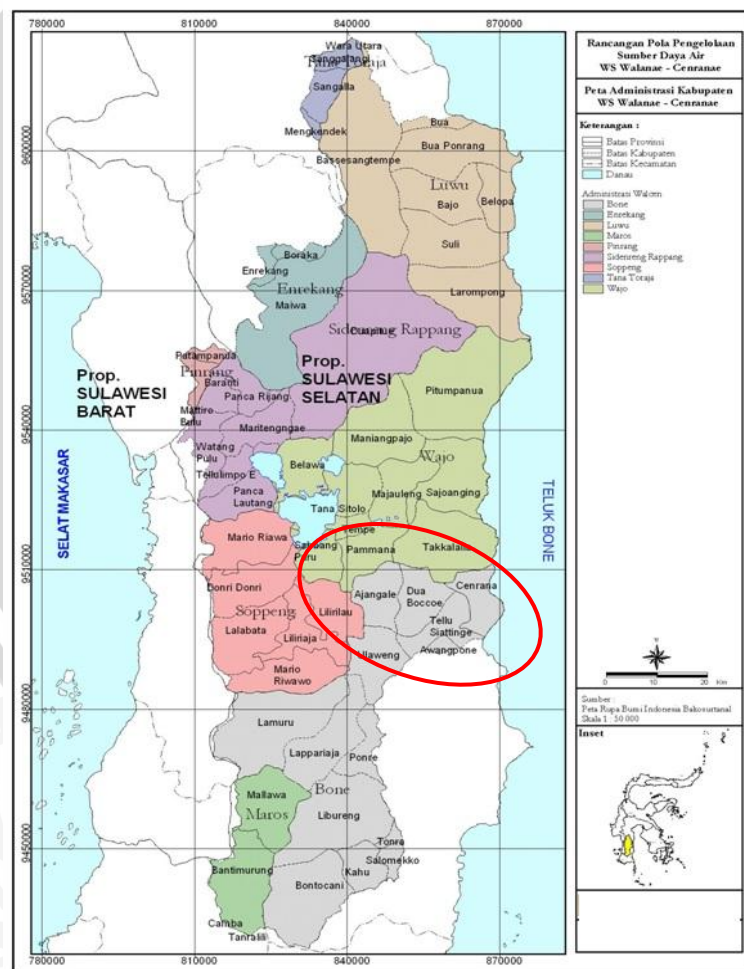
3.1. Letak Administratif

Secara Administrasi DAS Cenranae berada di wilayah Kabupaten Wajo (hulu) dan Kabupaten Bone (hilir), yang mana cakupan wilayahnya adalah :

- Kabupaten Wajo : Meliputi Kecamatan Tana Sitolo, Tempe, Pammana, Majauleng, Sabang Paru dan Takkalalla.
- Kabupaten Bone : Meliputi Kecamatan Ajangale, Cenrana, Dua Boccoe, Ulaweng, dan Tellusiattiange.

Posisi geografis DAS Cenranae adalah :

- Batas Utara : 04°01'00'' LS
- Batas Timur : Teluk Bone
- Batas Barat : 120°01'00'' BT
- Batas Selatan : 04°34'00'' LS



Gambar 3.1. Peta Administratif Daerah Studi.

3.2. Karakteristik Sungai Cenranae

Karakteristik Cenranae dapat dijelaskan sebagai berikut :

1. Sungai Cenranae merupakan satu-satunya alur pengeluaran (outlet) dari sistem sungai di Danau Tempe atau pada SWS Walanae-Cenranae dengan luas DAS keseluruhan hingga di muara sebesar 7.380 km². Luas DAS yang dihitung dari stasiun pengukur muka air Tampangeng sampai muaranya adalah 1.180 km². Sungai Cenranae mengalir mulai dari Danau Tempe ke arah timur menuju muara di Teluk Bone, mempunyai panjang kurang lebih 69 km.
2. Stasiun curah hujan yang ada adalah Stasiun Hujan Sompe, Stasiun Hujan Cellu, Stasiun Hujan Unyi Duaboccoe, dan Stasiun Hujan Ugi Sabangparu.
3. Topografi

Sebagian besar kondisi topografi DAS Cenranae adalah dataran rendah (elevasi +0 s/d +100 m dpl.), sedangkan sebagian kecil adalah daerah perbukitan (elevasi +200 s/d +600 m dpl.) yaitu kawasan yang berada di kecamatan Ulaweng Kabupaten Bone.



Gambar 3.2 Peta alur Sungai

3.3. Data Pendukung Kajian

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

1. Peta Daerah Aliran Sungai Cenranae

Peta Daerah Aliran Sungai Cenranae dan peta lokasi pengukuran yang digunakan dalam kajian ini diperoleh Proyek Pengukuran Sungai Cenranae.

2. Data Curah Hujan

Data curah hujan yang digunakan adalah data curah hujan yaitu mulai tahun 2001-2010. Stasiun hujan yang digunakan dalam kajian ini adalah 4 stasiun hujan.

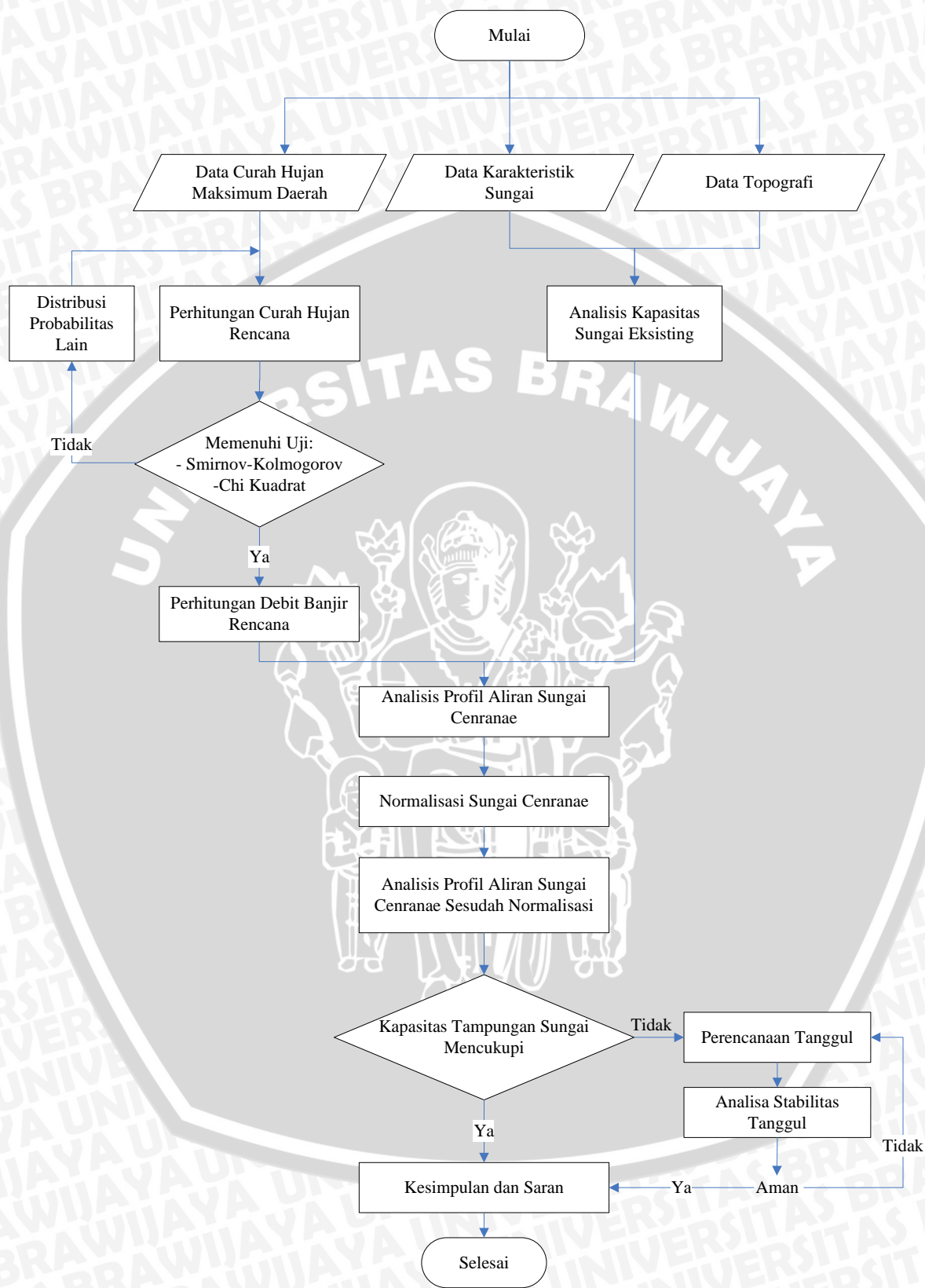
3. Data Pengukuran Penampang Sungai

Data penampang memanjang dan melintang sungai sepanjang 69 Km.

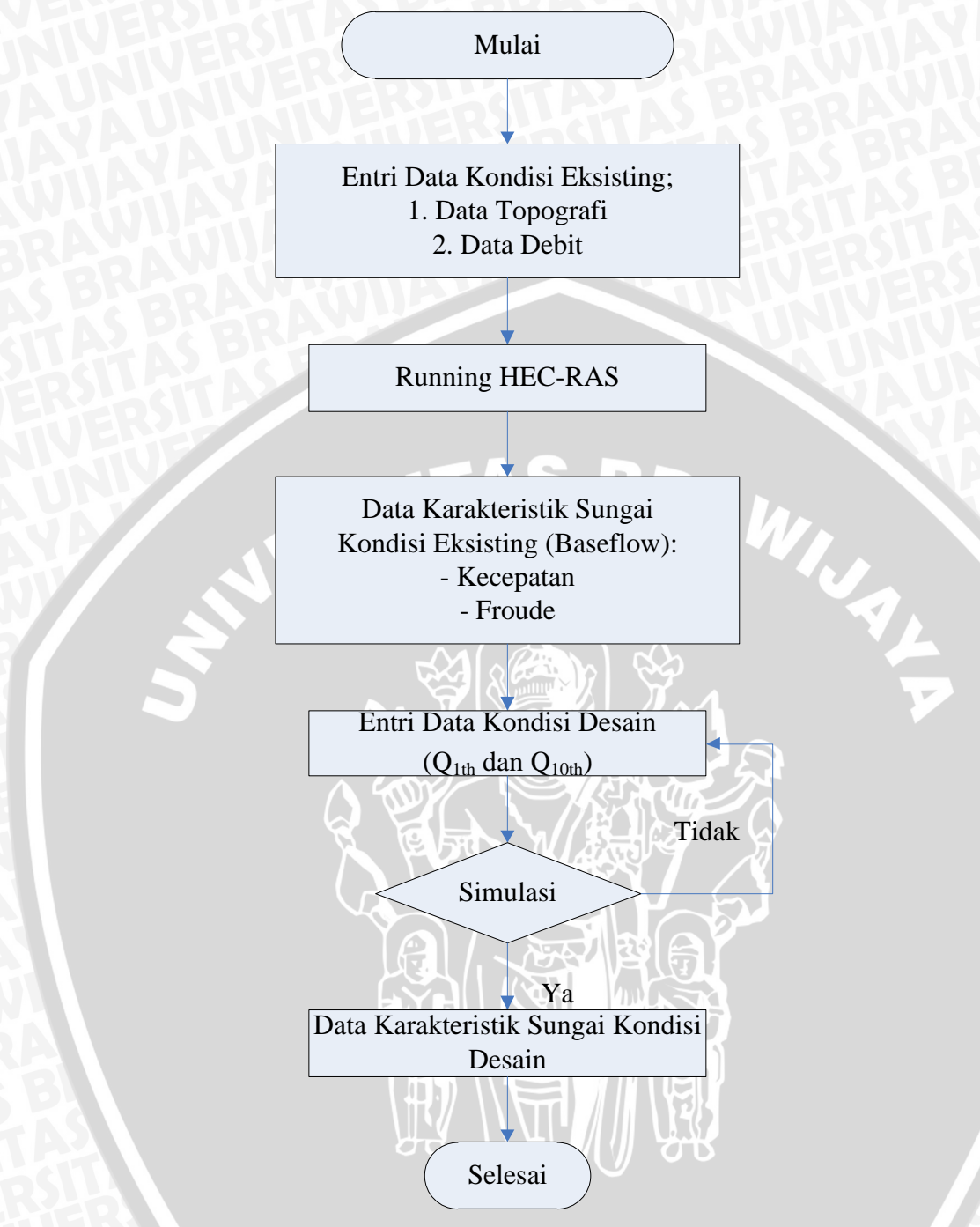
3.4. Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi

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

1. Perhitungan curah hujan rerata daerah maksimum dengan metode rerata aritmatik.
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 hujan efektif jam-jaman dengan Kurva IDF dengan Metode Mononobe.
5. Menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu
6. Menganalisa profil aliran sungai dengan bantuan program HEC-RAS Versi 4.0
Dari program ini dapat diketahui kapasitas tampungan sungai serta titik-titik kritis dimana terjadi luapan sehingga mengakibatkan banjir.
7. Merencanakan bangunan pengendali banjir, seperti tanggul dan perbaikan sungai.
8. Menganalisa profil aliran sungai dengan bantuan program HEC-RAS Versi 4.0
setelah dilakukan upaya penanganan.
9. Analisa stabilitas lereng tanggul.
10. Memberikan kesimpulan dari hasil analisa.



Gambar 3.3. Diagram alir penyelesaian Skripsi



Gambar 3.4. Diagram alir analisis dengan Software HEC-RAS Version 4.0.

BAB IV

PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA

4.1. Analisa Hidrologi

4.1.1. Data Hujan

Untuk memperkirakan besarnya debit rancangan memakai data yang tercatat dari 4 stasiun curah hujan. Stasiun curah hujan tersebut adalah:

1. Stasiun Ugi Sabangparu
2. Stasiun Unyi Duaboccoe
3. Stasiun Canru Sompe
4. Stasiun Cellu

Data curah hujan yang digunakan dalam studi ini adalah data hujan harian maksimum tahunan. Lama pencatatan hujan adalah 10 tahun, mulai tahun 2001-2010.

4.1.2. Memperkirakan Data Curah Hujan yang Hilang

Data curah hujan yang hilang pada suatu stasiun hujan disebabkan karena ketidakhadiran si pengamat atau karena kerusakan alat, maka perlu dilengkapi. Adapun metode yang digunakan adalah metode perbandingan normal dan perkalian regresi. Berikut contoh perhitungan perkiraan data curah hujan yang hilang pada tahun 2010 pada Stasiun Unyi Duaboccoe yaitu:

$$Y = a + b_1 x_{A_i} + b_2 x_{B_i} + \dots + b_n x_{N_i}$$

dengan:

Y = data hujan yang hilang pada tahun i

$x_{A_i}; x_{B_i}; \dots x_{N_i}$ = curah hujan tahunan pada stasiun A, B, C, ..., dan tahun i .

$a, b_1, b_2, \dots b_n$ = konstanta.

4.1.3. Kurva Massa Ganda

Metode ini digunakan untuk mengamati konsistensi data curah hujan. Pengujian dengan kurva massa ganda dilakukan dengan membandingkan curah hujan kumulatif stasiun yang diteliti dengan curah hujan kumulatif tahunan rata-rata stasiun curah hujan disekitarnya. Adapun langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

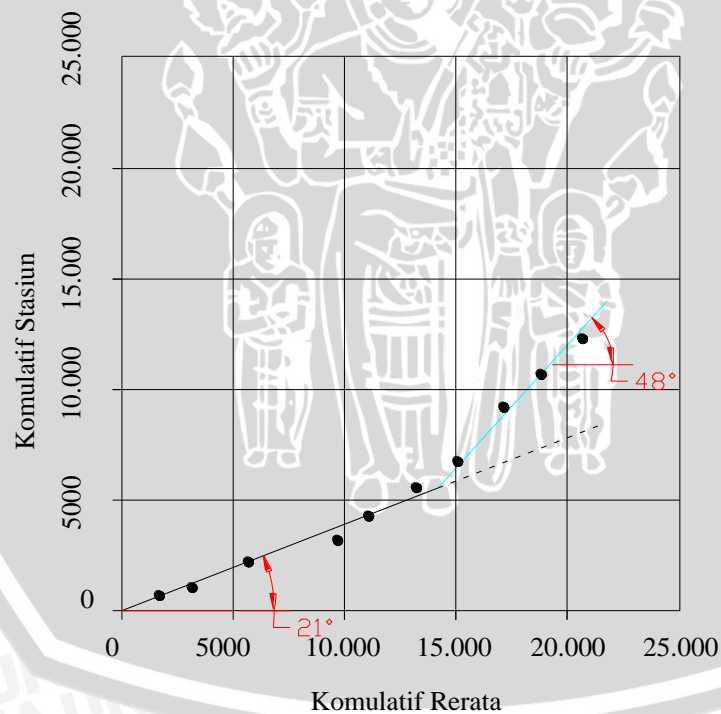
1. Data curah hujan tahunan yang sudah dilengkapi disusun menurut kronologis mundur, yaitu 2010-2001,

2. Dicari nilai kumulatif dari setiap stasiun lain yang ada disekitarnya. Perhitungan dan gambar selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.1 - 4.4 dan Gambar 4.1- 4.4.

Tabel 4.1. Uji Konsistensi Data Hujan Pada Stasiun Ugi Sabangparu.

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Komulatif Rerata (C,D,E)	Komulatif B
	Ugi Sabangparu	Unyi Duaboccoe	Canru Sompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.705	1.705	638
2009	555	1.748	1.312	1.338	1.466	3.171	1.193
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	2.516	5.687	2.356
2007	1.854	2.006	3.761	3.756	3.174	8.862	4.210
2006	752	1.356	1.392	1.408	1.385	10.247	4.961
2005	875	1.994	2.392	2.013	2.133	12.380	5.836
2004	805	1.555	2.402	1.607	1.855	14.235	6.641
2003	1.681	1.654	2.009	2.537	2.067	16.301	8.322
2002	1.023	1.628	1.839	2.416	1.961	18.262	9.346
2001	1.103	1.975	3.567	1.628	2.390	20.652	10.449

Sumber: Hasil Perhitungan

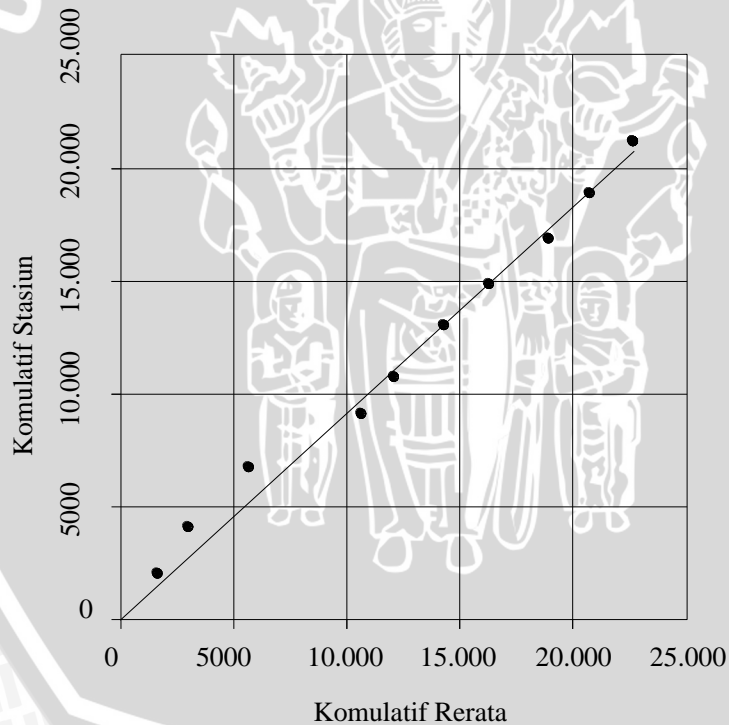


Gambar 4.1. Kurva Massa Ganda Stasiun Ugi Sabangparu.
Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.2. Uji Konsistensi Data Hujan Pada Stasiun Unyi Duaboccoe

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (B,D,E)	Komulatif Rerata (B,D,E)	Komulatif C
	Ugi Sabangparu	Unyi Duaboccoe	Canru Sompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.344	1.344	1.720
2009	555	1.748	1.312	1.338	1.068	2.413	3.468
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	2.166	4.579	5.682
2007	1.854	2.006	3.761	3.756	3.124	7.702	7.688
2006	752	1.356	1.392	1.408	1.184	8.886	9.044
2005	875	1.994	2.392	2.013	1.760	10.646	11.038
2004	805	1.555	2.402	1.607	1.605	12.251	12.593
2003	1.681	1.654	2.009	2.537	2.076	14.326	14.247
2002	1.023	1.628	1.839	2.416	1.759	16.086	15.875
2001	1.103	1.975	3.567	1.628	2.099	18.185	17.850

Sumber: Hasil Perhitungan

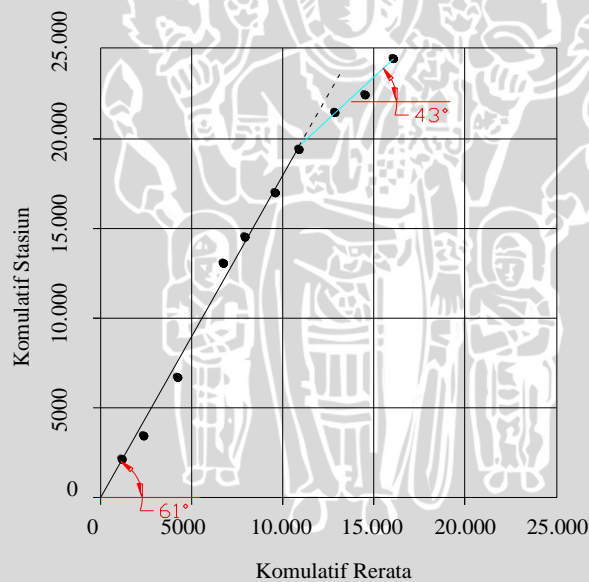


Gambar 4.2. Kurva Massa Ganda Stasiun Unyi Duaboccoe.
Sumber:Hasil Perhitungan.

Tabel 4.3. Uji Konsistensi Data Hujan Pada Stasiun Canru Sompe

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (B,C,E)	Kumulatif Rerata (B,C,E)	Kumulatif D
	Ugi Sabangparu	Unyi Duaboccoe	Canru Sompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.235	1.235	2.049
2009	555	1.748	1.312	1.338	1.214	2.448	3.361
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	1.835	4.284	6.567
2007	1.854	2.006	3.761	3.756	2.539	6.822	10.328
2006	752	1.356	1.392	1.408	1.172	7.994	11.720
2005	875	1.994	2.392	2.013	1.627	9.621	14.112
2004	805	1.555	2.402	1.607	1.322	10.944	16.514
2003	1.681	1.654	2.009	2.537	1.957	12.901	18.523
2002	1.023	1.628	1.839	2.416	1.689	14.590	20.362
2001	1.103	1.975	3.567	1.628	1.569	16.159	23.929

Sumber: Hasil Perhitungan

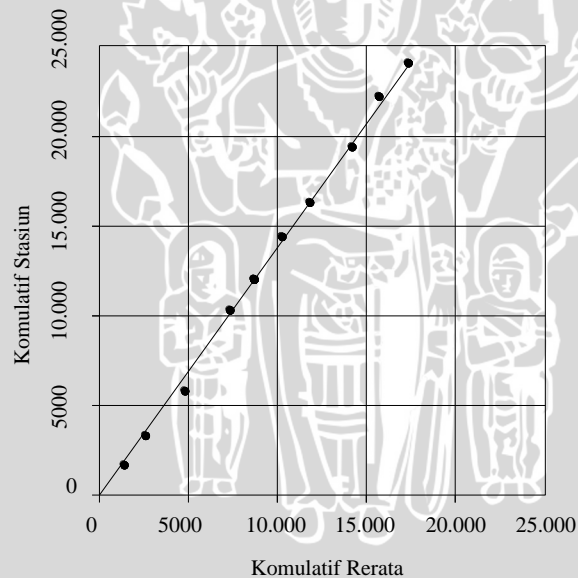


Gambar 4.3. Kurva Massa Ganda Stasiun Canru Sompe.
Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.4. Uji Konsistensi Data Hujan Pada Stasiun Cellu

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,B)	Kumulatif Rerata (C,D,B)	Kumulatif E
	Ugi Sabangparu	Unyi Duaboccoe	Canru Sompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.469	1.469	1.346
2009	555	1.748	1.312	1.338	1.205	2.674	2.684
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	2.194	4.868	4.813
2007	1.854	2.006	3.761	3.756	2.540	7.409	8.569
2006	752	1.356	1.392	1.408	1.167	8.575	9.977
2005	875	1.994	2.392	2.013	1.754	10.329	11.990
2004	805	1.555	2.402	1.607	1.587	11.916	13.597
2003	1.681	1.654	2.009	2.537	1.781	13.697	16.134
2002	1.023	1.628	1.839	2.416	1.497	15.194	18.550
2001	1.103	1.975	3.567	1.628	2.215	17.409	20.178

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.4. Kurva Massa Ganda Stasiun Cellu.

Sumber: Hasil Perhitungan.

Dalam hal ini Stasiun Canru Sompe datanya tidak tercatat mulai tahun 2008-2009 dan Stasiun Cellu mulai tahun 2009-2010, sehingga mencari curah hujan harian maksimumnya digunakan metode rasio normal dari data hujan tahunan yang sudah dilengkapi dan diuji konsistensinya. Maka dapat dihitung sebagai berikut:

$$R = \frac{1}{n} \left(\frac{R}{R_a} \times r_a + \frac{R}{R_b} \times r_b + \frac{R}{R_c} \times r_c \right)$$

dengan:

R = Curah hujan rata-rata setahun ditempat pengamatan yang datanya harus dilengkapi.

ra, rb, rc = Curah hujan di tempat pengamatan Ra, Rb, Rc (Curah hujan harian yang bersesuaian dengan R)

Ra, Rb, Rc = Curah hujan harian rata-rata tiap tahun pada stasiun A, B, C.

n = Jumlah stasiun pembanding.

Contoh perhitungan data curah hujan maksimum Stasiun Canru Sompe yang hilang pada tahun 2008, sebagai berikut:

$$R = \frac{23929}{10} = 2393$$

$$R_b = \frac{10449}{10} = 1045$$

$$R_c = \frac{17850}{10} = 1785$$

$$R_e = \frac{20178}{10} = 2018$$

Sehingga didapat:

$$\frac{R}{R_b} = 2,29013 \text{ rb}$$

$$\frac{R}{R_c} = 1,34057 \text{ rc}$$

$$\frac{R}{R_e} = 1,18589 \text{ re}$$

Jadi persamaan umum yang didapat adalah sebagai berikut:

$$R = \frac{1}{3} (2,29013 \text{rb} + 1,34057 \text{rc} + 1,18589 \text{re})$$

$$R = \frac{1}{3} (2,29013 \times 27 + 1,34057 \times 80 + 1,18589 \times 40)$$

$$R = 72$$

Sehingga curah hujan maksimum tahun 2008 pada Stasiun Canru Sompe adalah 72 mm. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.5.



Tabel 4.5. Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum Tahunan.

No	Tahun	Tanggal	Curah Hujan Maksimum				Curah Hujan Max Rerata
			Sta. Ugi Sabangparu	St. Unyi Duaboccoe	St. Canru Sompe	St. Cellu	
1	2001	30-Sep	98	-	-	-	98,00
		01-Okt	-	142	-	9	75,50
		12-Jun	33	-	125	-	79,00
		29-Jan	-	-	-	115	115,00
							115,00
2	2002	01-Mei	104	-	20	68	64,00
		20-Jun	-	150	14	-	82,00
		24-Des	-	-	65	-	65,00
		19-Jan	62	20	-	173	85,00
							85,00
3	2003	24-Jun	103	6	59	23	47,75
		28-Apr	38	112	19	80	62,25
		02-Jan	29	-	75	24	42,67
		21-Apr	25	17	-	125	55,67
							62,25
4	2004	25-Apr	76	-	45	-	60,50
		07-Mei	13	145	42	112	78,00
		03-Mei	52	140	83	50	81,25
		07-Mei	13	145	42	112	78,00
							81,25
5	2005	15-Okt	89	10	39	-	46,00
		06-Mei	25	145	30	13	53,25
		31-Mar	17	-	110	120	82,33
		31-Mar	17	-	110	120	82,33
							82,33
6	2006	23-Jul	78	-	-	-	78,00
		19-Des	9	113	20	-	47,33
		24-Des	37	-	120	-	78,50
		11-Jun	13	100	-	93	68,67
							78,50
7	2007	07-Apr	42	-	15	-	28,50
		06-Jun	-	100	60	5	55,00
		11-Jun	2	67	235	15	79,75
		28-Jan	-	-	-	75	75,00
							79,75
8	2008	11-Jul	27	80	72*	40	54,79
		10-Jun	4	175	122*	-	100,29
		10-Jun	4	175	122*	-	100,29
		12-Nop	-	12	73*	110	65,09
							100,29
9	2009	13-Feb	20	34	46*	-	33,32
		30-Jun	-	71	95*	80*	81,87
		30-Jun	-	71	95*	80*	81,87
		30-Jun	-	71	95*	80*	81,87
							81,87
10	2010	13-Mei	25	30	22	-	25,52
		30-Jun	-	42	19	80*	47,16
		09-Des	-	-	27	-	27,00
		30-Jun	-	42	19	80*	47,16
							47,16

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

- * = data curah hujan yang dicari dengan metode rasional
- = data curah hujan dalam mm.

Tabel 4.6. Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Tinggi Curah Hujan (mm/hari)
1	2001	115,00
2	2002	85,00
3	2003	62,25
4	2004	81,25
5	2005	82,33
6	2006	78,50
7	2007	79,75
8	2008	100,29
9	2009	81,87
10	2010	47,16

Sumber : Analisis Data

4.1.4. Perhitungan Curah Hujan Rancangan

Data hidrologi berupa data curah hujan daerah maksimum tahunan yang telah dihitung sebelumnya akan digunakan untuk memperkirakan besarnya debit banjir rancangan Sungai Cenranae. Penentuan curah hujan rancangan dengan periode ulang tertentu dihitung dengan menggunakan analisis frekuensi dalam hal ini dengan menggunakan metode *Log Pearson Type III*.

Langkah-langkah perhitungan distribusi *Log Pearson Tipe III* adalah sebagai berikut:

- Jumlahkan seluruh data hujan logaritmis selama 10 tahun ($\sum \text{Log } X = 18,994$)
- Hitung rata – rata $\text{Log } X$ dengan Persamaan (2-4)

$$\text{Log } \bar{X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} = \frac{18,994}{10} = 1,899$$

- Hitung nilai Standar Deviasi (S_d) berdasarkan Persamaan (2-5)

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X - \log \bar{X})^2}{n-1}}$$

$$= 0,105$$

- Hitung nilai Koefisien *Skewness* (C_s) berdasarkan Persamaan (2-6)

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X - \log \bar{X})^3}{(n-1)(n-2) S_d^3}$$

$$= -0,879$$

Untuk $C_s = -879$ dapat di cari nilai P yang didapat dari Tabel 2.1. nilai K untuk Distribusi *Log Pearson III*. Dengan cara interpolasi, didapatkan nilai K untuk masing–masing kala ulang (T_r) tertentu.

- e. Hitung besarnya hujan rancangan untuk masing–masing T_r dengan menggunakan Persamaan (2-7).

Untuk $T_r = 2$

$$\begin{aligned} \log X &= \log \bar{X} + G \cdot S_d \\ &= 1,899 + (0,145) \cdot 0,105 \\ &= 1,915 \\ X &= 10^{\log X} \\ &= 10^{1,915} \\ &= 82,160 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.7. dan Tabel 4.8.

Tabel 4.7. Perhitungan parameter statistik *Log Pearson Type III*

No	Data (X) (mm/hari)	Log X	$(\text{Log X} - \text{Log X}_{\text{rerata}})^2$	$(\text{Log X} - \text{Log X}_{\text{rerata}})^3$
1	47,16	1,674	0,05102	-0,01152
2	62,25	1,794	0,01108	-0,00117
3	78,50	1,895	0,00002	0,00000
4	79,75	1,902	0,00001	0,00000
5	81,25	1,910	0,00011	0,00000
6	81,87	1,913	0,00019	0,00000
7	82,33	1,916	0,00026	0,00000
8	85,00	1,929	0,00090	0,00003
9	100,29	2,001	0,01037	0,00106
10	115,00	2,061	0,02601	0,00419
Σ	=	18,994	0,09997	-0,00741
$\text{Log X}_{\text{rerata}}$	=	1,899		
Sd	=	0,105		
C_s	=	-0,879		

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.8. Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode *Log Pearson Type III*

Tr	P (%)	G	Log X	X _{rancangan} (mm/hari)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1.01	99,01	-2,943	1,589	38,839
2	50	0,145	1,915	82,160
5	20	0,854	1,989	97,605
10	10	1,151	2,021	104,891
20	5	1,184	2,024	105,742
25	4	1,201	2,026	106,169
50	2	1,561	2,064	115,869
100	1	1,676	2,076	119,132

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

1. Kala ulang (tahun)
2. Probabilitas (%)
3. Faktor frekuensi K dari tabel nilai distribusi Log Person Tipe III (Tabel 2.3)
4. Log X rerata + (3) . Sd
5. Antilog (4)

4.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

4.1.5.1. Uji *Smirnov Kolmogorof*

Untuk menguji diterima atau tidaknya distribusi, maka dilakukan pengujian simpangan horizontal yakni uji *Smirnov Kolmogorov*.

Langkah perhitungan uji distribusi *Smirnov Kolmogorof* sebagai berikut :

- a. Data diurutkan dari kecil ke besar.
- b. Menghitung *probabilitas* teoritis (P_e) masing-masing nilai X dengan metode *Weibul*, dengan rumus :

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\%$$

dengan :

$$P = \text{peluang (\%)}$$

$$m = \text{nomor urut data}$$

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

maka contoh perhitungannya:

$$P_e(x) = \frac{m}{n+1}, \text{ untuk data } X = 47,16 \text{ mm/hari}$$

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

c. Cari besarnya K untuk masing-masing nilai X .

$$K = \frac{\text{Log } X - \text{Log } \bar{X}}{S_d}, \text{ untuk data } X = 47,16 \text{ mm / hari maka,}$$

$$= \frac{\text{Log } 47,16 - 1,899}{0.105} = -2,143$$

d. Cari nilai *probabilitas* P_r untuk nilai $C_s = -0,879$ dan nilai $K = -2,143$ pada tabel nilai K untuk distribusi *Log Pearson III*. Untuk data 1 didapatkan $P_t = 96,062$.

e. Hitung besarnya kala ulang teoritis masing-masing nilai X .

$$Pt(x) = 1 - \frac{Pt}{100}, \text{ untuk data } X = 47,16 \text{ mm/hari}$$

$$Pt(x) = 1 - \frac{96,062}{100} = 0,039 = 3,9 \%$$

f. Hitung besarnya selisih antara peluang empiris dan teoritis (ΔP)

$$\Delta P = |Pe(X) - Pt(X)|, \text{ untuk data } X = 47,16 \text{ mm/hari}$$

$$= 9,091 - 3,900 = 5,153 \%$$

g. Cari nilai ΔP yang paling maksimal (ΔP_{max}), dari rangkaian data yang diuji didapatkan nilai $\Delta P_{max} = 16,809 \%$

Tabel 4.9. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi *Smirnov Kolmogorof*

No	X (mm/hari)	G	Pt	Pt (X)	Pe (X)	Δ_{max}	$\Delta_{max} (\%)$	
1	47,16	-2,143	96,062	0,039	0,091	0,052	5,153	
2	62,25	-0,999	83,898	0,161	0,182	0,021	2,080	
3	78,50	-0,043	56,078	0,439	0,273	0,166	16,649	
4	79,75	0,022	53,971	0,460	0,364	0,097	9,665	
5	81,25	0,099	51,485	0,485	0,455	0,031	3,060	
6	81,87	0,130	50,463	0,495	0,545	0,050	5,008	
7	82,33	0,153	49,632	0,504	0,636	0,133	13,269	
8	85,00	0,285	44,081	0,559	0,727	0,168	16,809	
9	100,29	0,966	16,227	0,838	0,818	0,020	1,955	
10	115,00	1,530	2,172	0,978	0,909	0,069	6,919	
					ΔP_{max}	=	0,168	16,809

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada **Tabel 4.9** diperoleh nilai $\Delta P_{max} = 16,81 \%$. Untuk $\alpha = 5 \%$ dan $n = 10$, pada tabel nilai kritis untuk uji

Smirnov Kolmogorov (Tabel 2.2) diperoleh $\Delta P_{cr} = 0,409 = 41 \%$. Karena $\Delta P_{max} < \Delta P_{cr}$, maka distribusinya **diterima**.

4.1.5.2. Uji Distribusi *Chi-Square* (X^2)

Selanjutnya, setelah dilakukan uji simpangan horizontal, dilakukan juga pengujian simpangan vertikal, yakni *Chi - Square* (X^2). Uji *Chi Square* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 .

Langkah perhitungan uji distribusi *Chi-Square* sebagai berikut:

- Urutkan data pengamatan dari kecil ke besar
- Menentukan batas kelas dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\text{Kala ulang (Tr)} = 2$$

$$\text{Cs} = -0,879$$

$$\text{G} = 0,145$$

$$\text{Sd} = 0,105$$

$$\text{Log X} = \text{Log } X_r + \text{G} \cdot \text{Sd}$$

$$\text{Log X} = 1,899 + (0,145) 0,105$$

$$\text{Log X} = 1,915$$

$$X_{\text{rancangan}} = 82,160 \text{ mm/hari}$$

Untuk mencari batas kelas pada nilai P_r dilakukan tahapan yang sama.

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kelas} &= 1 + 3,322 \text{ Log } n \\ &= 1 + 3,322 \text{ Log } 10 \\ &= 4,22 \\ &\approx 4 \end{aligned}$$

Sehingga interval untuk masing-masing kelas yaitu 25 %.

Misal perhitungan kelas I:

$$\text{Nilai Batas kelas} = 0 - 56,063 \text{ mm/hari}$$

- Menentukan frekuensi data hasil pengamatan (O_f) dengan menjumlahkan banyaknya data yang termasuk pada tiap-tiap kelas.

$$O_f = 1, \text{ untuk kelas } 0 < P \leq 56,063 \text{ mm/hari}$$

- Menentukan frekuensi data yang diharapkan (E_f).

$$E_f = \frac{n}{K} = \frac{10}{4} = 2,5$$

e. Untuk tiap-tiap tentukan nilai :

$$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f}, \text{ untuk kelas } X \leq 56,063 \text{ mm/hari}$$

$$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f} = \frac{(1 - 2,5)^2}{2,5} = 0,900$$

f. Menentukan besarnya $(X^2)_{hitung}$ berdasarkan Persamaan 2-8.

$$X^2_{hitung} = \sum_{f=1}^K \frac{(O_f - E_f)^2}{E_f} = 3,600$$

g. Menentukan derajat kebebasan (DK) berdasarkan Persamaan (2-9).

$$\text{Derajat bebas} = K - P - 1 = 4 - 2 - 1 = 1$$

Dengan $\alpha = 5\%$ dan derajat bebas = 1, maka didapat 3,940.

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.10. dan 4.11.

Tabel 4.10. Penentuan Batas Kelas untuk Uji Distribusi Chi-Square

Pr	K	S	Log X	$X_{rancangan}$
25	0,736	0,105	1,977	94,843
50	0,145	0,105	1,915	82,160
75	-1,430	0,105	1,749	56,063

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.11. Perhitungan Uji Distribusi *Chi-Square*

NO	Probability (P)	Expected Frequency (Ef)	Observed Frequency (Of)	Ef - Of	(Ef - Of) ² /Ef
1	0-56,063	2,5	1	1,5	0,900
2	56,063-82,160	2,5	5	2,5	2,500
3	82,160-94,843	2,5	2	0,5	0,100
4	>94,843	2,5	2	0,5	0,100
	JUMLAH	10	10	X^2_{hit}	3,600

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

P = Probabilitas (%)

O_f = Observed frequency = Frekuensi data hasil pengamatan pada distribusi Log Pearson Type III

E_f = Expected frequency = Frekuensi data yang diharapkan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada Tabel 4.11. diperoleh nilai $X^2_{hitung} = 3,600$. Untuk $\alpha = 5\%$ dan DK = 1, pada tabel nilai kritis untuk uji *Chi-*

repository.ub.ac.id

Square yang disajikan pada Tabel 2.3. diperoleh $X^2_{cr} = 3.940$. Karena $X^2_{hitung} < X^2_{cr}$, maka hipotesanya *diterima*.

4.2. Analisa Debit Banjir Rancangan

4.2.1. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Dilihat dari kondisi Sungai Cenranae yang dataran rendah, ada sebagian yang merupakan daerah perbukitan, maka berdasarkan dari Tabel 2.4 koefisien pengaliran (*run-off coefficient*) yang diambil adalah 0,75.

4.2.2. Distribusi Hujan dan Kurva IDF dengan Metode Mononobe

Intensitas Durasi Frekuensi (IDF) biasanya diberikan dalam bentuk kurva yang memberikan hubungan antara intensitas hujan sebagai ordinat, durasi hujan sebagai absis dan beberapa grafik yang menunjukkan frekuensi atau periode ulang. Apabila yang tersedia adalah data hujan harian, Mononobe (Suyono dan Takeda, 1983) mengusulkan persamaan berikut ini untuk menurunkan kurva IDF.

$$R_T = \frac{R_{24}}{24} \left[\frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}}$$

dengan:

R_T = Intensitas curah hujan untuk lama hujan t (mm/jam),

t = lamanya curah hujan (jam),

R_{24} = curah hujan maksimum selama 24 jam (mm)

Untuk hujan pada periode ulang 2 tahun $p = 61,62$ mm dan durasi hujan 60 menit, akan diperoleh:

$$R_T = \frac{61,62}{24} \left[\frac{24}{60} \right]^{\frac{2}{3}} = 21,36 \text{ mm}$$

Hitungan dengan persamaan tersebut dilanjutkan untuk durasi dan kedalaman hujan yang lain, dan hasilnya diberikan pada Tabel 4.12. dan Gambar 4.5. Hitungan dilakukan dengan durasi sampai 360 menit (6 jam).

Persamaan kurva IDF mempunyai bentuk:

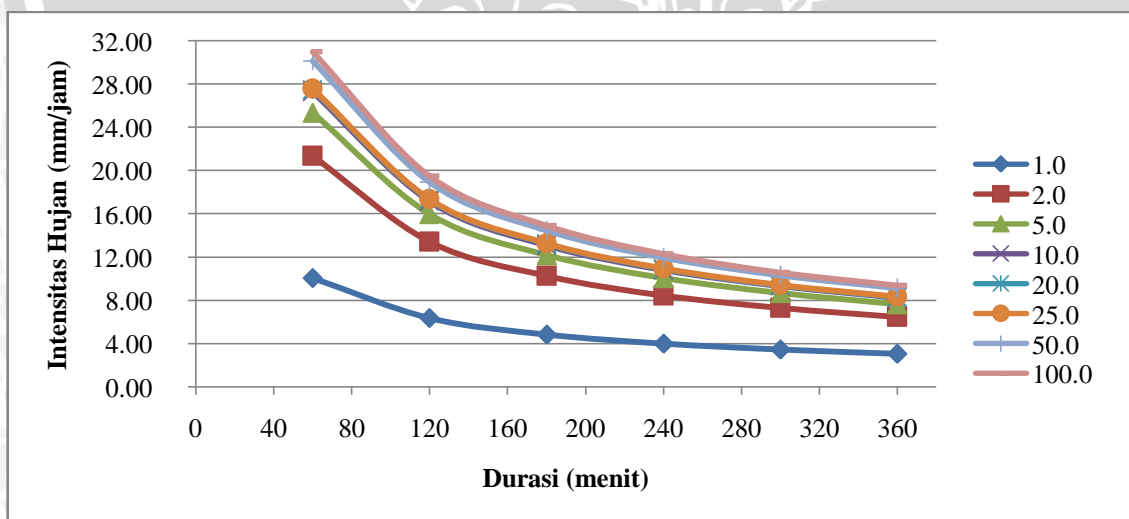
- Periode ulang 1 tahun : $y = 154,77x^{-0,667}$
- Periode ulang 2 tahun : $y = 327,4x^{-0,667}$

- Periode ulang 5 tahun : $y = 388,95x^{-0,667}$
- Periode ulang 10 tahun : $y = 417,99x^{-0,667}$
- Periode ulang 20 tahun : $y = 421,38x^{-0,667}$
- Periode ulang 25 tahun : $y = 423,08x^{-0,667}$
- Periode ulang 50 tahun : $y = 461,74x^{-0,667}$
- Periode ulang 100 tahun: $y = 474,74x^{-0,667}$

Tabel 4.12. Distribusi Hujan Jam-Jaman Untuk Hujan Harian dengan Durasi Waktu Hujan 6 Jam.

JAM KE	t Menit	HUJAN JAM-JAMAN (mm)							
		1,0	2,0	5,0	10,0	20,0	25,0	50,0	100,0
1	60	10,10	21,36	25,38	27,27	27,49	27,61	30,13	30,98
2	120	6,36	13,46	15,99	17,18	17,32	17,39	18,98	19,51
3	180	4,85	10,27	12,20	13,11	13,22	13,27	14,48	14,89
4	240	4,01	8,48	10,07	10,82	10,91	10,96	11,96	12,29
5	300	3,45	7,31	8,68	9,33	9,40	9,44	10,30	10,59
6	360	3,06	6,47	7,69	8,26	8,33	8,36	9,12	9,38
Probabilitas Hujan Harian		38,84	82,16	97,61	104,89	105,74	106,17	115,87	119,13
Koefisian Pengaliran		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Hujan Efektif		29,13	61,62	73,20	78,67	79,31	79,63	86,90	89,35

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.5. Kurva IDF dengan metode Mononobe.

Sumber: Hasil Perhitungan.

4.2.3. Debit Aliran Dasar (*Baseflow*)

Dengan pertimbangan bahwa dilokasi studi tidak tersedia data debit pengamatan untuk mengetahui debit aliran dasar, maka perhitungan debit aliran dasar (*baseflow*) diperkirakan dengan persamaan (2-14) pendekatan dengan variable masukan luas DAS

dan kerapatan jaringan sungai. Berikut merupakan tahapan perhitungan debit aliran dasar (*baseflow*) dengan data :

$$\text{Luas DAS (A)} = 1180 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang orde sungai} = 69 \text{ km}$$

Perhitungan kerapatan jaringan sungai :

$$D = \frac{\text{Panjang Total Orde Sungai}}{A}$$

$$= \frac{69}{1180}$$

$$D = 0,05847$$

Perhitungan debit aliran dasar :

$$\begin{aligned} Q_B &= 0,4751 A^{0,6444} D^{0,9430} \\ &= 0,4751 \cdot 1180^{0,6444} \cdot 0,05847^{0,9430} \end{aligned}$$

$$Q_B = 3,12 \text{ m}^3/\text{dt}$$

4.2.4. Analisis Hidrograf Satuan Sintetis Metode *Nakayasu*

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun duga tinggi air otomatis (*Automatic Water Level Recorder, AWLR*), maka perhitungan hidrograf satuan dihitung secara teoritis dengan rumus hidrograf satuan sintetis *Nakayasu*.

Berikut ini merupakan tahapan perhitungan hidrograf satuan sintetis metode *Nakayasu* Di Titik Kontrol 6:

$$\text{Luas DAS (A)} = 252,71 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama} = 28,789 \text{ km}$$

$$\text{Hujan netto (efektif), } R_o = 1.0 \text{ mm/hari}$$

$$\text{Parameter hidrograf } (\alpha) = 2,5$$

Time leg, t_g (Sungai dengan panjang alur $L > 15 \text{ km}$), dari persamaan (2-19) didapatkan :

$$\begin{aligned} t_g &= 0,4 + 0,058 \cdot 28,789 \\ &= 2,1 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_r &= (0,5-1) t_g, \text{ digunakan } 0,70 \\ &= 0,70 \cdot 2,1 \end{aligned}$$

$$= 1,45 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} T_p &= t_g + 0,8 t_r \\ &= 2,1 + 0,8 \cdot 1,45 \end{aligned}$$

$$= 3,2 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} T_{0.3} &= \alpha \cdot t_g \\ &= 2,5 \cdot 2,1 \\ &= 5,2 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0.3} &= 3,2 + 5,2 \\ &= 8,4 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0.3} + 1,5 T_{0.3} &= 3,2 + 5,2 + 7,8 \\ &= 16,2 \text{ jam} \end{aligned}$$

Dari persamaan (2-15) di dapatkan :

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A R_o}{3,6 (0,3 T_p + T_{0.3})} \\ &= \frac{252,71.1}{3,6 (0,3 \cdot 3,2 + 5,2)} \end{aligned}$$

$$Q_p = 11,427 \text{ m}^3/\text{detik}$$

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

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \\ &= 11,427 \cdot \left(\frac{1}{3,2} \right)^{2,4} \\ &= 0,69 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

Pada waktu kurva turun (*decreasing limb*)

a. Selang nilai $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0.3})$, untuk $t = 8$ jam didapatkan :

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p)}{T_{0.3}} \\ &= 11,427 \cdot 0,3 \frac{(8 - 3,2)}{5,2} \\ &= 3,77 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

b. Selang nilai $(T_p + T_{0.3}) \leq t \leq (T_p + T_{0.3} + 1,5 T_{0.3})$, untuk $t = 16$ jam didapatkan :

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p + 0,5 T_{0.3})}{1,5 T_{0.3}} \\ &= 11,427 \cdot 0,3 \frac{(16 - 3,2 + 0,5 \cdot 5,2)}{1,5 \cdot 5,2} \end{aligned}$$

$$= 1,06 \text{ m}^3/\text{detik}/\text{mm}$$

c. Selang nilai $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 44$ jam didapatkan :

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

$$= 11,427 \cdot 0,3 \frac{(44 - 3,2 + 0,5 \cdot 5,2)^{2,0 \cdot 5,2}}{2,0 \cdot 5,2} = 0,04 \text{ m}^3/\text{detik}/\text{mm}$$

Karena kedalaman hujan tidak sama dengan 1(satu), maka dilakukan koreksi terhadap hidrograf satuan dengan mengalikan faktor koreksi f dengan ordinat hidrograf satuan dan hasilnya adalah hidrograf satuan koreksi.

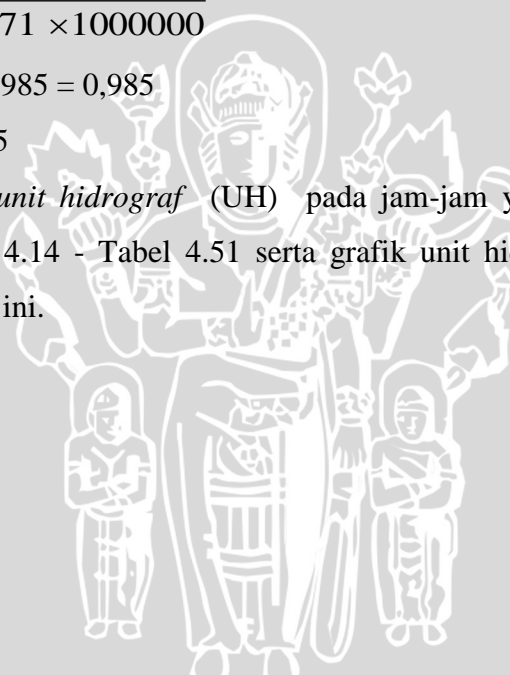
$$\text{Hujan efektif} = \frac{\text{Vol.Hidrograf}(\text{m}^3)}{\text{LuasDas}(\text{m}^2)}$$

$$\text{Hujan efektif} = \frac{69,15 \times 3600}{252,71 \times 1000000}$$

$$= 0,000985 = 0,985$$

$$f = 1/0,985 = 1,015$$

Untuk perhitungan *unit hidrograf* (UH) pada jam-jam yang lain, selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.14 - Tabel 4.51 serta grafik unit hidrograf tersebut pada Gambar 4.6 - 4.30 berikut ini.



Tabel 4.13. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 1

Luas Sub DAS 1 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
15.31	3.822	2.500	0.75	1	0.53679302	0.38	1.342	0.8	2.670

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.14. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 1

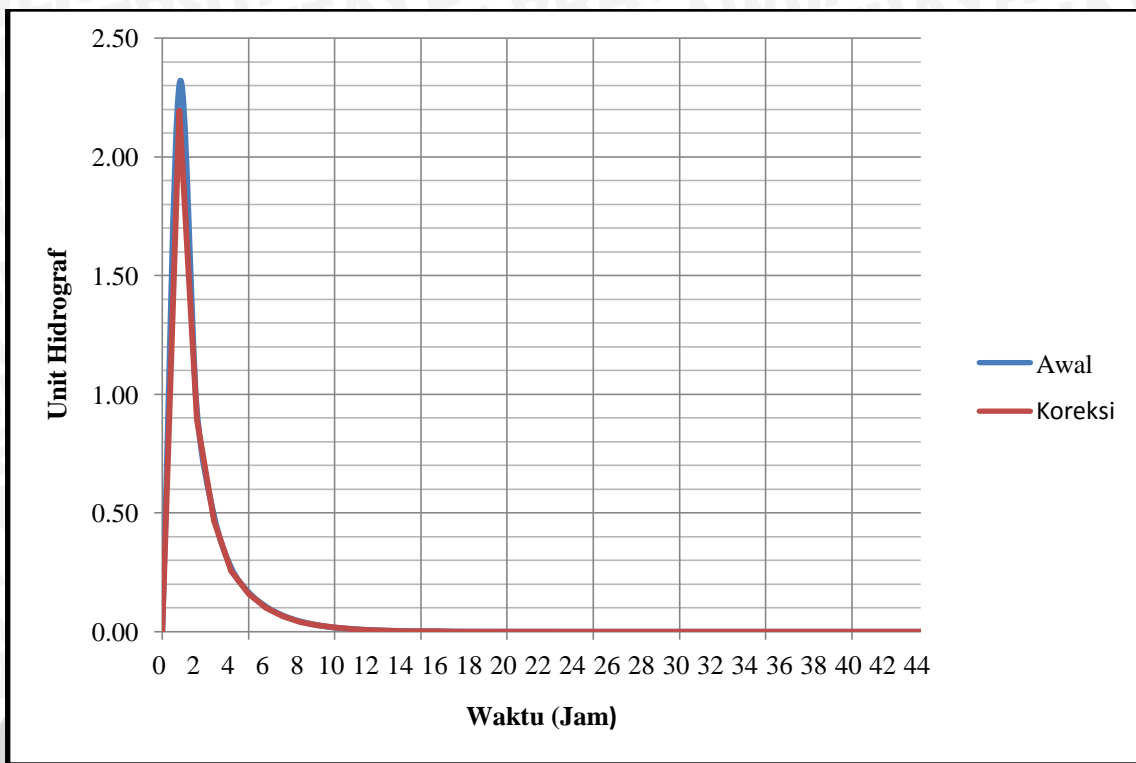
Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)
0	0.00	0.00	24	0.00	0.00
1	2.31	2.20	25	0.00	0.00
2	0.94	0.90	26	0.00	0.00
3	0.49	0.47	27	0.00	0.00
4	0.27	0.26	28	0.00	0.00
5	0.17	0.16	29	0.00	0.00
6	0.11	0.10	30	0.00	0.00
7	0.07	0.06	31	0.00	0.00
8	0.04	0.04	32	0.00	0.00
9	0.03	0.03	33	0.00	0.00
10	0.02	0.02	34	0.00	0.00
11	0.01	0.01	35	0.00	0.00
12	0.01	0.01	36	0.00	0.00
13	0.00	0.00	37	0.00	0.00
14	0.00	0.00	38	0.00	0.00
15	0.00	0.00	39	0.00	0.00
16	0.00	0.00	40	0.00	0.00
17	0.00	0.00	41	0.00	0.00
18	0.00	0.00	42	0.00	0.00
19	0.00	0.00	43	0.00	0.00
20	0.00	0.00	44	0.00	0.00
21	0.00	0.00	Jumlah	4.47	4.25
22	0.00	0.00	Kedalaman Hujan (mm)	1.05	1.00
23	0.00	0.00			

Sumber: Hasil Perhitungan

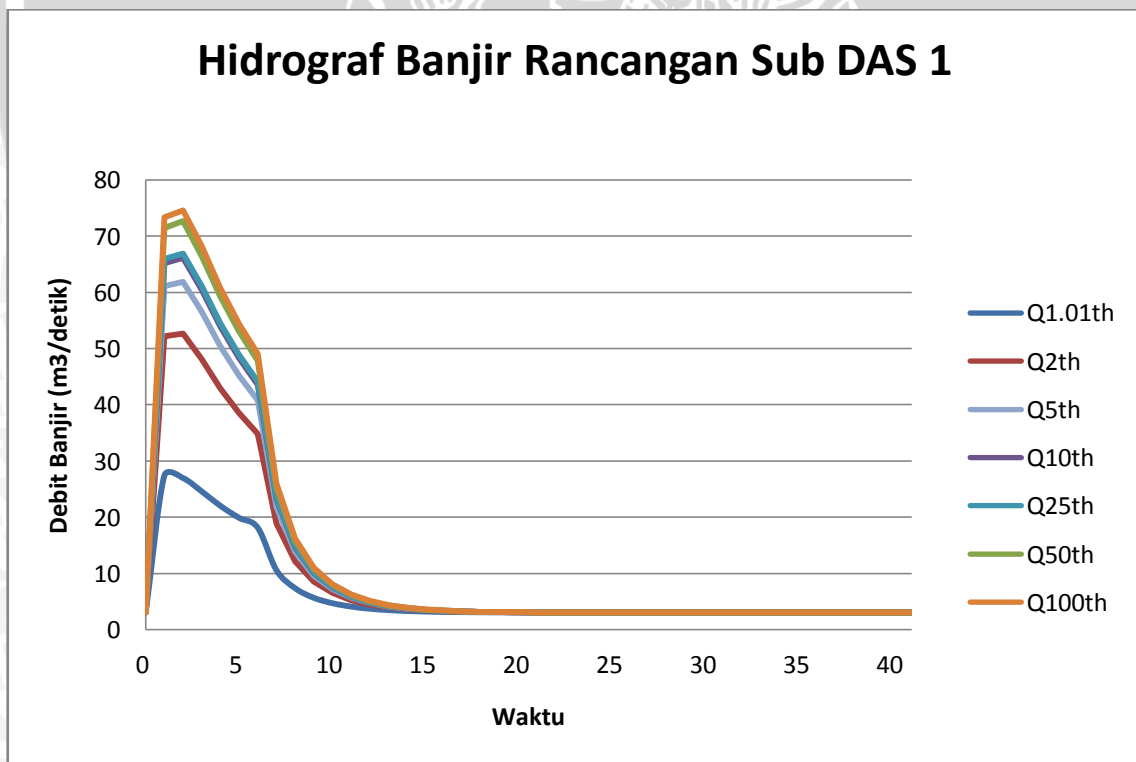
Tabel 4.15. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 1

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m3/dt)	Debit banjir Q 2th (m3/dt)	Debit banjir Q 5th (m3/dt)	Debit banjir Q 10th (m3/dt)	Debit banjir Q 25th (m3/dt)	Debit banjir Q 50th (m3/dt)	Debit banjir Q 100th (m3/dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	27.487	52.218	61.035	65.194	65.924	71.461	73.324
2	27.023	52.685	61.835	66.151	66.908	72.654	74.587
3	24.651	48.147	56.525	60.476	61.169	66.430	68.200
4	22.080	42.941	50.379	53.887	54.503	59.174	60.745
5	19.953	38.551	45.182	48.310	48.859	53.023	54.424
6	18.182	34.868	40.817	43.624	44.116	47.852	49.109
7	10.636	18.947	21.911	23.309	23.554	25.415	26.041
8	7.436	12.205	13.905	14.707	14.848	15.915	16.274
9	5.734	8.619	9.648	10.134	10.219	10.865	11.082
10	4.775	6.601	7.253	7.560	7.614	8.023	8.161
11	4.177	5.343	5.759	5.955	5.990	6.251	6.339
12	3.795	4.539	4.805	4.930	4.952	5.119	5.175
13	3.551	4.026	4.196	4.276	4.290	4.396	4.432
14	3.395	3.699	3.807	3.858	3.867	3.935	3.958
15	3.296	3.490	3.559	3.591	3.597	3.640	3.655
16	3.232	3.356	3.400	3.421	3.425	3.452	3.462
17	3.192	3.271	3.299	3.312	3.314	3.332	3.338
18	3.166	3.216	3.234	3.243	3.244	3.255	3.259
19	3.149	3.181	3.193	3.198	3.199	3.207	3.209
20	3.139	3.159	3.167	3.170	3.171	3.175	3.177
21	3.132	3.145	3.150	3.152	3.152	3.155	3.156
22	3.128	3.136	3.139	3.140	3.141	3.143	3.143
23	3.125	3.130	3.132	3.133	3.133	3.134	3.135
24	3.123	3.127	3.128	3.128	3.128	3.129	3.129
25	3.122	3.124	3.125	3.125	3.125	3.126	3.126
26	3.121	3.123	3.123	3.123	3.123	3.124	3.124
27	3.121	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122
28	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.122	3.122
29	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
30	3.120	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
31	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
32	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
33	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
34	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
35	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
36	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
37	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
38	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
39	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
40	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
41	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
Max	27.487	52.685	61.835	66.151	66.908	72.654	74.587

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.6. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 1
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.7. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 1
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.16. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 2

Luas Sub DAS 2 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (a)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/m m)
78.29	13.089	2.500	0.75	1	0.536793025	0.89	3.177	2.0	5.766

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.17. Ordinatif Hidrograf Satuan Sub DAS 2

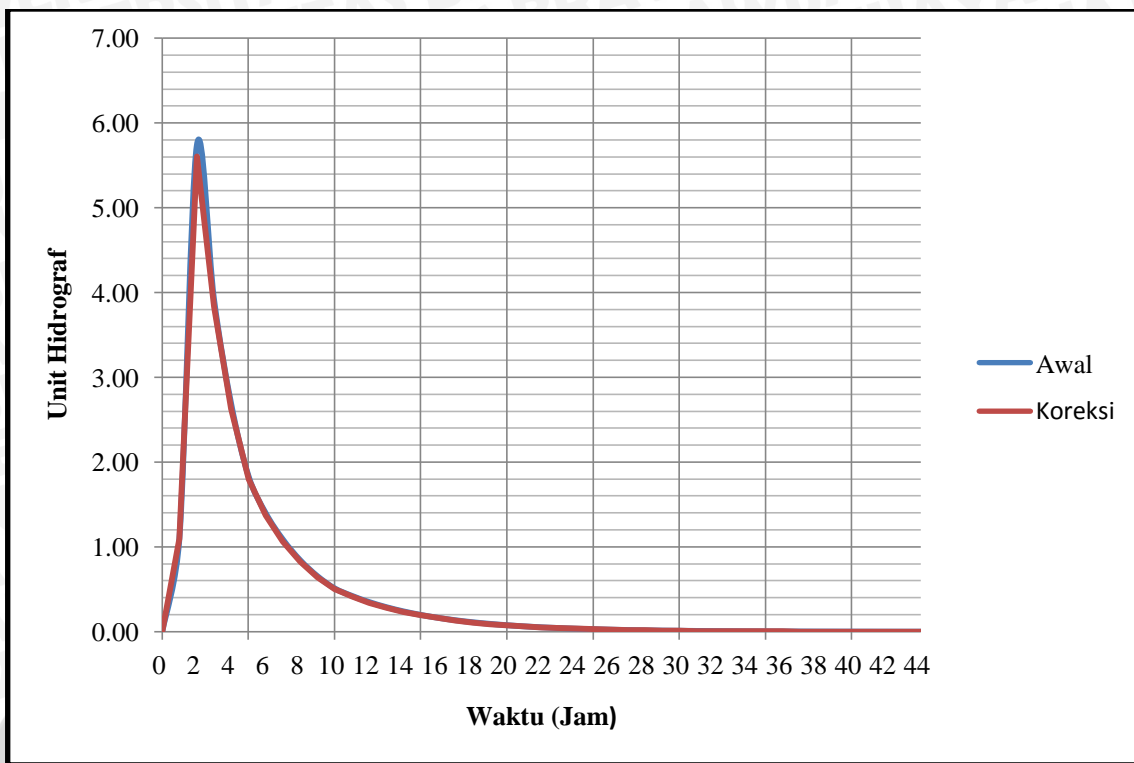
Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)
0	0.00	0.00	24	0.04	0.04
1	1.12	1.09	25	0.03	0.03
2	5.73	5.60	26	0.02	0.02
3	3.92	3.84	27	0.02	0.02
4	2.68	2.63	28	0.02	0.02
5	1.84	1.80	29	0.01	0.01
6	1.40	1.37	30	0.01	0.01
7	1.09	1.06	31	0.01	0.01
8	0.84	0.83	32	0.01	0.01
9	0.66	0.64	33	0.01	0.01
10	0.51	0.50	34	0.01	0.01
11	0.42	0.41	35	0.00	0.00
12	0.35	0.34	36	0.00	0.00
13	0.29	0.28	37	0.00	0.00
14	0.24	0.23	38	0.00	0.00
15	0.20	0.19	39	0.00	0.00
16	0.16	0.16	40	0.00	0.00
17	0.14	0.13	41	0.00	0.00
18	0.11	0.11	42	0.00	0.00
19	0.09	0.09	43	0.00	0.00
20	0.08	0.08	44	0.00	0.00
21	0.06	0.06	Jumlah	22.23	21.75
22	0.05	0.05	Kedalaman Hujan (mm)	1.02	1.00
23	0.04	0.04			

Sumber: Hasil Perhitungan

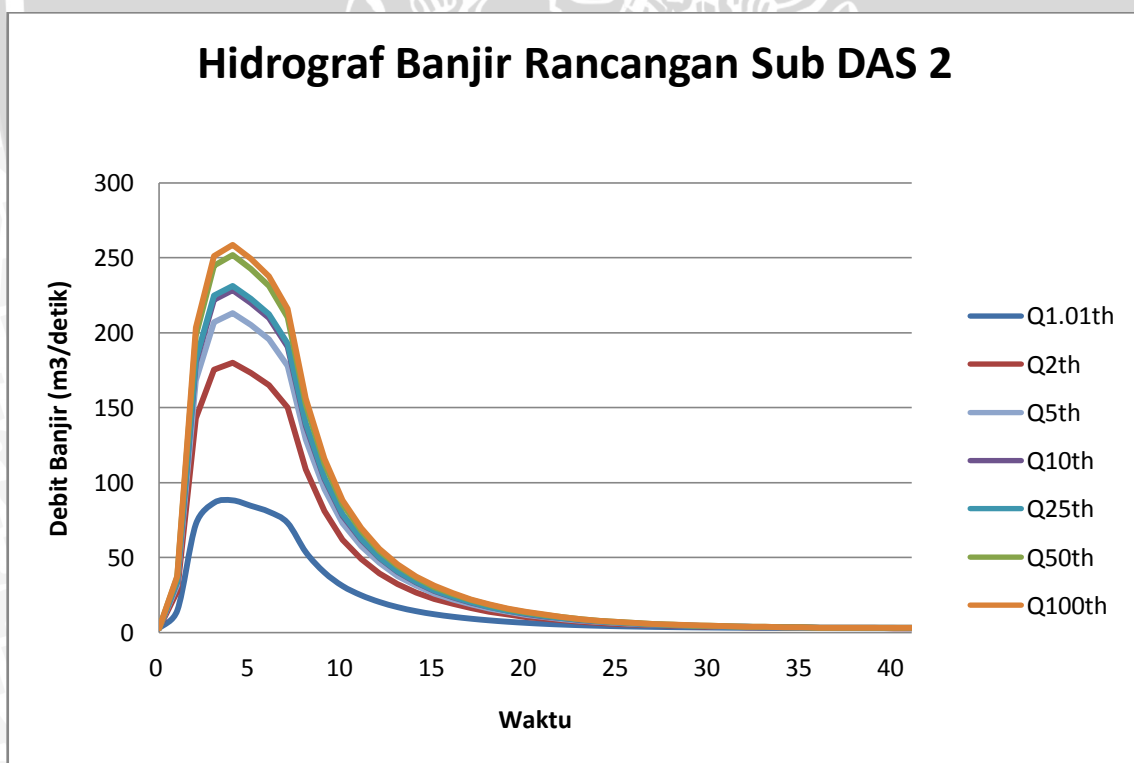
Tabel 4.18. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 2

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m3/dt)	Debit banjir Q 2th (m3/dt)	Debit banjir Q 5th (m3/dt)	Debit banjir Q 10th (m3/dt)	Debit banjir Q 25th (m3/dt)	Debit banjir Q 50th (m3/dt)	Debit banjir Q 100th (m3/dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	15.238	27.536	31.921	33.989	34.352	37.105	38.032
2	72.257	143.121	168.387	180.306	182.396	198.263	203.601
3	86.641	175.522	207.212	222.160	224.782	244.683	251.378
4	88.246	180.266	213.076	228.552	231.266	251.871	258.802
5	84.625	173.531	205.230	220.182	222.805	242.712	249.408
6	80.556	165.401	195.652	209.922	212.424	231.422	237.813
7	73.258	150.304	177.774	190.732	193.005	210.256	216.060
8	53.693	109.180	128.964	138.296	139.933	152.357	156.536
9	40.373	81.209	95.769	102.637	103.841	112.985	116.061
10	31.246	62.058	73.045	78.227	79.136	86.035	88.356
11	25.178	49.319	57.926	61.986	62.698	68.104	69.922
12	20.658	39.838	46.677	49.903	50.469	54.763	56.208
13	17.201	32.591	38.078	40.667	41.121	44.567	45.726
14	14.539	27.013	31.461	33.559	33.927	36.721	37.660
15	12.476	22.694	26.338	28.056	28.358	30.646	31.415
16	10.861	19.315	22.330	23.752	24.001	25.894	26.531
17	9.524	16.520	19.014	20.190	20.397	21.963	22.490
18	8.419	14.206	16.270	17.243	17.414	18.710	19.146
19	7.504	12.293	14.000	14.805	14.947	16.019	16.380
20	6.747	10.709	12.122	12.788	12.905	13.792	14.091
21	6.121	9.399	10.568	11.119	11.216	11.950	12.197
22	5.603	8.315	9.282	9.738	9.818	10.426	10.630
23	5.174	7.418	8.219	8.596	8.662	9.165	9.334
24	4.820	6.676	7.338	7.651	7.705	8.121	8.261
25	4.526	6.063	6.610	6.869	6.914	7.258	7.374
26	4.284	5.555	6.008	6.221	6.259	6.544	6.639
27	4.083	5.134	5.509	5.686	5.717	5.953	6.032
28	3.917	4.787	5.097	5.243	5.269	5.464	5.529
29	3.779	4.499	4.756	4.877	4.898	5.059	5.113
30	3.665	4.261	4.473	4.573	4.591	4.724	4.769
31	3.571	4.064	4.240	4.323	4.337	4.447	4.484
32	3.493	3.901	4.046	4.115	4.127	4.218	4.249
33	3.429	3.766	3.886	3.943	3.953	4.029	4.054
34	3.376	3.655	3.754	3.801	3.809	3.872	3.893
35	3.331	3.562	3.645	3.684	3.690	3.742	3.759
36	3.295	3.486	3.554	3.586	3.592	3.635	3.649
37	3.265	3.423	3.479	3.506	3.510	3.546	3.558
38	3.240	3.371	3.417	3.439	3.443	3.472	3.482
39	3.219	3.327	3.366	3.384	3.387	3.411	3.420
40	3.202	3.292	3.323	3.338	3.341	3.361	3.368
41	3.188	3.262	3.288	3.301	3.303	3.320	3.325
Max	88.246	180.266	213.076	228.552	231.266	251.871	258.802

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.8. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 2
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.9. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 2
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.19. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 3

Luas Sub DAS 3 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
26.83	2.085	2.500	0.75	1	0.53679302 5	0.25	0.878	0.5	7.150

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.20. Ordinart Hidrograf Satuan Sub DAS 3

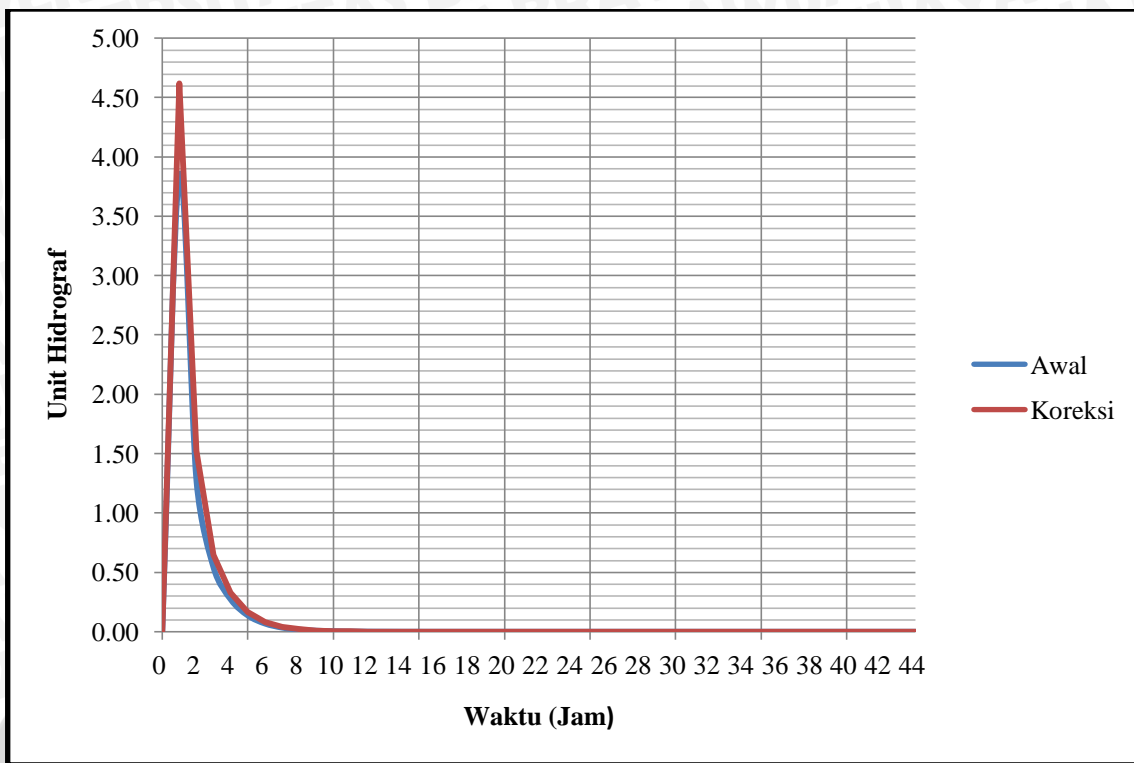
Waktu (jam)	UH Awal (m3/dt/mm)	UH Koreksi (m3/dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m3/dt/mm)	UH Koreksi (m3/dt/mm)
0	0.00	0.00	24	0.00	0.00
1	3.85	4.62	25	0.00	0.00
2	1.27	1.53	26	0.00	0.00
3	0.54	0.65	27	0.00	0.00
4	0.27	0.33	28	0.00	0.00
5	0.14	0.16	29	0.00	0.00
6	0.07	0.08	30	0.00	0.00
7	0.03	0.04	31	0.00	0.00
8	0.02	0.02	32	0.00	0.00
9	0.01	0.01	33	0.00	0.00
10	0.00	0.01	34	0.00	0.00
11	0.00	0.00	35	0.00	0.00
12	0.00	0.00	36	0.00	0.00
13	0.00	0.00	37	0.00	0.00
14	0.00	0.00	38	0.00	0.00
15	0.00	0.00	39	0.00	0.00
16	0.00	0.00	40	0.00	0.00
17	0.00	0.00	41	0.00	0.00
18	0.00	0.00	42	0.00	0.00
19	0.00	0.00	43	0.00	0.00
20	0.00	0.00	44	0.00	0.00
21	0.00	0.00	Jumlah	6.20	7.45
22	0.00	0.00	Kedalaman Hujan (mm)	0.83	1.00
23	0.00	0.00			

Sumber: Hasil Perhitungan

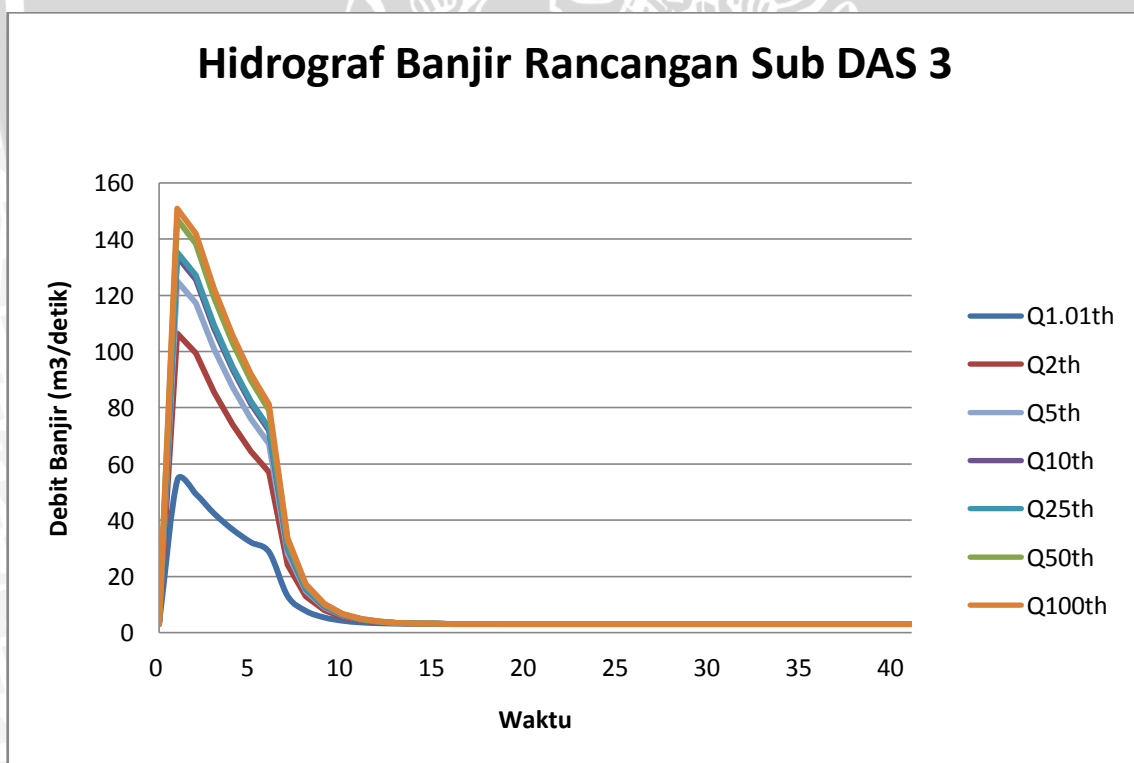
Tabel 4.21. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 3

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 2th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 5th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 10th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 25th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 50th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 100th (m ³ /dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	54.419	106.482	125.044	133.800	135.336	146.994	150.915
2	49.451	99.428	117.247	125.652	127.126	138.316	142.081
3	42.458	85.613	100.999	108.257	109.530	119.193	122.443
4	36.798	73.998	87.262	93.518	94.616	102.945	105.747
5	32.248	64.553	76.072	81.505	82.458	89.691	92.125
6	28.675	57.087	67.217	71.995	72.833	79.195	81.335
7	13.123	24.234	28.195	30.064	30.392	32.880	33.716
8	7.793	12.981	14.831	15.704	15.857	17.018	17.409
9	5.474	8.088	9.020	9.460	9.537	10.122	10.319
10	4.306	5.623	6.093	6.314	6.353	6.648	6.747
11	3.718	4.381	4.618	4.729	4.749	4.897	4.947
12	3.421	3.755	3.875	3.931	3.941	4.016	4.041
13	3.272	3.440	3.500	3.529	3.533	3.571	3.584
14	3.196	3.281	3.312	3.326	3.328	3.347	3.354
15	3.159	3.201	3.217	3.224	3.225	3.235	3.238
16	3.139	3.161	3.169	3.172	3.173	3.178	3.179
17	3.130	3.141	3.144	3.146	3.147	3.149	3.150
18	3.125	3.130	3.132	3.133	3.133	3.135	3.135
19	3.122	3.125	3.126	3.127	3.127	3.127	3.128
20	3.121	3.123	3.123	3.123	3.123	3.124	3.124
21	3.121	3.121	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122
22	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
23	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
24	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
25	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
26	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
27	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
28	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
29	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
30	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
31	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
32	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
33	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
34	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
35	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
36	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
37	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
38	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
39	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
40	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
41	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
Max	54.419	106.482	125.044	133.800	135.336	146.994	150.915

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.10. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 3
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.11. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 3
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.22. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 4

Luas Sub DAS 4 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
11.28	3.699	2.500	0.75	1	0.536793025	0.37	1.312	0.8	2.012

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.23. Ordinatif Hidrograf Satuan Sub DAS 4

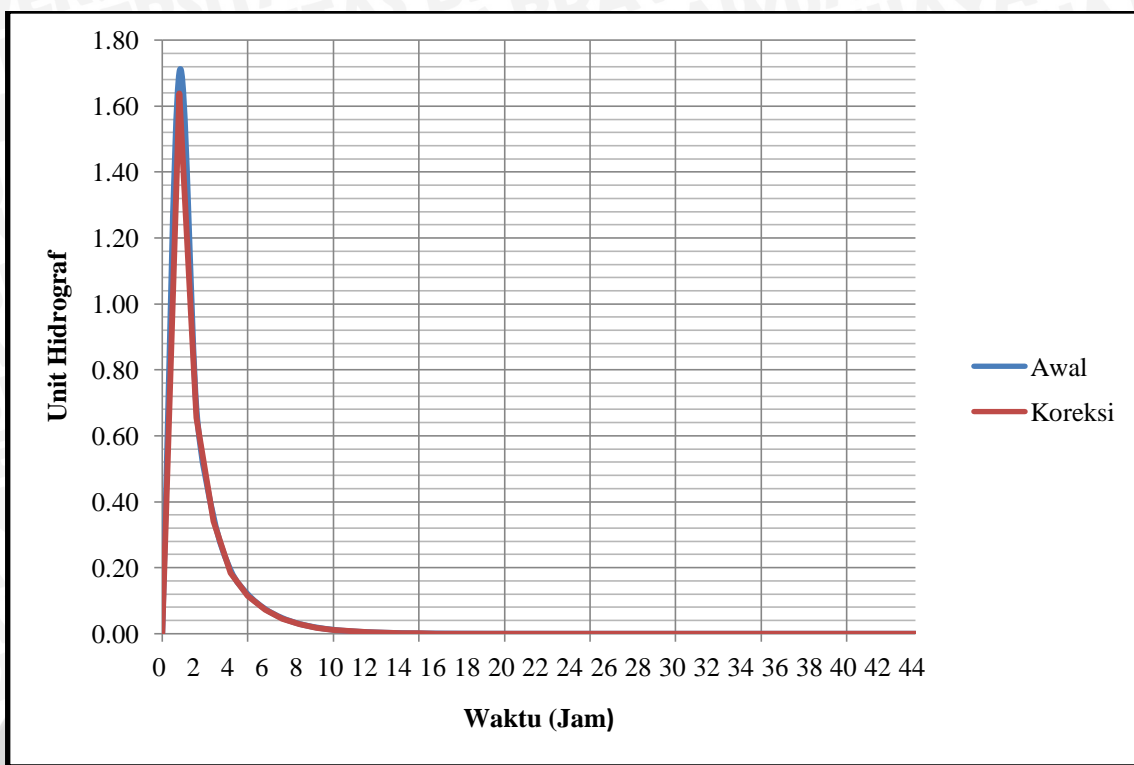
Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)
0	0.00	0.00	24	0.00	0.00
1	1.70	1.64	25	0.00	0.00
2	0.68	0.65	26	0.00	0.00
3	0.35	0.34	27	0.00	0.00
4	0.19	0.19	28	0.00	0.00
5	0.12	0.12	29	0.00	0.00
6	0.08	0.07	30	0.00	0.00
7	0.05	0.05	31	0.00	0.00
8	0.03	0.03	32	0.00	0.00
9	0.02	0.02	33	0.00	0.00
10	0.01	0.01	34	0.00	0.00
11	0.01	0.01	35	0.00	0.00
12	0.00	0.00	36	0.00	0.00
13	0.00	0.00	37	0.00	0.00
14	0.00	0.00	38	0.00	0.00
15	0.00	0.00	39	0.00	0.00
16	0.00	0.00	40	0.00	0.00
17	0.00	0.00	41	0.00	0.00
18	0.00	0.00	42	0.00	0.00
19	0.00	0.00	43	0.00	0.00
20	0.00	0.00	44	0.00	0.00
21	0.00	0.00	Jumlah	3.26	3.13
22	0.00	0.00	Kedalaman Hujan (mm)	1.04	1.00
23	0.00	0.00			

Sumber: Hasil Perhitungan

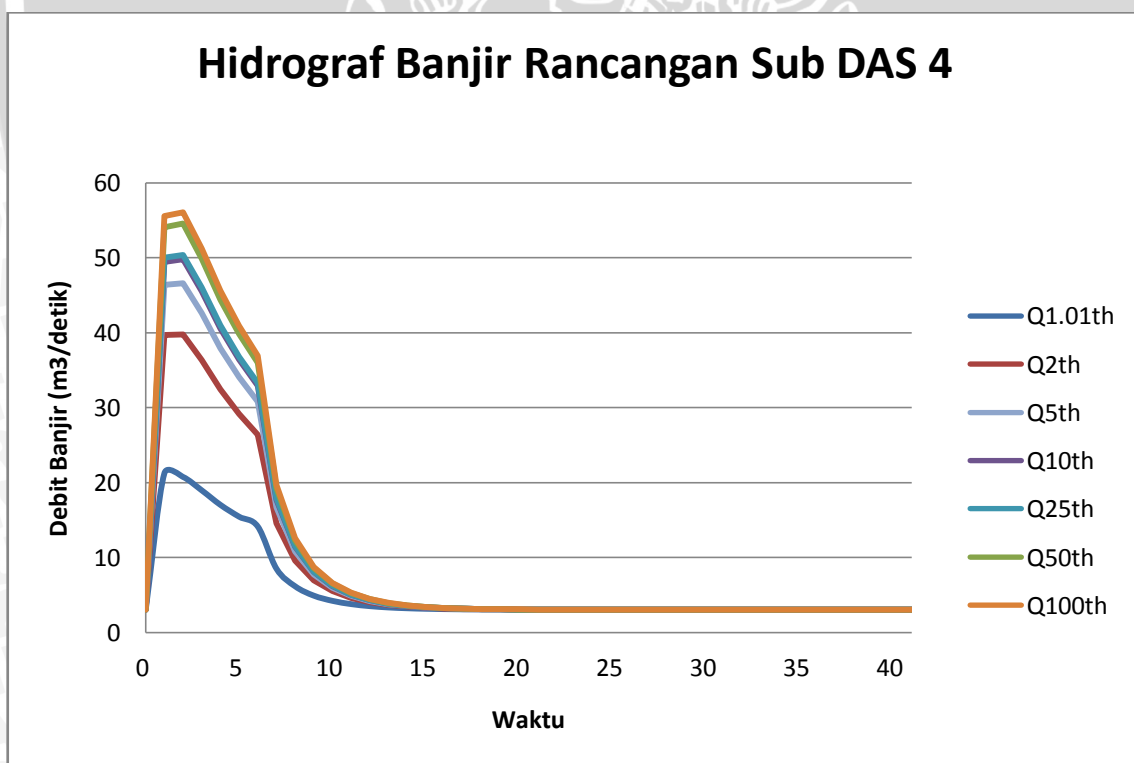
Tabel 4.24. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 4

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 2th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 5th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 10th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 25th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 50th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 100th (m ³ /dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	21.312	39.776	46.359	49.464	50.009	54.143	55.534
2	20.813	39.818	46.594	49.790	50.351	54.606	56.038
3	19.029	36.393	42.584	45.504	46.016	49.904	51.212
4	17.091	32.467	37.950	40.536	40.989	44.432	45.591
5	15.516	29.214	34.098	36.402	36.806	39.873	40.905
6	14.200	26.477	30.855	32.920	33.282	36.031	36.956
7	8.574	14.607	16.758	17.772	17.950	19.301	19.756
8	6.233	9.672	10.898	11.476	11.578	12.348	12.607
9	4.987	7.050	7.785	8.132	8.193	8.655	8.810
10	4.295	5.592	6.055	6.273	6.311	6.602	6.700
11	3.862	4.682	4.975	5.113	5.137	5.320	5.382
12	3.589	4.107	4.292	4.379	4.394	4.511	4.550
13	3.416	3.744	3.861	3.916	3.925	3.999	4.023
14	3.307	3.514	3.588	3.623	3.629	3.675	3.691
15	3.238	3.369	3.416	3.438	3.442	3.471	3.481
16	3.195	3.277	3.307	3.321	3.323	3.342	3.348
17	3.167	3.220	3.238	3.247	3.248	3.260	3.264
18	3.150	3.183	3.195	3.200	3.201	3.209	3.211
19	3.139	3.160	3.167	3.171	3.171	3.176	3.178
20	3.132	3.145	3.150	3.152	3.152	3.155	3.156
21	3.128	3.136	3.139	3.140	3.140	3.142	3.143
22	3.125	3.130	3.132	3.133	3.133	3.134	3.135
23	3.123	3.126	3.128	3.128	3.128	3.129	3.129
24	3.122	3.124	3.125	3.125	3.125	3.126	3.126
25	3.121	3.123	3.123	3.123	3.123	3.124	3.124
26	3.121	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122
27	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
28	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
29	3.120	3.120	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121
30	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
31	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
32	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
33	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
34	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
35	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
36	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
37	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
38	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
39	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
40	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
41	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
Max	21.312	39.818	46.594	49.790	50.351	54.606	56.038

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.12. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 4
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.13. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 4
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.25. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 5

Luas Sub DAS 5 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
15.53	2.982	2.500	0.75	1	0.536793025	0.32	1.128	0.7	3.221

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.26. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 5

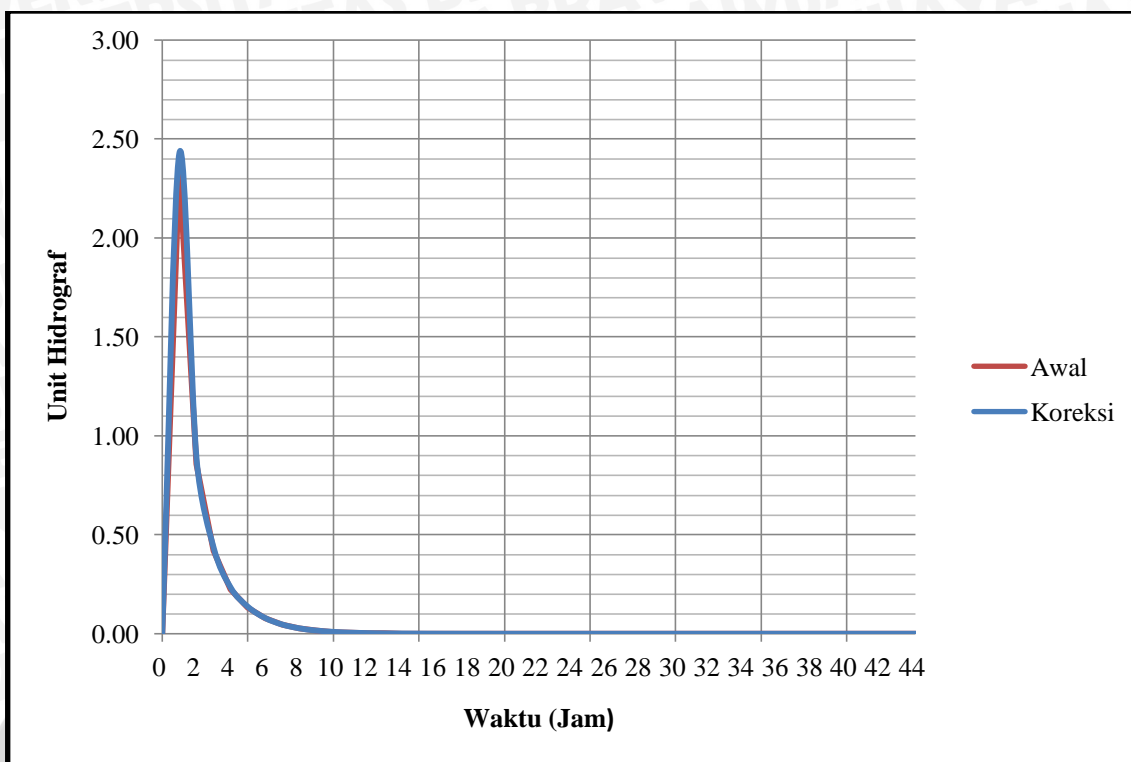
Waktu (jam)	UH Awal (m3/dt/mm)	UH Koreksi (m3/dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m3/dt/mm)	UH Koreksi (m3/dt/mm)
0	0.00	0.00	24	0.00	0.00
1	2.35	2.43	25	0.00	0.00
2	0.86	0.89	26	0.00	0.00
3	0.42	0.44	27	0.00	0.00
4	0.22	0.23	28	0.00	0.00
5	0.13	0.14	29	0.00	0.00
6	0.08	0.08	30	0.00	0.00
7	0.05	0.05	31	0.00	0.00
8	0.03	0.03	32	0.00	0.00
9	0.02	0.02	33	0.00	0.00
10	0.01	0.01	34	0.00	0.00
11	0.01	0.01	35	0.00	0.00
12	0.00	0.00	36	0.00	0.00
13	0.00	0.00	37	0.00	0.00
14	0.00	0.00	38	0.00	0.00
15	0.00	0.00	39	0.00	0.00
16	0.00	0.00	40	0.00	0.00
17	0.00	0.00	41	0.00	0.00
18	0.00	0.00	42	0.00	0.00
19	0.00	0.00	43	0.00	0.00
20	0.00	0.00	44	0.00	0.00
21	0.00	0.00	Jumlah	4.17	4.31
22	0.00	0.00	Kedalaman Hujan (mm)	0.97	1.00
23	0.00	0.00			

Sumber: Hasil Perhitungan

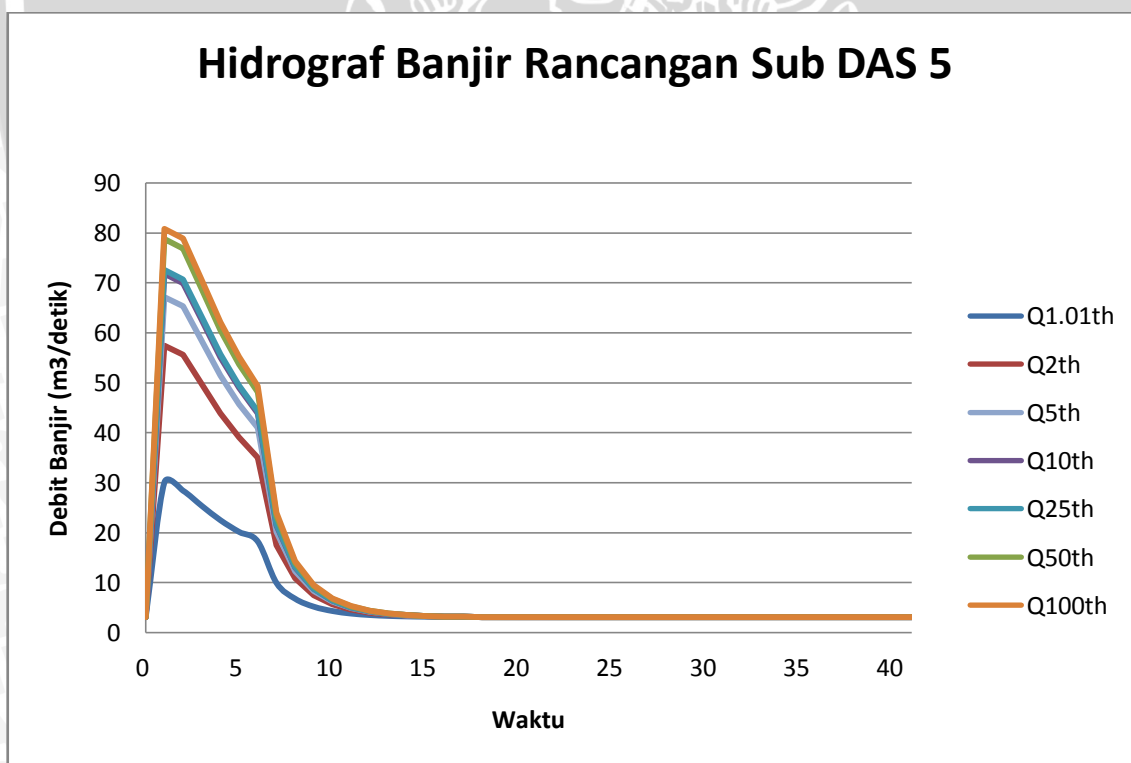
Tabel 4.27. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 5

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 2th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 5th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 10th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 25th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 50th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 100th (m ³ /dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	30.081	57.444	67.200	71.802	72.609	78.736	80.797
2	28.418	55.646	65.355	69.934	70.737	76.834	78.885
3	25.389	49.741	58.424	62.520	63.238	68.691	70.526
4	22.513	43.885	51.505	55.099	55.730	60.515	62.125
5	20.172	39.040	45.767	48.940	49.497	53.722	55.143
6	18.243	35.022	41.004	43.826	44.321	48.078	49.342
7	9.961	17.538	20.240	21.515	21.738	23.435	24.006
8	6.794	10.861	12.312	12.996	13.116	14.026	14.333
9	5.205	7.513	8.336	8.724	8.792	9.309	9.483
10	4.343	5.696	6.179	6.406	6.446	6.749	6.851
11	3.837	4.631	4.914	5.047	5.071	5.248	5.308
12	3.541	4.006	4.172	4.250	4.264	4.368	4.403
13	3.367	3.640	3.737	3.783	3.791	3.852	3.873
14	3.265	3.425	3.482	3.509	3.513	3.549	3.561
15	3.205	3.299	3.332	3.348	3.351	3.372	3.379
16	3.170	3.225	3.244	3.254	3.255	3.268	3.272
17	3.149	3.181	3.193	3.198	3.199	3.207	3.209
18	3.137	3.156	3.163	3.166	3.167	3.171	3.172
19	3.130	3.141	3.145	3.147	3.147	3.150	3.151
20	3.126	3.132	3.135	3.136	3.136	3.137	3.138
21	3.123	3.127	3.129	3.129	3.129	3.130	3.131
22	3.122	3.124	3.125	3.125	3.126	3.126	3.126
23	3.121	3.123	3.123	3.123	3.123	3.124	3.124
24	3.121	3.121	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122
25	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
26	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
27	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
28	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
29	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
30	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
31	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
32	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
33	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
34	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
35	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
36	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
37	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
38	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
39	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
40	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
41	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
Max	30.081	57.444	67.200	71.802	72.609	78.736	80.797

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.14. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 5
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.15. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 5
 Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.28. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 6

Luas Sub DAS 6 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
252.71	28.789	2.500	0.75	1	0.5367930 25	1.45	5.174	3.2	11.427

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.29. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 6

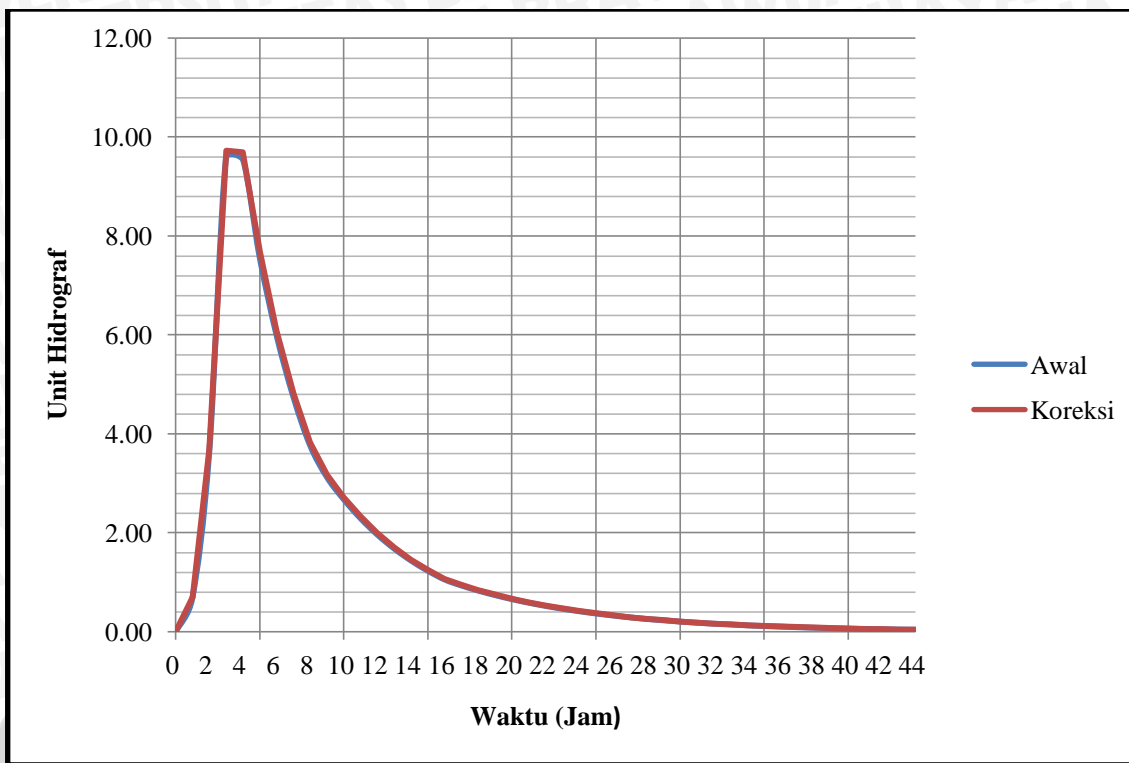
Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)
0	0.00	0.00	24	0.41	0.42
1	0.69	0.70	25	0.37	0.37
2	3.62	3.67	26	0.33	0.33
3	9.58	9.72	27	0.29	0.30
4	9.55	9.69	28	0.26	0.26
5	7.57	7.68	29	0.23	0.23
6	6.00	6.09	30	0.21	0.21
7	4.75	4.82	31	0.18	0.19
8	3.77	3.82	32	0.16	0.17
9	3.12	3.17	33	0.15	0.15
10	2.68	2.72	34	0.13	0.13
11	2.29	2.33	35	0.11	0.12
12	1.96	1.99	36	0.10	0.10
13	1.68	1.71	37	0.09	0.09
14	1.44	1.46	38	0.08	0.08
15	1.23	1.25	39	0.07	0.07
16	1.06	1.07	40	0.06	0.07
17	0.93	0.95	41	0.06	0.06
18	0.83	0.84	42	0.05	0.05
19	0.74	0.75	43	0.05	0.05
20	0.66	0.67	44	0.04	0.04
21	0.59	0.59	Jumlah	69.15	70.20
22	0.52	0.53	Kedalaman Hujan (mm)	0.99	1.00
23	0.46	0.47			

Sumber: Hasil Perhitungan

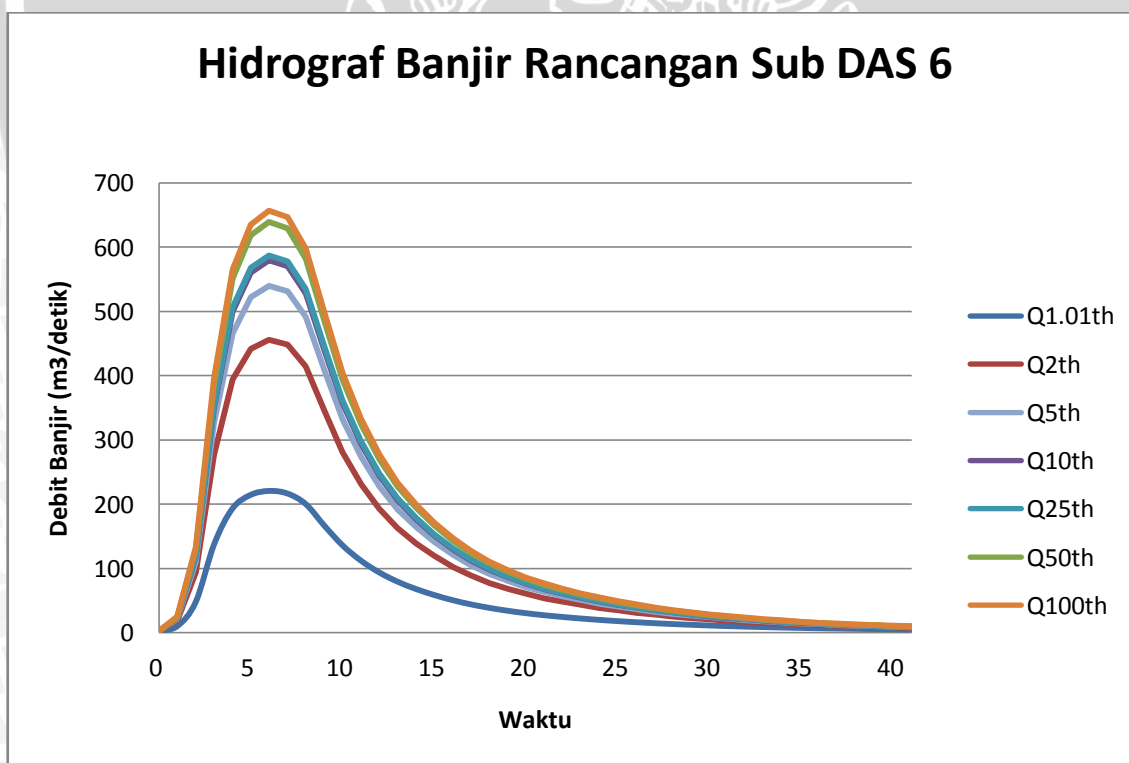
Tabel 4.30. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 6

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m3/dt)	Debit banjir Q 2th (m3/dt)	Debit banjir Q 5th (m3/dt)	Debit banjir Q 10th (m3/dt)	Debit banjir Q 25th (m3/dt)	Debit banjir Q 50th (m3/dt)	Debit banjir Q 100th (m3/dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	10.847	18.690	21.486	22.805	23.036	24.792	25.383
2	48.335	94.668	111.188	118.980	120.347	130.722	134.212
3	137.804	277.183	326.878	350.319	354.430	385.639	396.137
4	193.214	394.430	466.173	500.014	505.950	551.004	566.160
5	214.402	441.495	522.464	560.658	567.357	618.206	635.310
6	220.416	455.997	539.992	579.613	586.562	639.312	657.056
7	216.359	448.824	531.708	570.805	577.662	629.714	647.224
8	199.798	414.907	491.603	527.781	534.127	582.292	598.494
9	166.646	345.503	409.274	439.354	444.630	484.679	498.150
10	135.862	280.892	332.601	356.993	361.271	393.745	404.669
11	112.219	231.313	273.775	293.805	297.318	323.984	332.954
12	93.885	192.901	228.205	244.858	247.779	269.950	277.408
13	79.552	162.901	192.619	206.637	209.096	227.759	234.037
14	68.262	139.291	164.616	176.562	178.657	194.561	199.911
15	58.902	119.725	141.411	151.641	153.435	167.054	171.635
16	50.886	102.970	121.541	130.300	131.837	143.499	147.422
17	44.358	89.298	105.321	112.880	114.205	124.268	127.653
18	38.981	78.039	91.965	98.534	99.686	108.432	111.374
19	34.496	68.655	80.834	86.579	87.586	95.235	97.808
20	30.728	60.776	71.490	76.544	77.430	84.158	86.421
21	27.545	54.126	63.603	68.073	68.857	74.809	76.811
22	24.844	48.485	56.913	60.889	61.587	66.880	68.661
23	22.458	43.502	51.005	54.545	55.166	59.878	61.463
24	20.334	39.067	45.746	48.897	49.450	53.644	55.055
25	18.444	35.119	41.065	43.869	44.361	48.095	49.351
26	16.761	31.605	36.897	39.394	39.832	43.156	44.274
27	15.263	28.477	33.188	35.410	35.800	38.759	39.754
28	13.929	25.692	29.886	31.864	32.211	34.845	35.731
29	12.742	23.213	26.946	28.707	29.016	31.360	32.149
30	11.685	21.006	24.329	25.897	26.172	28.259	28.961
31	10.745	19.042	22.000	23.395	23.640	25.498	26.123
32	9.907	17.293	19.926	21.169	21.386	23.040	23.597
33	9.162	15.736	18.081	19.186	19.380	20.852	21.348
34	8.498	14.351	16.438	17.422	17.594	18.905	19.346
35	7.908	13.117	14.975	15.851	16.005	17.171	17.564
36	7.382	12.019	13.673	14.453	14.590	15.628	15.977
37	6.914	11.042	12.514	13.208	13.330	14.254	14.565
38	6.497	10.172	11.482	12.100	12.209	13.032	13.308
39	6.126	9.397	10.564	11.114	11.211	11.943	12.189
40	5.796	8.708	9.746	10.236	10.322	10.974	11.193
41	5.502	8.094	9.019	9.455	9.531	10.111	10.307
Max	220.416	455.997	539.992	579.613	586.562	639.312	657.056

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.16. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 6
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.17. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 6
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.31. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 7

Luas Sub DAS 7 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
25.14	1.189	2.500	0.75	1	0.53679302 5	0.17	0.593	0.4	9.926

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.32. Ordinat Hidrograf Satuan Sub DAS 7

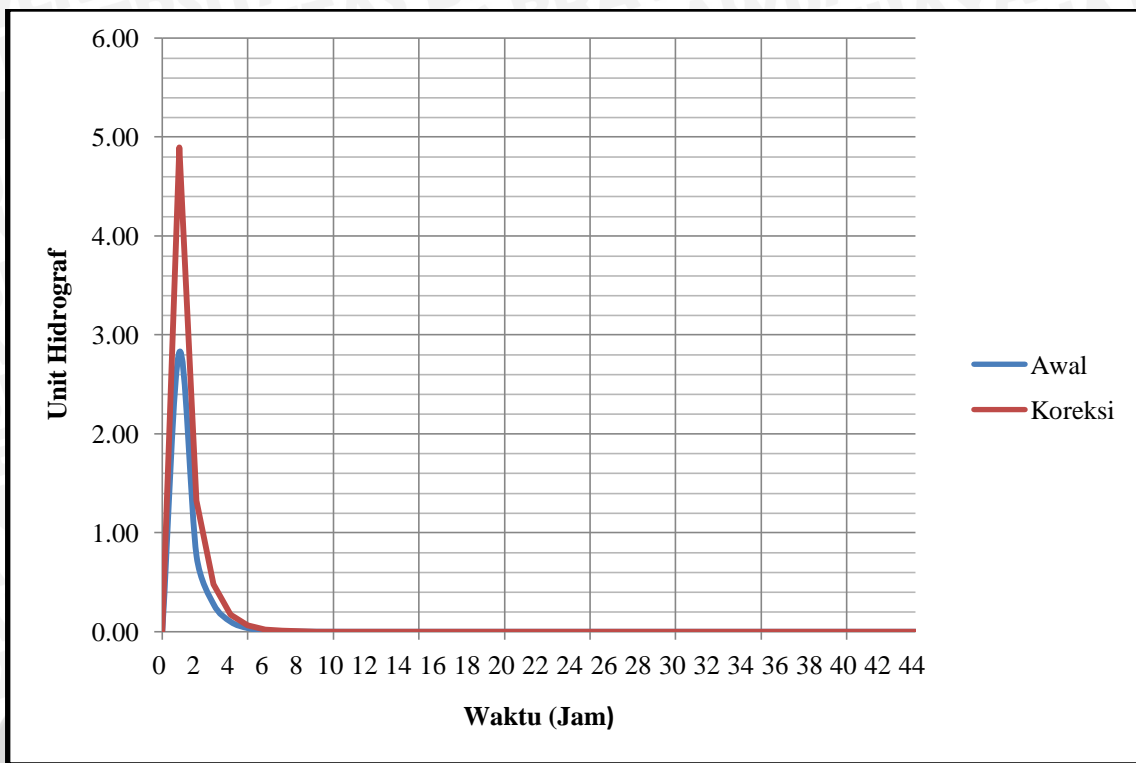
Waktu (jam)	UH Awal	UH Koreksi	Waktu (jam)	UH Awal	UH Koreksi
	(m3/dt/mm)	(m3/dt/mm)		(m3/dt/mm)	(m3/dt/mm)
0	0.00	0.00	24	0.00	0.00
1	2.83	4.90	25	0.00	0.00
2	0.77	1.33	26	0.00	0.00
3	0.28	0.48	27	0.00	0.00
4	0.10	0.17	28	0.00	0.00
5	0.04	0.06	29	0.00	0.00
6	0.01	0.02	30	0.00	0.00
7	0.00	0.01	31	0.00	0.00
8	0.00	0.00	32	0.00	0.00
9	0.00	0.00	33	0.00	0.00
10	0.00	0.00	34	0.00	0.00
11	0.00	0.00	35	0.00	0.00
12	0.00	0.00	36	0.00	0.00
13	0.00	0.00	37	0.00	0.00
14	0.00	0.00	38	0.00	0.00
15	0.00	0.00	39	0.00	0.00
16	0.00	0.00	40	0.00	0.00
17	0.00	0.00	41	0.00	0.00
18	0.00	0.00	42	0.00	0.00
19	0.00	0.00	43	0.00	0.00
20	0.00	0.00	44	0.00	0.00
21	0.00	0.00	Jumlah	4.03	6.98
22	0.00	0.00	Kedalaman Hujan (mm)	0.58	1.00
23	0.00	0.00			

Sumber: Hasil Perhitungan

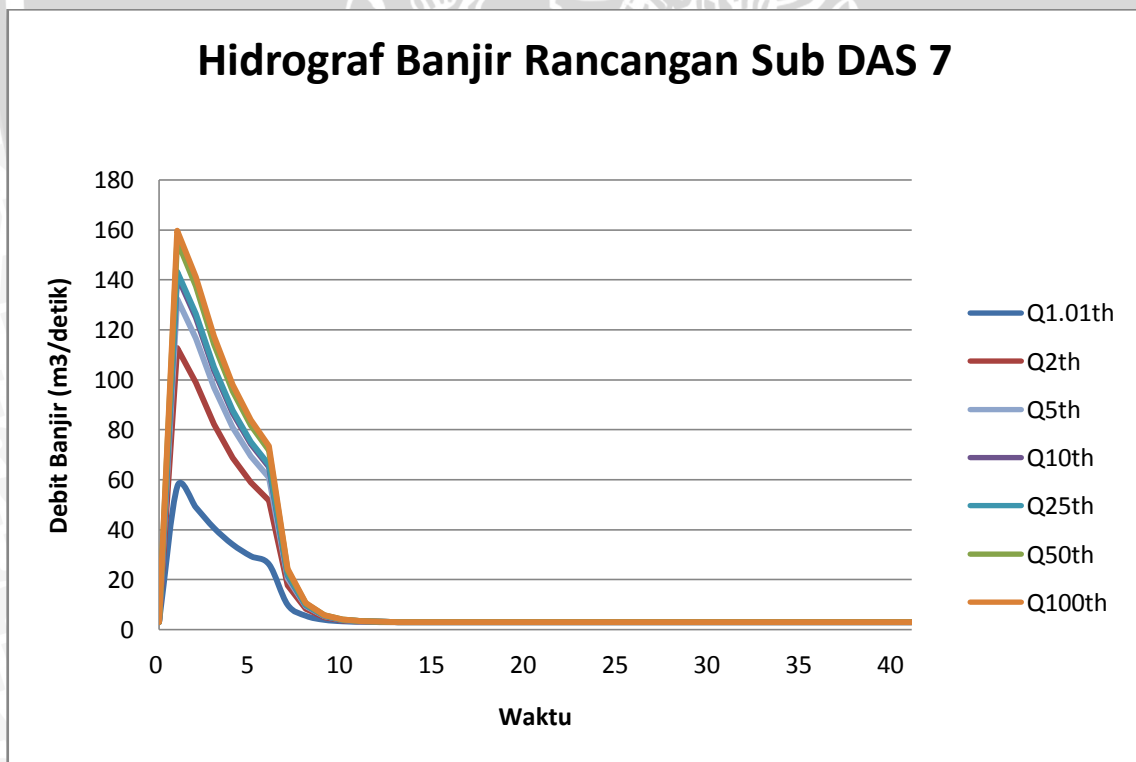
Tabel 4.33. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 7

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 2th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 5th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 10th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 25th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 50th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 100th (m ³ /dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	57.487	112.663	132.336	141.616	143.243	155.598	159.754
2	49.038	98.773	116.505	124.870	126.337	137.473	141.219
3	40.702	82.084	96.839	103.799	105.019	114.285	117.402
4	34.203	68.678	80.970	86.768	87.785	95.504	98.101
5	29.512	58.879	69.350	74.289	75.156	81.731	83.943
6	26.124	51.756	60.895	65.206	65.963	71.702	73.633
7	10.091	17.857	20.625	21.932	22.161	23.899	24.484
8	5.644	8.456	9.458	9.931	10.014	10.644	10.856
9	4.034	5.052	5.415	5.586	5.616	5.844	5.921
10	3.451	3.820	3.951	4.013	4.024	4.106	4.134
11	3.240	3.373	3.421	3.443	3.447	3.477	3.487
12	3.163	3.212	3.229	3.237	3.238	3.249	3.253
13	3.136	3.153	3.159	3.162	3.163	3.167	3.168
14	3.126	3.132	3.134	3.135	3.136	3.137	3.137
15	3.122	3.124	3.125	3.126	3.126	3.126	3.126
16	3.121	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122
17	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
18	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
19	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
20	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
21	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
22	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
23	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
24	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
25	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
26	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
27	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
28	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
29	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
30	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
31	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
32	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
33	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
34	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
35	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
36	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
37	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
38	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
39	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
40	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
41	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
Max	57.487	112.663	132.336	141.616	143.243	155.598	159.754

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.18. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 7
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.19. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 7
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.34. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 8

Luas Sub DAS 8 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
90.53	10.550	2.500	0.75	1	0.536793025	0.76	2.732	1.7	7.754

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.35. Ordinatif Hidrograf Satuan Sub DAS 8

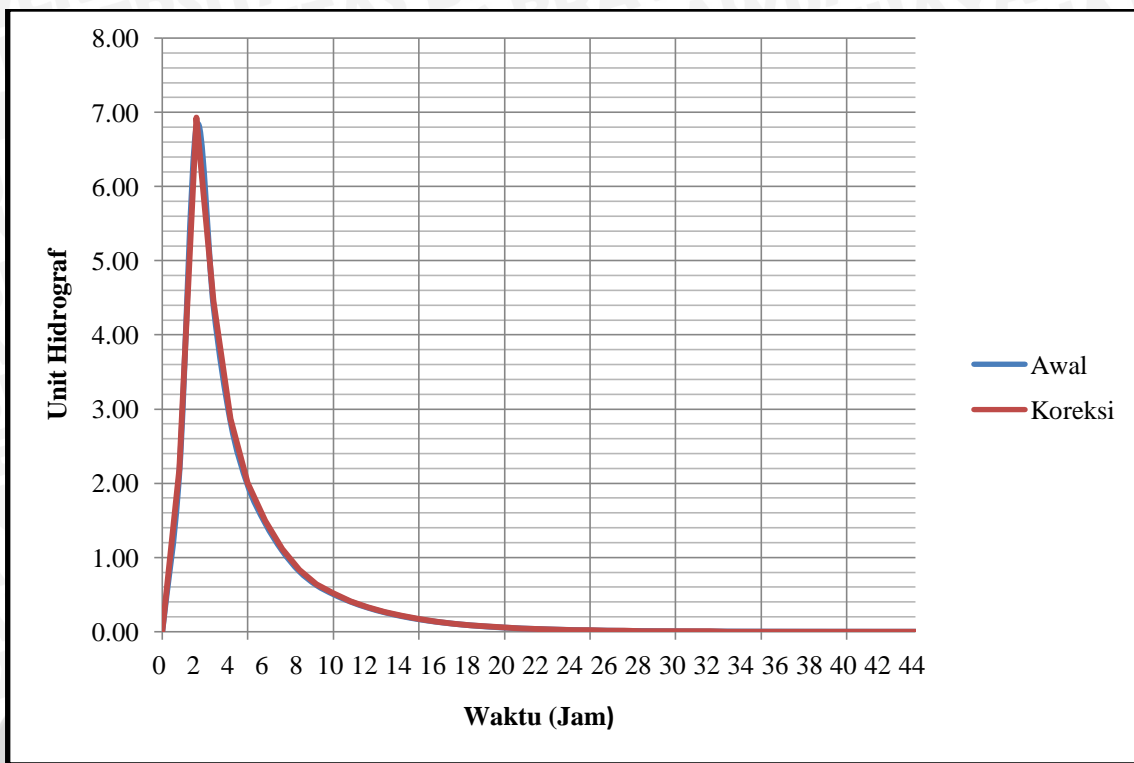
Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)
	0	0.00		0.00	24
1	2.16	2.20	25	0.02	0.02
2	6.81	6.93	26	0.01	0.02
3	4.38	4.46	27	0.01	0.01
4	2.82	2.87	28	0.01	0.01
5	1.97	2.01	29	0.01	0.01
6	1.47	1.50	30	0.01	0.01
7	1.10	1.12	31	0.00	0.01
8	0.82	0.83	32	0.00	0.00
9	0.63	0.64	33	0.00	0.00
10	0.51	0.51	34	0.00	0.00
11	0.41	0.41	35	0.00	0.00
12	0.33	0.33	36	0.00	0.00
13	0.26	0.27	37	0.00	0.00
14	0.21	0.21	38	0.00	0.00
15	0.17	0.17	39	0.00	0.00
16	0.13	0.14	40	0.00	0.00
17	0.11	0.11	41	0.00	0.00
18	0.09	0.09	42	0.00	0.00
19	0.07	0.07	43	0.00	0.00
20	0.06	0.06	44	0.00	0.00
21	0.04	0.05	Jumlah	24.70	25.15
22	0.04	0.04	Kedalaman Hujan (mm)	0.98	1.00
23	0.03	0.03			

Sumber: Hasil Perhitungan

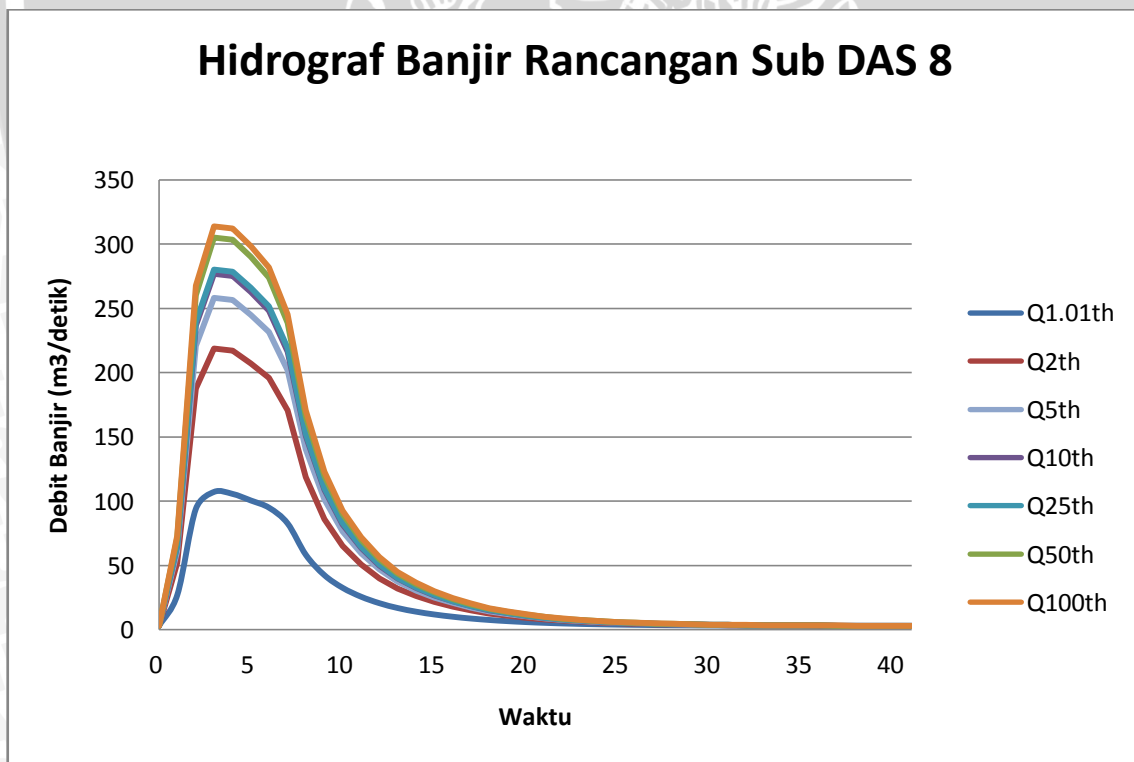
Tabel 4.36. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 8

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 2th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 5th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 10th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 25th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 50th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 100th (m ³ /dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	27.483	52.209	61.024	65.183	65.912	71.449	73.311
2	94.009	187.656	221.045	236.795	239.557	260.526	267.579
3	107.376	218.686	258.374	277.094	280.378	305.302	313.686
4	105.803	217.133	256.827	275.551	278.835	303.763	312.148
5	100.669	207.237	245.233	263.156	266.299	290.161	298.188
6	94.954	195.717	231.643	248.590	251.562	274.124	281.713
7	82.863	170.565	201.835	216.585	219.172	238.809	245.415
8	58.301	118.922	140.537	150.732	152.520	166.094	170.660
9	42.644	86.013	101.476	108.770	110.049	119.760	123.027
10	32.716	65.154	76.720	82.175	83.132	90.395	92.839
11	25.842	50.726	59.598	63.783	64.517	70.089	71.964
12	20.767	40.080	46.967	50.215	50.785	55.109	56.564
13	16.994	32.173	37.585	40.138	40.586	43.985	45.128
14	14.172	26.261	30.572	32.605	32.962	35.669	36.579
15	11.986	21.684	25.142	26.773	27.060	29.231	29.962
16	10.232	18.013	20.787	22.095	22.325	24.067	24.653
17	8.826	15.067	17.293	18.342	18.527	19.924	20.394
18	7.697	12.704	14.490	15.332	15.479	16.601	16.978
19	6.792	10.809	12.241	12.917	13.035	13.934	14.237
20	6.066	9.288	10.437	10.979	11.074	11.796	12.038
21	5.483	8.068	8.990	9.425	9.501	10.080	10.274
22	5.016	7.090	7.829	8.178	8.239	8.703	8.859
23	4.641	6.304	6.898	7.177	7.226	7.599	7.724
24	4.340	5.675	6.150	6.375	6.414	6.713	6.814
25	4.099	5.169	5.551	5.731	5.763	6.002	6.083
26	3.905	4.764	5.070	5.215	5.240	5.432	5.497
27	3.750	4.439	4.685	4.800	4.821	4.975	5.027
28	3.625	4.178	4.375	4.468	4.484	4.608	4.650
29	3.525	3.969	4.127	4.201	4.215	4.314	4.347
30	3.445	3.801	3.928	3.988	3.998	4.078	4.105
31	3.381	3.666	3.768	3.816	3.824	3.888	3.910
32	3.329	3.558	3.640	3.678	3.685	3.736	3.754
33	3.288	3.472	3.537	3.568	3.573	3.614	3.628
34	3.255	3.402	3.455	3.479	3.484	3.517	3.528
35	3.228	3.346	3.388	3.408	3.412	3.438	3.447
36	3.207	3.301	3.335	3.351	3.354	3.375	3.382
37	3.190	3.266	3.293	3.306	3.308	3.325	3.331
38	3.176	3.237	3.259	3.269	3.271	3.284	3.289
39	3.165	3.214	3.231	3.239	3.241	3.252	3.255
40	3.156	3.195	3.209	3.216	3.217	3.226	3.229
41	3.149	3.180	3.192	3.197	3.198	3.205	3.207
Max	107.376	218.686	258.374	277.094	280.378	305.302	313.686

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.20. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 8
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.21. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 8
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.37. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 9

Luas Sub DAS 9 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien n (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0,3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
175.37	60.871	2.500	0.75	1	0.536793025	2.75	9.826	6.1	4.176

Sumber: Hasil Perhitungan.

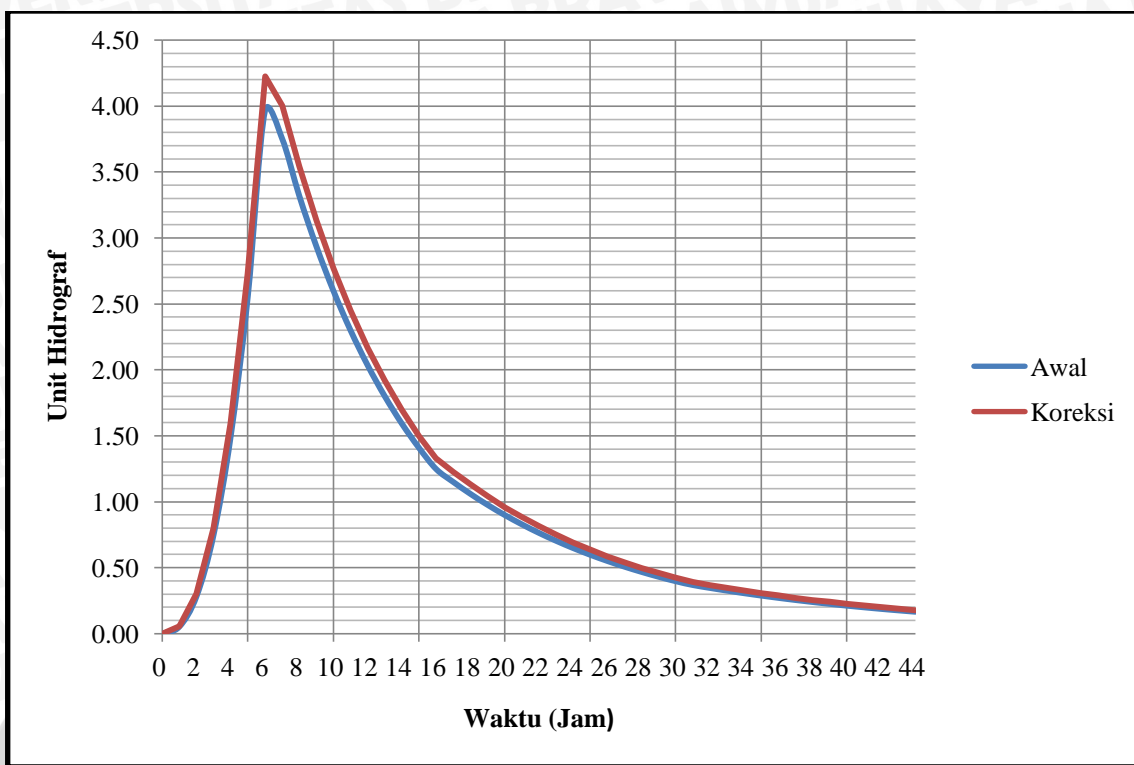
Tabel 4.38. Ordinatif Hidrograf Satuan Sub DAS 9

Waktu (jam)	UH Awal	UH Koreksi	Waktu (jam)	UH Awal	UH Koreksi
	(m ³ /dt/mm)	(m ³ /dt/mm)		(m ³ /dt/mm)	(m ³ /dt/mm)
0	0.00	0.00	24	0.65	0.69
1	0.05	0.06	25	0.60	0.64
2	0.28	0.30	26	0.55	0.59
3	0.75	0.80	27	0.51	0.54
4	1.50	1.60	28	0.47	0.50
5	2.56	2.73	29	0.43	0.46
6	3.96	4.23	30	0.40	0.42
7	3.75	4.00	31	0.37	0.39
8	3.32	3.54	32	0.35	0.37
9	2.94	3.13	33	0.33	0.35
10	2.60	2.77	34	0.31	0.33
11	2.30	2.45	35	0.29	0.31
12	2.03	2.17	36	0.27	0.29
13	1.80	1.92	37	0.26	0.27
14	1.59	1.70	38	0.24	0.26
15	1.41	1.50	39	0.23	0.24
16	1.25	1.33	40	0.21	0.23
17	1.15	1.23	41	0.20	0.21
18	1.06	1.13	42	0.19	0.20
19	0.98	1.04	43	0.18	0.19
20	0.90	0.96	44	0.17	0.18
21	0.83	0.89	Jumlah	45.68	48.71
22	0.76	0.82	Kedalaman Hujan (mm)	0.94	1.00
23	0.70	0.75			

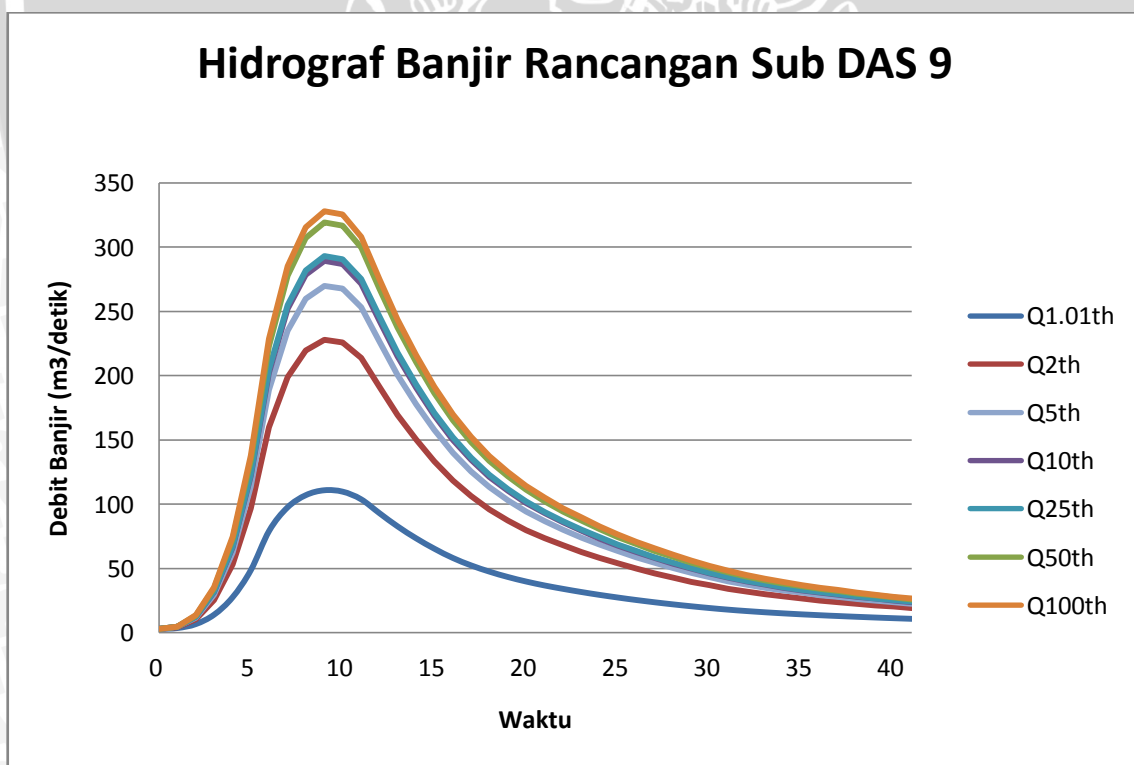
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.39. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 9

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m3/dt)	Debit banjir Q 2th (m3/dt)	Debit banjir Q 5th (m3/dt)	Debit banjir Q 10th (m3/dt)	Debit banjir Q 25th (m3/dt)	Debit banjir Q 50th (m3/dt)	Debit banjir Q 100th (m3/dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	3.756	4.402	4.633	4.741	4.760	4.905	4.954
2	6.844	10.661	12.021	12.663	12.776	13.630	13.918
3	14.214	25.694	29.787	31.718	32.057	34.627	35.492
4	27.646	53.220	62.339	66.640	67.394	73.121	75.047
5	48.875	96.865	113.976	122.047	123.462	134.208	137.823
6	79.590	160.168	188.898	202.450	204.827	222.870	228.939
7	97.798	198.936	234.996	252.006	254.989	277.635	285.253
8	107.336	219.628	259.665	278.550	281.863	307.006	315.464
9	111.130	228.107	269.815	289.489	292.940	319.132	327.943
10	110.018	226.159	267.569	287.102	290.528	316.534	325.281
11	104.148	214.097	253.299	271.791	275.034	299.654	307.935
12	93.305	191.476	226.479	242.989	245.885	267.867	275.261
13	82.905	169.755	200.722	215.328	217.890	237.337	243.879
14	73.704	150.540	177.935	190.857	193.124	210.328	216.115
15	65.565	133.540	157.776	169.208	171.213	186.434	191.554
16	58.389	118.551	140.002	150.120	151.895	165.366	169.897
17	52.575	106.369	125.549	134.596	136.183	148.228	152.280
18	47.698	96.159	113.437	121.588	123.017	133.868	137.518
19	43.556	87.495	103.162	110.552	111.848	121.686	124.996
20	40.009	80.084	94.372	101.112	102.294	111.268	114.286
21	36.953	73.703	86.807	92.987	94.071	102.300	105.068
22	34.299	68.167	80.242	85.938	86.937	94.521	97.072
23	31.854	63.065	74.193	79.442	80.363	87.352	89.703
24	29.600	58.363	68.618	73.456	74.304	80.745	82.911
25	27.523	54.030	63.481	67.939	68.721	74.656	76.653
26	25.609	50.037	58.746	62.855	63.575	69.045	70.885
27	23.845	46.357	54.383	58.169	58.834	63.874	65.570
28	22.219	42.965	50.362	53.852	54.464	59.109	60.671
29	20.721	39.840	46.657	49.872	50.436	54.717	56.157
30	19.341	36.960	43.242	46.205	46.725	50.670	51.997
31	18.095	34.360	40.159	42.894	43.374	47.016	48.241
32	17.019	32.109	37.490	40.028	40.473	43.852	44.988
33	16.066	30.119	35.129	37.492	37.907	41.053	42.111
34	15.215	28.341	33.021	35.228	35.616	38.555	39.543
35	14.450	26.744	31.128	33.195	33.558	36.311	37.237
36	13.760	25.304	29.420	31.362	31.702	34.287	35.157
37	13.127	23.986	27.857	29.683	30.004	32.435	33.253
38	12.533	22.746	26.387	28.105	28.406	30.693	31.462
39	11.973	21.580	25.005	26.620	26.904	29.054	29.778
40	11.447	20.483	23.704	25.224	25.490	27.513	28.194
41	10.952	19.451	22.481	23.910	24.161	26.064	26.704
Max	111.130	228.107	269.815	289.489	292.940	319.132	327.943



Gambar 4.22. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 9
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.23. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 9
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.40. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 10

Luas Sub DAS 10 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
31.01	16.906	2.500	0.75	1	0.536793025	0.97	3.451	2.2	2.102

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.41. Ordinatif Hidrograf Satuan Sub DAS 10

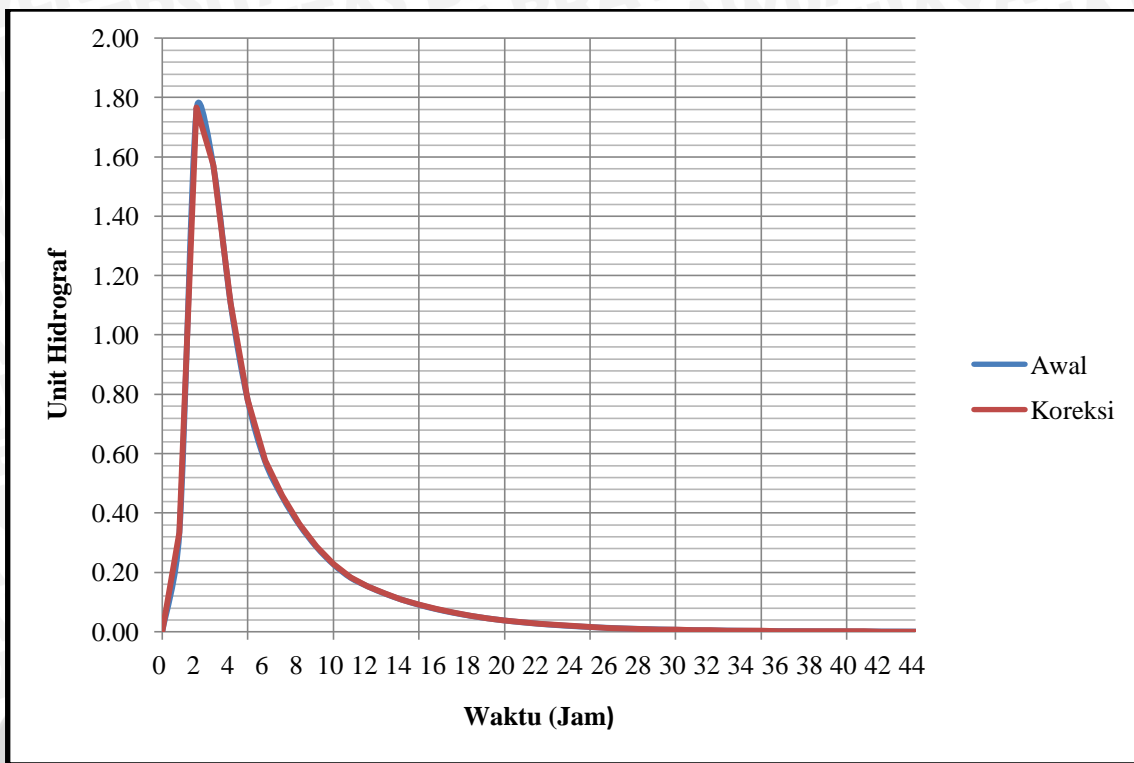
Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)
	0	0.00		0.00	24
1	0.33	0.33	25	0.02	0.02
2	1.76	1.77	26	0.01	0.01
3	1.56	1.57	27	0.01	0.01
4	1.10	1.11	28	0.01	0.01
5	0.78	0.78	29	0.01	0.01
6	0.58	0.58	30	0.01	0.01
7	0.46	0.46	31	0.01	0.01
8	0.36	0.36	32	0.00	0.00
9	0.29	0.29	33	0.00	0.00
10	0.23	0.23	34	0.00	0.00
11	0.18	0.18	35	0.00	0.00
12	0.15	0.15	36	0.00	0.00
13	0.13	0.13	37	0.00	0.00
14	0.11	0.11	38	0.00	0.00
15	0.09	0.09	39	0.00	0.00
16	0.08	0.08	40	0.00	0.00
17	0.06	0.06	41	0.00	0.00
18	0.05	0.05	42	0.00	0.00
19	0.05	0.05	43	0.00	0.00
20	0.04	0.04	44	0.00	0.00
21	0.03	0.03	Jumlah	8.58	8.61
22	0.03	0.03	Kedalaman Hujan (mm)	1.00	1.00
23	0.02	0.02			

Sumber: Hasil Perhitungan

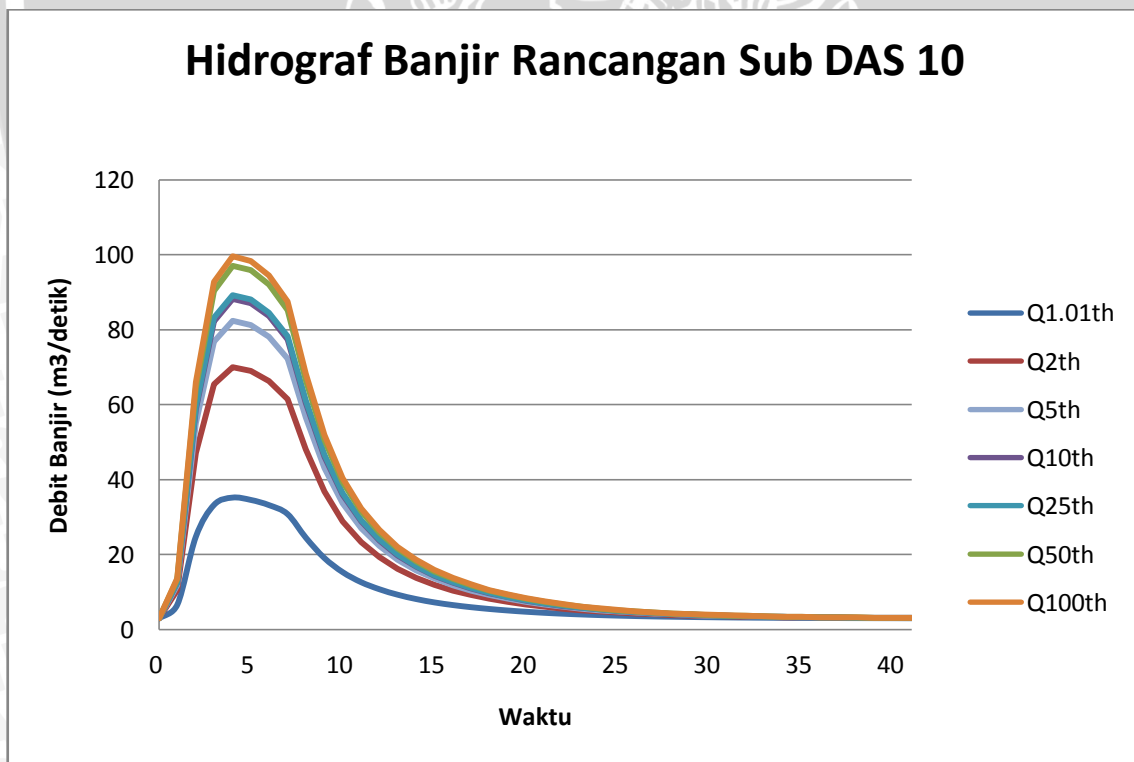
Tabel 4.42. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 10

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 2th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 5th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 10th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 25th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 50th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 100th (m ³ /dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	6.834	10.604	11.948	12.582	12.694	13.538	13.822
2	24.854	47.126	55.067	58.813	59.470	64.457	66.134
3	33.412	65.448	76.870	82.258	83.203	90.376	92.789
4	35.324	70.009	82.376	88.209	89.233	96.999	99.611
5	34.703	69.059	81.308	87.087	88.100	95.793	98.380
6	33.298	66.314	78.086	83.639	84.613	92.005	94.492
7	30.933	61.445	72.324	77.456	78.356	85.188	87.486
8	24.621	48.198	56.605	60.570	61.266	66.545	68.321
9	19.240	36.900	43.196	46.166	46.687	50.642	51.972
10	15.455	28.960	33.775	36.046	36.444	39.468	40.485
11	12.792	23.377	27.151	28.931	29.243	31.613	32.411
12	10.896	19.399	22.430	23.860	24.111	26.015	26.655
13	9.430	16.324	18.782	19.942	20.145	21.689	22.208
14	8.286	13.928	15.939	16.888	17.054	18.318	18.743
15	7.388	12.048	13.709	14.492	14.630	15.673	16.024
16	6.679	10.564	11.949	12.602	12.717	13.586	13.879
17	6.109	9.372	10.536	11.084	11.181	11.911	12.157
18	5.631	8.372	9.349	9.810	9.890	10.504	10.710
19	5.229	7.531	8.352	8.739	8.807	9.322	9.496
20	4.891	6.825	7.514	7.840	7.897	8.329	8.475
21	4.608	6.232	6.811	7.084	7.132	7.496	7.618
22	4.370	5.734	6.220	6.450	6.490	6.795	6.898
23	4.170	5.316	5.724	5.917	5.951	6.207	6.293
24	4.002	4.964	5.307	5.469	5.497	5.713	5.785
25	3.861	4.669	4.957	5.093	5.117	5.298	5.359
26	3.742	4.421	4.663	4.777	4.797	4.949	5.000
27	3.643	4.213	4.416	4.512	4.529	4.657	4.699
28	3.559	4.038	4.209	4.289	4.303	4.411	4.447
29	3.489	3.891	4.034	4.102	4.114	4.204	4.234
30	3.430	3.768	3.888	3.945	3.955	4.031	4.056
31	3.380	3.664	3.765	3.813	3.821	3.885	3.906
32	3.338	3.577	3.662	3.702	3.709	3.762	3.780
33	3.303	3.504	3.575	3.609	3.615	3.660	3.675
34	3.274	3.442	3.502	3.531	3.536	3.573	3.586
35	3.249	3.391	3.441	3.465	3.469	3.501	3.511
36	3.229	3.347	3.390	3.410	3.413	3.440	3.449
37	3.211	3.311	3.347	3.363	3.366	3.389	3.396
38	3.197	3.280	3.310	3.324	3.327	3.346	3.352
39	3.184	3.255	3.280	3.292	3.294	3.309	3.315
40	3.174	3.233	3.254	3.264	3.266	3.279	3.284
41	3.165	3.215	3.233	3.241	3.243	3.254	3.257
Max	35.324	70.009	82.376	88.209	89.233	96.999	99.611

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.24. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 10
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.25. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 10
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.43. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 11

Luas Sub DAS 11 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
5.99	3.090	2.500	0.75	1	0.536793025	0.32	1.157	0.7	1.213

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.44. Ordinatif Hidrograf Satuan Sub DAS 11

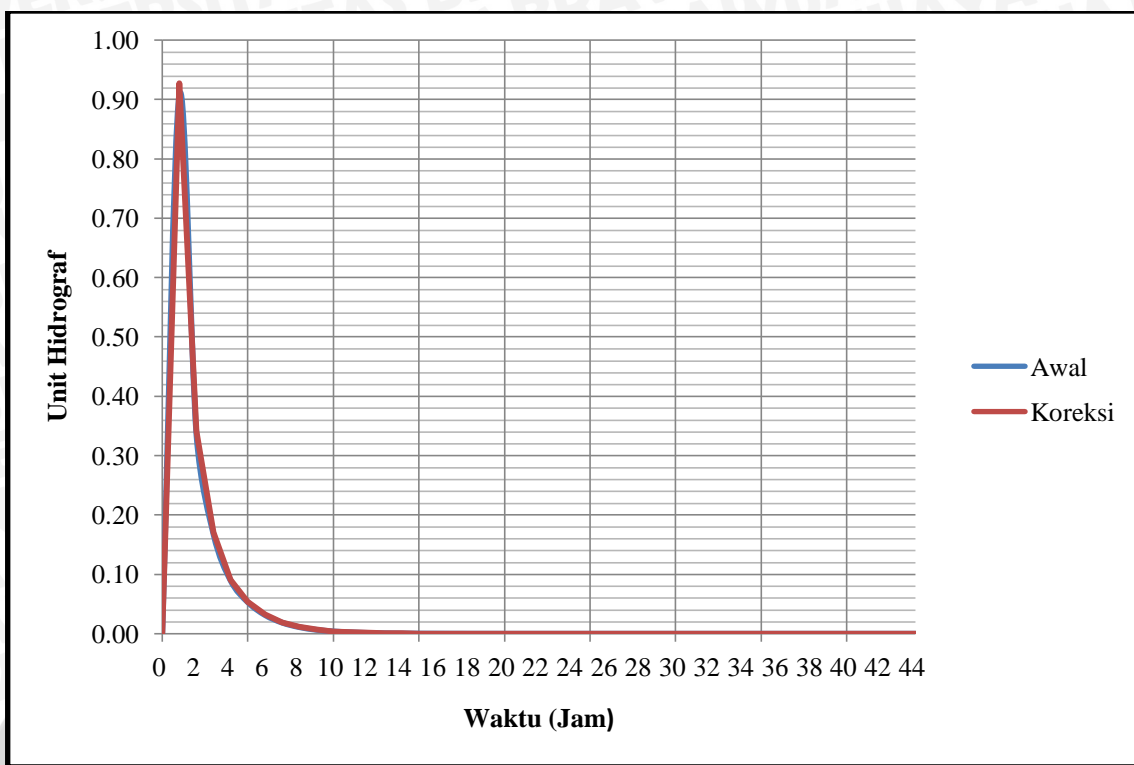
Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)
	0	0.00		0.00	24
1	0.91	0.93	25	0.00	0.00
2	0.33	0.34	26	0.00	0.00
3	0.17	0.17	27	0.00	0.00
4	0.09	0.09	28	0.00	0.00
5	0.05	0.05	29	0.00	0.00
6	0.03	0.03	30	0.00	0.00
7	0.02	0.02	31	0.00	0.00
8	0.01	0.01	32	0.00	0.00
9	0.01	0.01	33	0.00	0.00
10	0.00	0.00	34	0.00	0.00
11	0.00	0.00	35	0.00	0.00
12	0.00	0.00	36	0.00	0.00
13	0.00	0.00	37	0.00	0.00
14	0.00	0.00	38	0.00	0.00
15	0.00	0.00	39	0.00	0.00
16	0.00	0.00	40	0.00	0.00
17	0.00	0.00	41	0.00	0.00
18	0.00	0.00	42	0.00	0.00
19	0.00	0.00	43	0.00	0.00
20	0.00	0.00	44	0.00	0.00
21	0.00	0.00	Jumlah	1.63	1.66
22	0.00	0.00	Kedalaman Hujan (mm)	0.98	1.00
23	0.00	0.00			

Sumber: Hasil Perhitungan

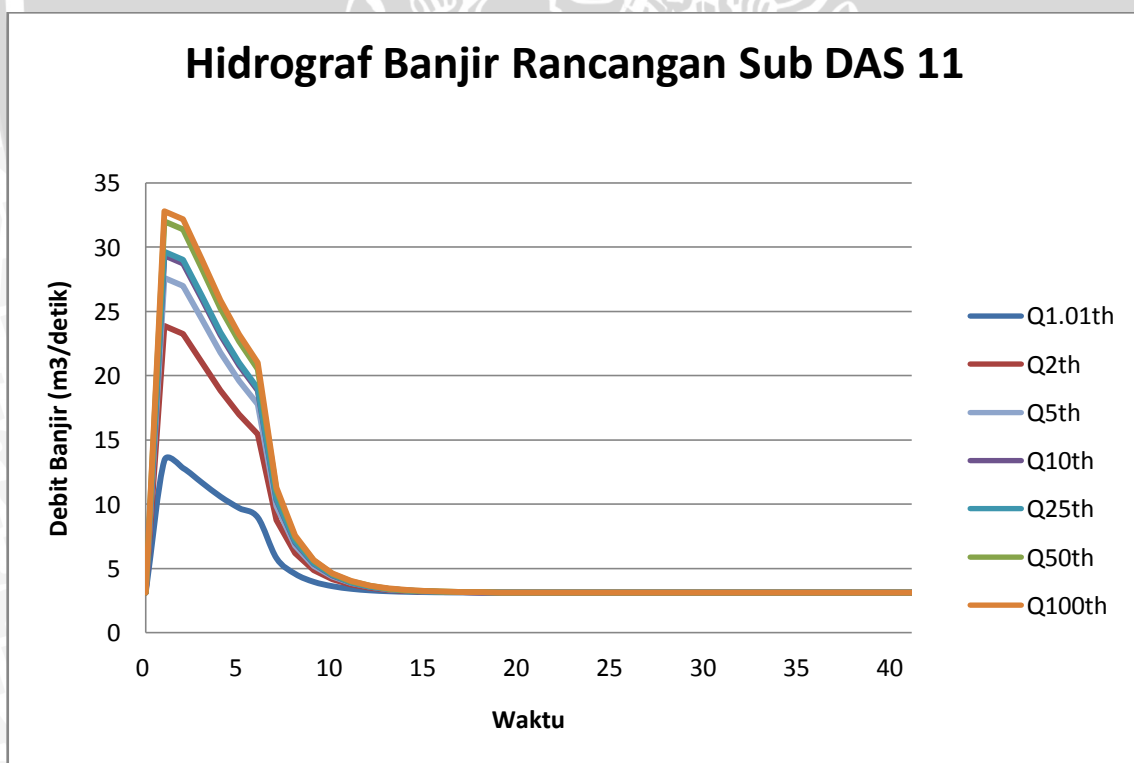
Tabel 4.45. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 11

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 2th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 5th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 10th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 25th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 50th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 100th (m ³ /dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	13.416	23.865	27.591	29.348	29.656	31.996	32.783
2	12.814	23.245	26.964	28.719	29.027	31.362	32.148
3	11.692	21.063	24.404	25.980	26.256	28.354	29.060
4	10.595	18.830	21.767	23.152	23.395	25.239	25.859
5	9.704	16.986	19.583	20.808	21.023	22.653	23.202
6	8.966	15.451	17.763	18.854	19.045	20.497	20.986
7	5.800	8.769	9.827	10.326	10.414	11.078	11.302
8	4.578	6.192	6.768	7.039	7.087	7.448	7.570
9	3.955	4.879	5.209	5.364	5.392	5.599	5.668
10	3.616	4.166	4.361	4.454	4.470	4.593	4.634
11	3.415	3.741	3.858	3.912	3.922	3.995	4.020
12	3.295	3.489	3.558	3.591	3.597	3.640	3.655
13	3.224	3.339	3.380	3.400	3.403	3.429	3.438
14	3.182	3.250	3.275	3.286	3.288	3.304	3.309
15	3.157	3.197	3.212	3.219	3.220	3.229	3.232
16	3.142	3.166	3.175	3.179	3.179	3.185	3.187
17	3.133	3.147	3.152	3.155	3.155	3.159	3.160
18	3.128	3.136	3.139	3.141	3.141	3.143	3.144
19	3.125	3.130	3.131	3.132	3.132	3.134	3.134
20	3.123	3.126	3.127	3.127	3.127	3.128	3.128
21	3.122	3.123	3.124	3.124	3.124	3.125	3.125
22	3.121	3.122	3.122	3.123	3.123	3.123	3.123
23	3.121	3.121	3.121	3.122	3.122	3.122	3.122
24	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
25	3.120	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
26	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
27	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
28	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
29	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
30	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
31	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
32	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
33	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
34	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
35	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
36	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
37	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
38	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
39	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
40	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
41	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
Max	13.416	23.865	27.591	29.348	29.656	31.996	32.783

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.26. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 11
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.27. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 11
 Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.46. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 12

Luas Sub DAS 12 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0.3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
7.24	2.255	2.500	0.75	1	0.536793025	0.26	0.927	0.6	1.828

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.47. Ordinatif Hidrograf Satuan Sub DAS 12

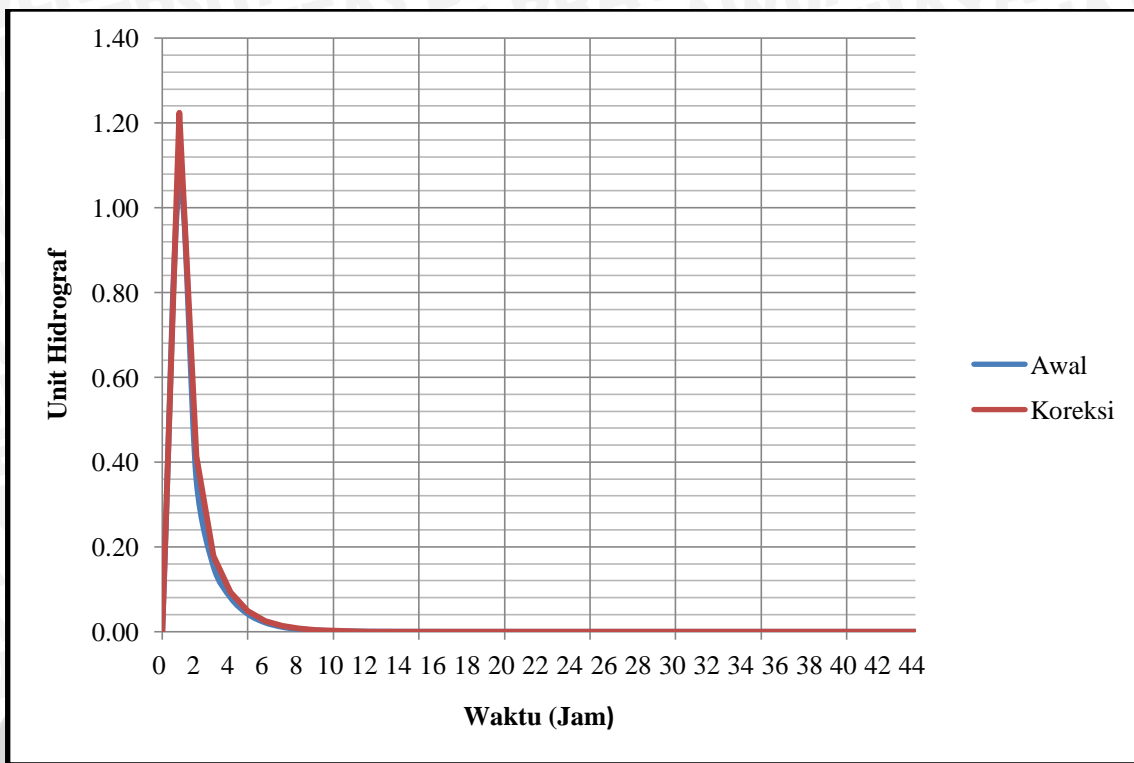
Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)
	0	0.00		0.00	24
1	1.06	1.22	25	0.00	0.00
2	0.36	0.41	26	0.00	0.00
3	0.15	0.18	27	0.00	0.00
4	0.08	0.09	28	0.00	0.00
5	0.04	0.05	29	0.00	0.00
6	0.02	0.03	30	0.00	0.00
7	0.01	0.01	31	0.00	0.00
8	0.01	0.01	32	0.00	0.00
9	0.00	0.00	33	0.00	0.00
10	0.00	0.00	34	0.00	0.00
11	0.00	0.00	35	0.00	0.00
12	0.00	0.00	36	0.00	0.00
13	0.00	0.00	37	0.00	0.00
14	0.00	0.00	38	0.00	0.00
15	0.00	0.00	39	0.00	0.00
16	0.00	0.00	40	0.00	0.00
17	0.00	0.00	41	0.00	0.00
18	0.00	0.00	42	0.00	0.00
19	0.00	0.00	43	0.00	0.00
20	0.00	0.00	44	0.00	0.00
21	0.00	0.00	Jumlah	1.74	2.01
22	0.00	0.00	Kedalaman Hujan (mm)	0.86	1.00
23	0.00	0.00			

Sumber: Hasil Perhitungan

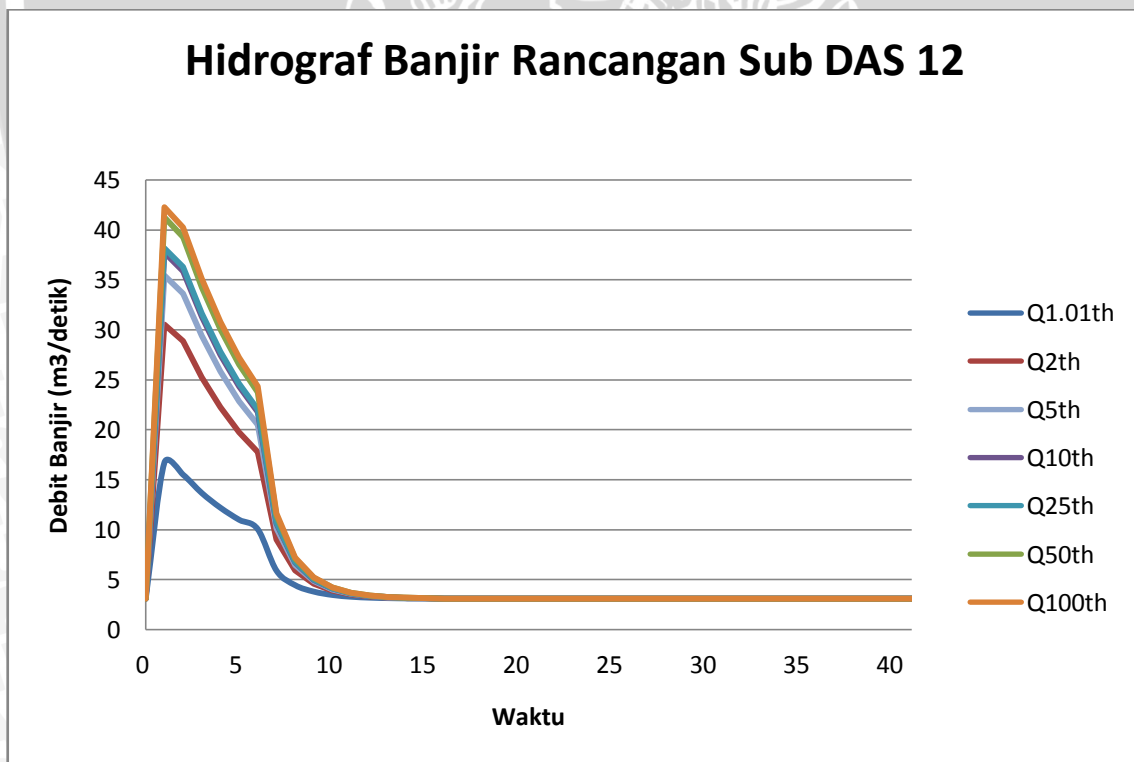
Tabel 4.48. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 12

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m3/dt)	Debit banjir Q 2th (m3/dt)	Debit banjir Q 5th (m3/dt)	Debit banjir Q 10th (m3/dt)	Debit banjir Q 25th (m3/dt)	Debit banjir Q 50th (m3/dt)	Debit banjir Q 100th (m3/dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	16.715	30.512	35.432	37.752	38.159	41.249	42.288
2	15.509	28.865	33.628	35.874	36.268	39.259	40.265
3	13.679	25.258	29.387	31.334	31.676	34.268	35.141
4	12.207	22.238	25.815	27.502	27.798	30.044	30.800
5	11.008	19.752	22.869	24.340	24.598	26.555	27.214
6	10.055	17.761	20.509	21.805	22.032	23.758	24.338
7	5.921	9.030	10.138	10.661	10.753	11.449	11.683
8	4.467	5.961	6.494	6.745	6.789	7.124	7.236
9	3.824	4.605	4.883	5.014	5.037	5.212	5.271
10	3.488	3.896	4.041	4.110	4.122	4.213	4.244
11	3.312	3.525	3.601	3.637	3.644	3.691	3.707
12	3.220	3.332	3.372	3.390	3.394	3.419	3.427
13	3.172	3.231	3.251	3.261	3.263	3.276	3.280
14	3.147	3.178	3.189	3.194	3.195	3.202	3.204
15	3.134	3.150	3.156	3.159	3.159	3.163	3.164
16	3.127	3.136	3.139	3.140	3.140	3.142	3.143
17	3.124	3.128	3.130	3.131	3.131	3.132	3.132
18	3.122	3.124	3.125	3.126	3.126	3.126	3.126
19	3.121	3.122	3.123	3.123	3.123	3.123	3.123
20	3.121	3.121	3.121	3.122	3.122	3.122	3.122
21	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
22	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
23	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
24	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
25	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
26	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
27	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
28	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
29	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
30	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
31	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
32	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
33	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
34	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
35	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
36	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
37	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
38	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
39	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
40	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
41	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
Max	16.715	30.512	35.432	37.752	38.159	41.249	42.288

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.28 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 12
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.29. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 12
 Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.49. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 13

Luas Sub DAS 13 A Km ²	Sungai Utama L (Km)	Parameter (α)	Koefisien (C)	Curah Hujan Ro (mm)	Tg (Jam)	Tr (Jam)	T _{0,3} (Jam)	Tp (Jam)	Qp (m ³ /dt/mm)
32.36	2.094	2.500	0.75	1	0.536793025	0.25	0.881	0.5	8.598

Sumber: Hasil Perhitungan.

Tabel 4.50. Ordinatif Hidrograf Satuan Sub DAS 13

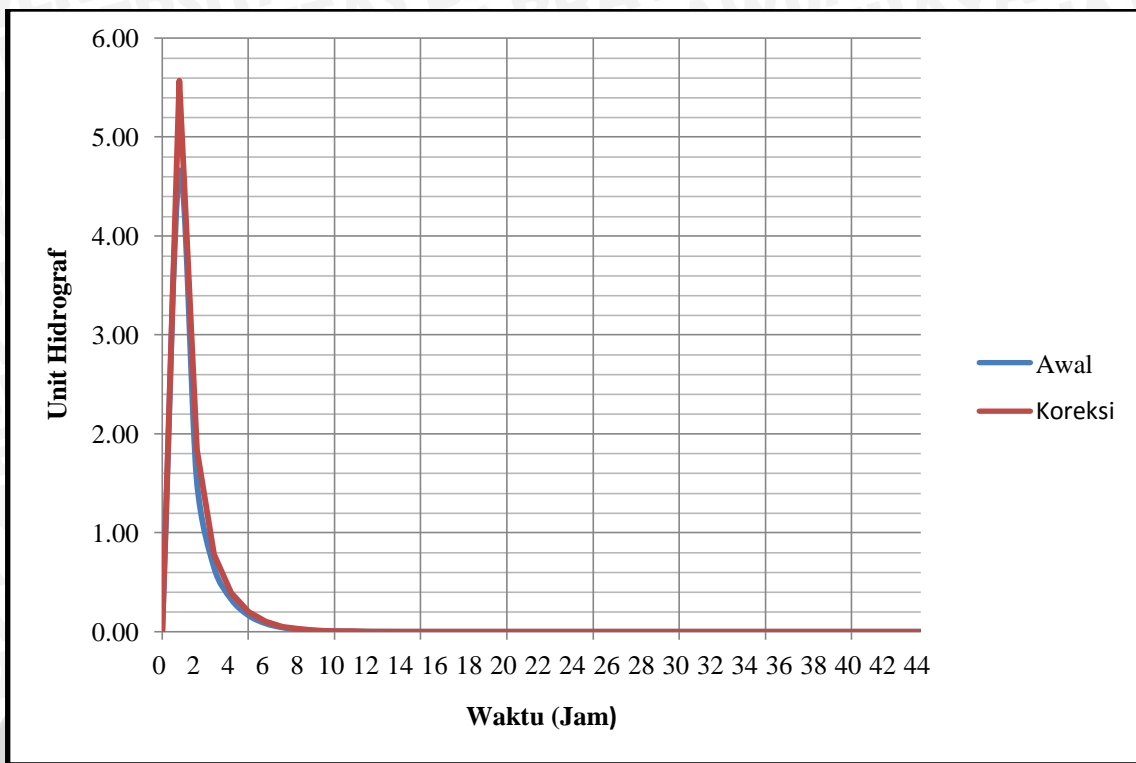
Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)	Waktu (jam)	UH Awal (m ³ /dt/mm)	UH Koreksi (m ³ /dt/mm)
	0	0.00		0.00	24
1	4.64	5.57	25	0.00	0.00
2	1.53	1.84	26	0.00	0.00
3	0.65	0.78	27	0.00	0.00
4	0.33	0.40	28	0.00	0.00
5	0.17	0.20	29	0.00	0.00
6	0.08	0.10	30	0.00	0.00
7	0.04	0.05	31	0.00	0.00
8	0.02	0.03	32	0.00	0.00
9	0.01	0.01	33	0.00	0.00
10	0.01	0.01	34	0.00	0.00
11	0.00	0.00	35	0.00	0.00
12	0.00	0.00	36	0.00	0.00
13	0.00	0.00	37	0.00	0.00
14	0.00	0.00	38	0.00	0.00
15	0.00	0.00	39	0.00	0.00
16	0.00	0.00	40	0.00	0.00
17	0.00	0.00	41	0.00	0.00
18	0.00	0.00	42	0.00	0.00
19	0.00	0.00	43	0.00	0.00
20	0.00	0.00	44	0.00	0.00
21	0.00	0.00	Jumlah	7.50	8.99
22	0.00	0.00	Kedalaman Hujan (mm)	0.83	1.00
23	0.00	0.00			

Sumber: Hasil Perhitungan

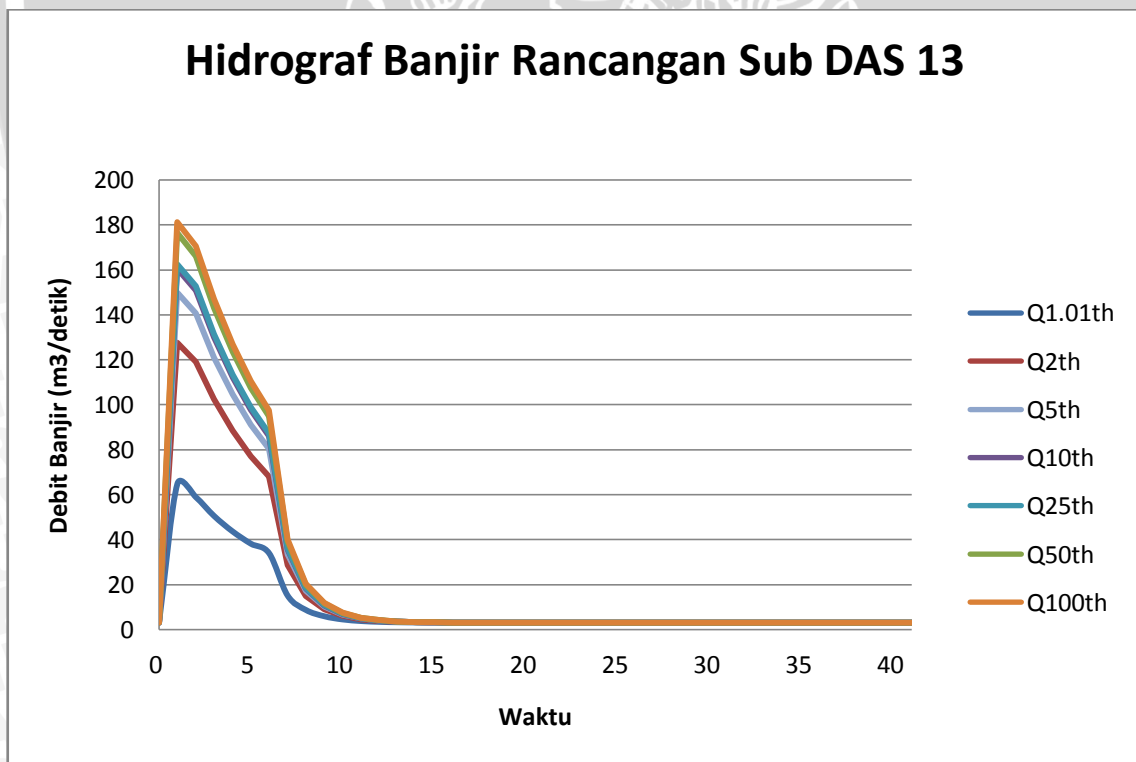
Tabel 4.51. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Sub DAS 13

Waktu (jam)	Debit banjir Q 1.01th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 2th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 5th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 10th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 25th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 50th (m ³ /dt)	Debit banjir Q 100th (m ³ /dt)
0	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
1	64.926	127.652	150.016	160.566	162.416	176.461	181.186
2	58.966	119.205	140.683	150.814	152.591	166.079	170.616
3	50.547	102.573	121.123	129.873	131.407	143.057	146.975
4	43.733	88.593	104.587	112.132	113.455	123.500	126.879
5	38.252	77.216	91.109	97.662	98.811	107.536	110.471
6	33.946	68.217	80.437	86.200	87.211	94.885	97.466
7	15.206	28.630	33.416	35.673	36.069	39.075	40.086
8	8.774	15.052	17.290	18.346	18.531	19.937	20.410
9	5.974	9.143	10.273	10.806	10.899	11.609	11.848
10	4.561	6.160	6.731	7.000	7.047	7.405	7.526
11	3.847	4.655	4.943	5.078	5.102	5.283	5.344
12	3.487	3.895	4.040	4.109	4.121	4.212	4.243
13	3.305	3.511	3.584	3.619	3.625	3.671	3.687
14	3.214	3.317	3.354	3.372	3.375	3.398	3.406
15	3.167	3.220	3.238	3.247	3.249	3.260	3.264
16	3.144	3.170	3.180	3.184	3.185	3.191	3.193
17	3.132	3.145	3.150	3.152	3.153	3.156	3.157
18	3.126	3.133	3.135	3.136	3.137	3.138	3.139
19	3.123	3.126	3.128	3.128	3.128	3.129	3.129
20	3.122	3.123	3.124	3.124	3.124	3.125	3.125
21	3.121	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122	3.122
22	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121	3.121
23	3.120	3.120	3.120	3.121	3.121	3.121	3.121
24	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
25	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
26	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
27	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
28	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
29	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
30	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
31	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
32	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
33	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
34	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
35	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
36	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
37	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
38	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
39	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
40	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
41	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120	3.120
Max	64.926	127.652	150.016	160.566	162.416	176.461	181.186

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.30. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 13
 Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.31. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sub DAS 13
 Sumber : Hasil Perhitungan



4.3. Data Masukan Program HEC-RAS

Analisa profil aliran sepanjang sepanjang 69 Km mulai patok 1352 (hulu sungai) sampai dengan patok 1 (muara sungai) pada studi ini menggunakan paket program HEC-RAS 4.0. 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*
5. Memasukkan data *flow* dan *boundary conditions* (dimana didalamnya terdapat data kondisi-kondisi batas hidrolika yang melingkupi suatu sistem sungai)
6. Menjalankan *running* terhadap *unsteady analysis*
7. Evaluasi hasil perhitungan

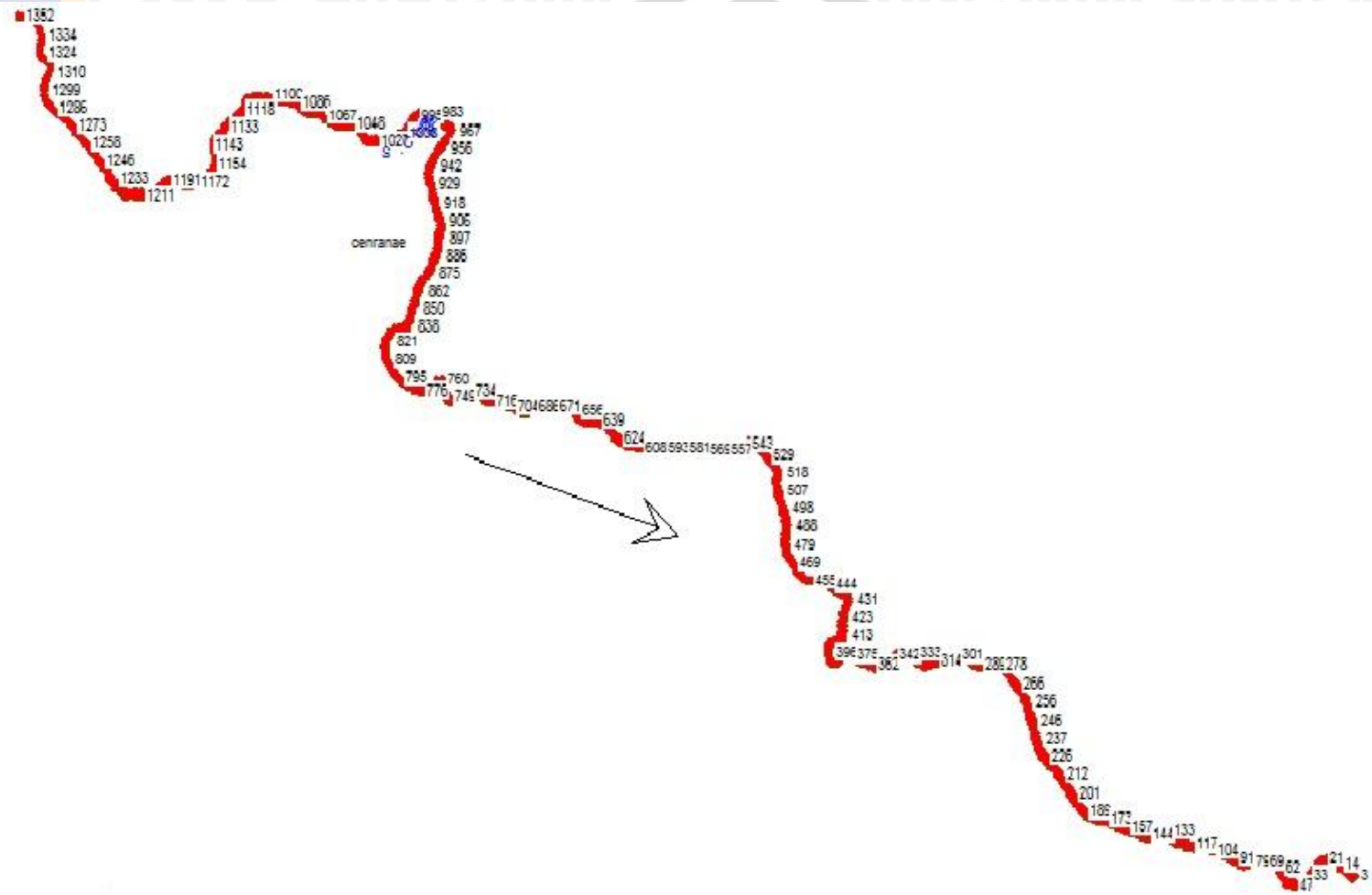
4.3.1. Data Geometri

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 yang dapat berupa nama sungai dan nomor stasiun dimana penampang melintang sungai itu berada. Pada kajian ini, titik hulu analisa adalah patok 1352 sedangkan titik hilir adalah patok 1 (muara sungai). Skema sistem sungai dapat dilihat pada Gambar 4.32.



Gambar 4.32. Skema Sistem Sungai Cenranae
Sumber : Hasil Perhitungan.

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 Sungai Cenranae sepanjang 69 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 sebesar 0,025. Kriteria tersebut diatas diambil dari Gambar 2.5.

d. Koefisien kontraksi dan ekspansi

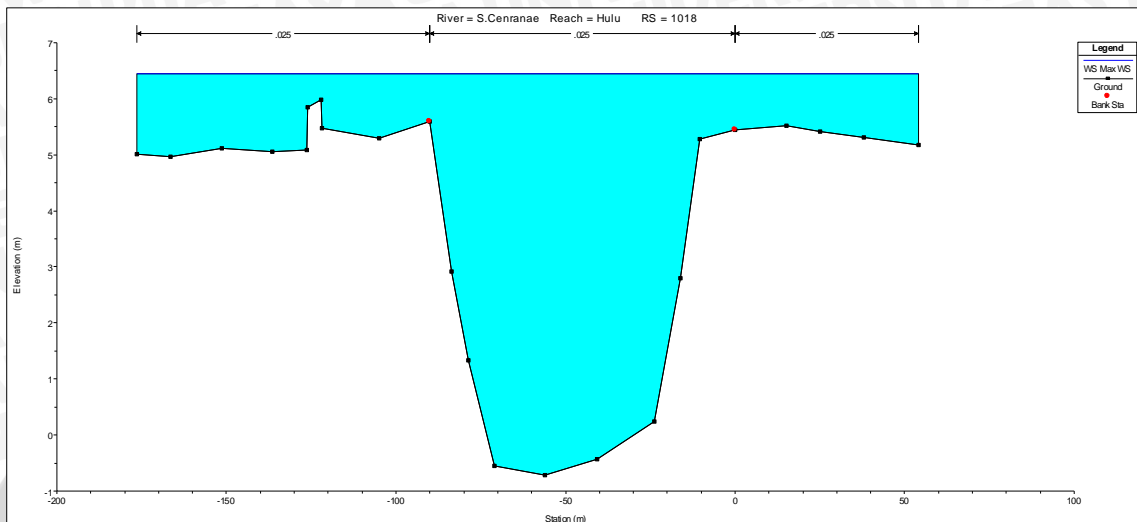
Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat efek arus balik yang disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran. Angka koefisien kontraksi dan ekspansi yang digunakan pada studi ini adalah 0,1 dan 0,3 yaitu dengan kondisi berangsur-angsur (*gradual transitions*).

4.3.2. Data Aliran Tidak Tetap (*Unsteady flow data*)

Data yang dimasukkan dalam program Hec-Ras 4.0 yaitu Initial condition (batas awal) pada studi ini menggunakan data elevasi muka air pada Q 1Th. Untuk batas hulu digunakan debit banjir rancangan kala ulang 10 Th. Sedangkan pada kondisi batas hilir digunakan data pasang surut.

4.3.3. Hasil Running HEC-RAS

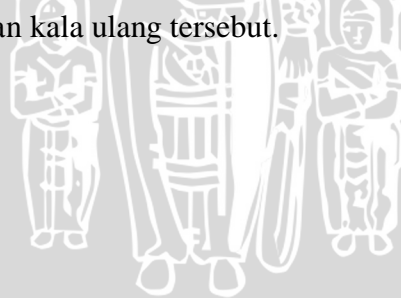
Dari hasil running HEC-RAS dapat diketahui ketinggian muka air sungai Cenranae dan tinggi limpasan muka air pada sungai jika kapasitas tampungan sungai tersebut tidak mencukupi.

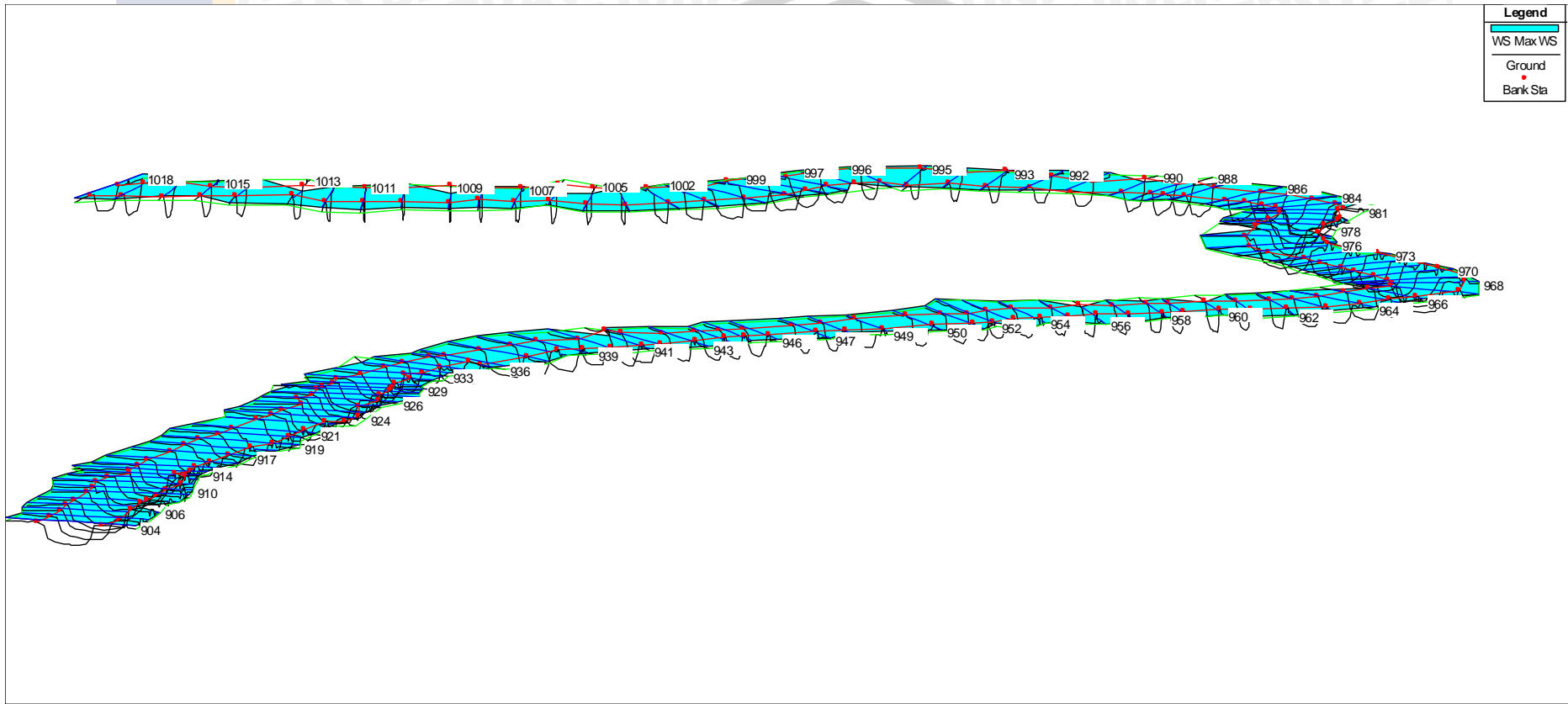


Gambar 4.33. Tinggi limpasan di Patok 1018 pada program HEC-RAS

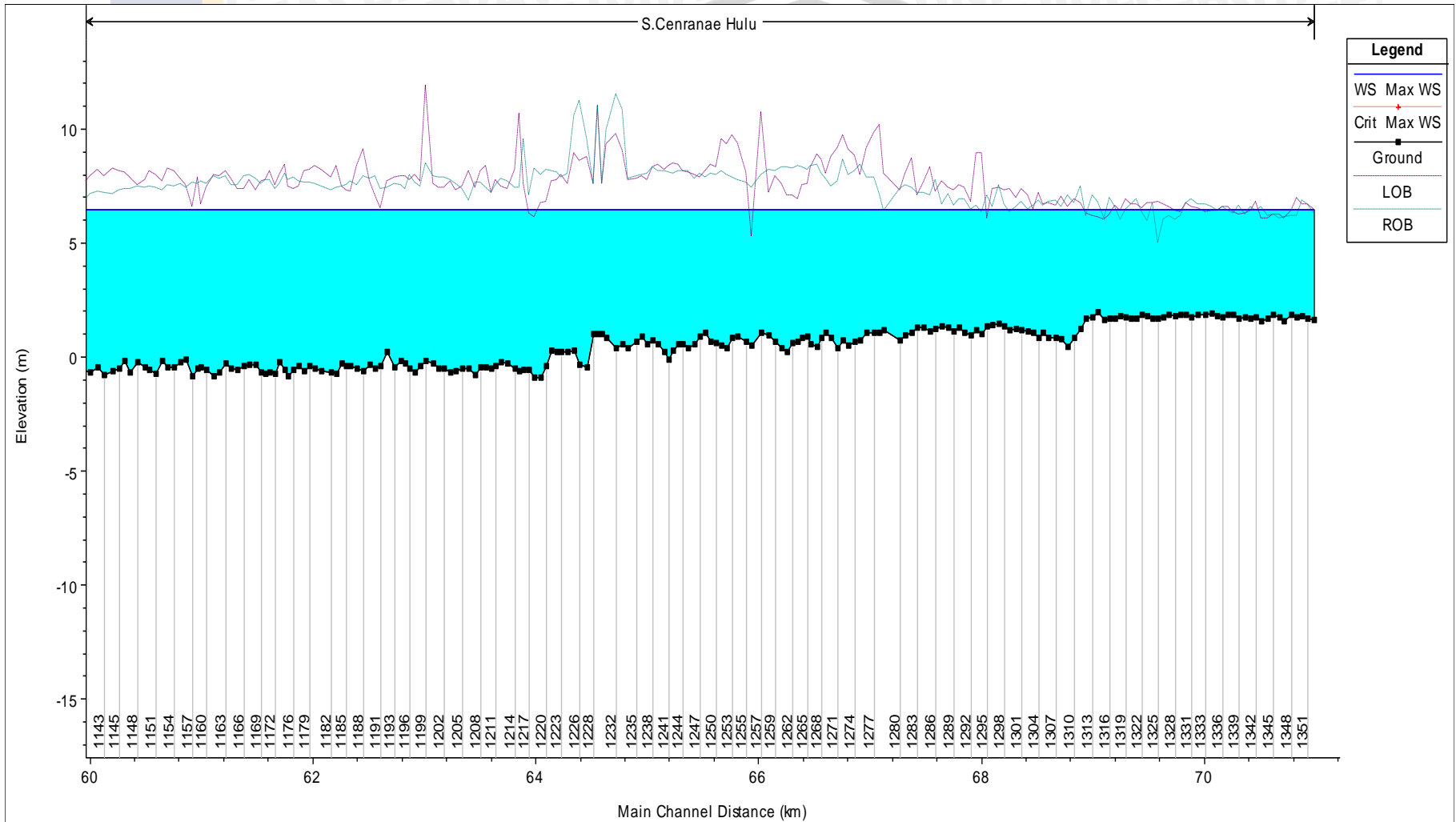
Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil running program HEC-RAS dapat diketahui bahwa dengan debit kala ulang 10 tahun hampir semua patok yang masih mengalami luber. Hal tersebut ditunjukkan oleh gambar 4.34, dimana kapasitas sungai sudah tidak mampu lagi menampung debit banjir dengan kala ulang tersebut.

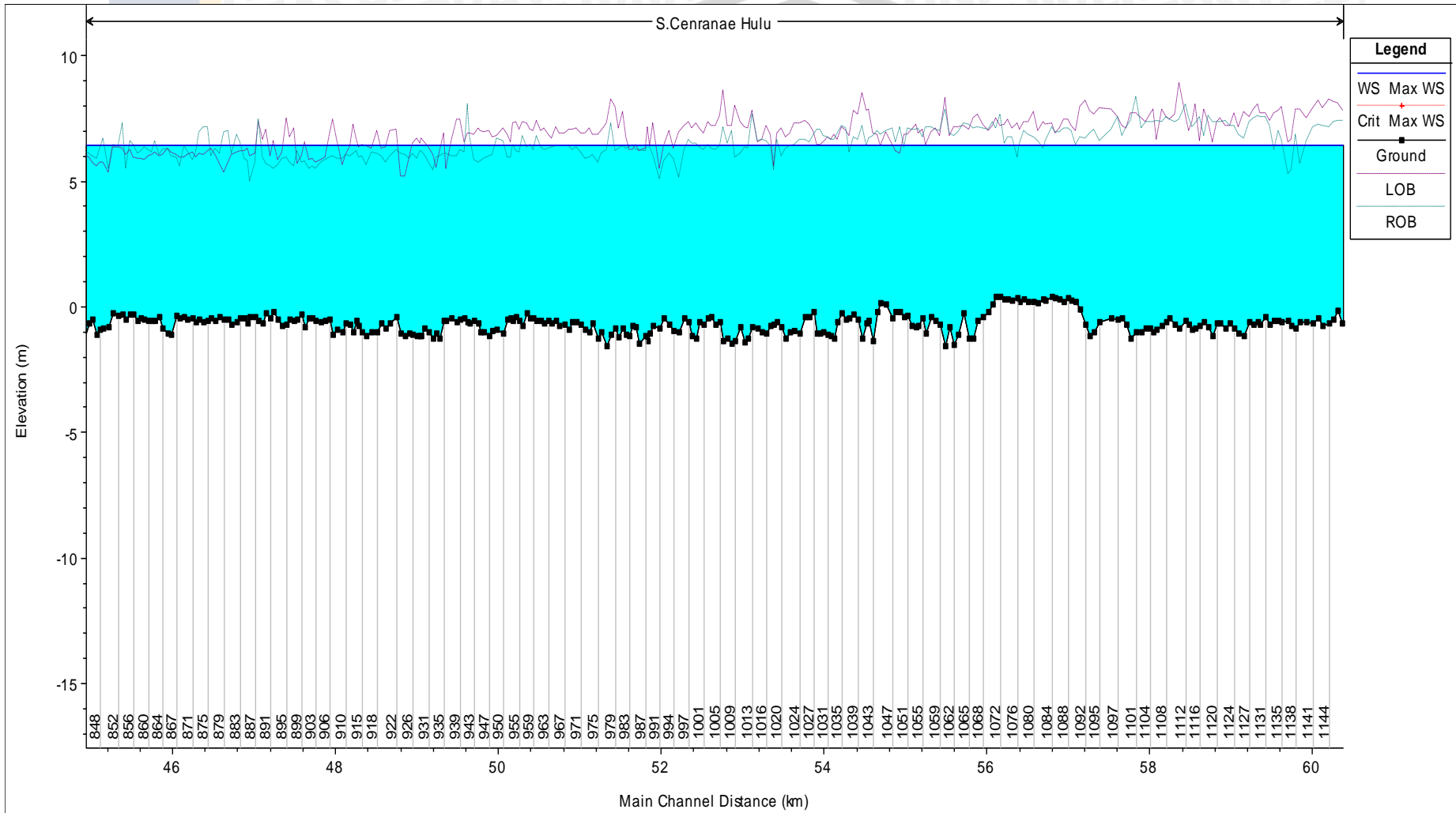




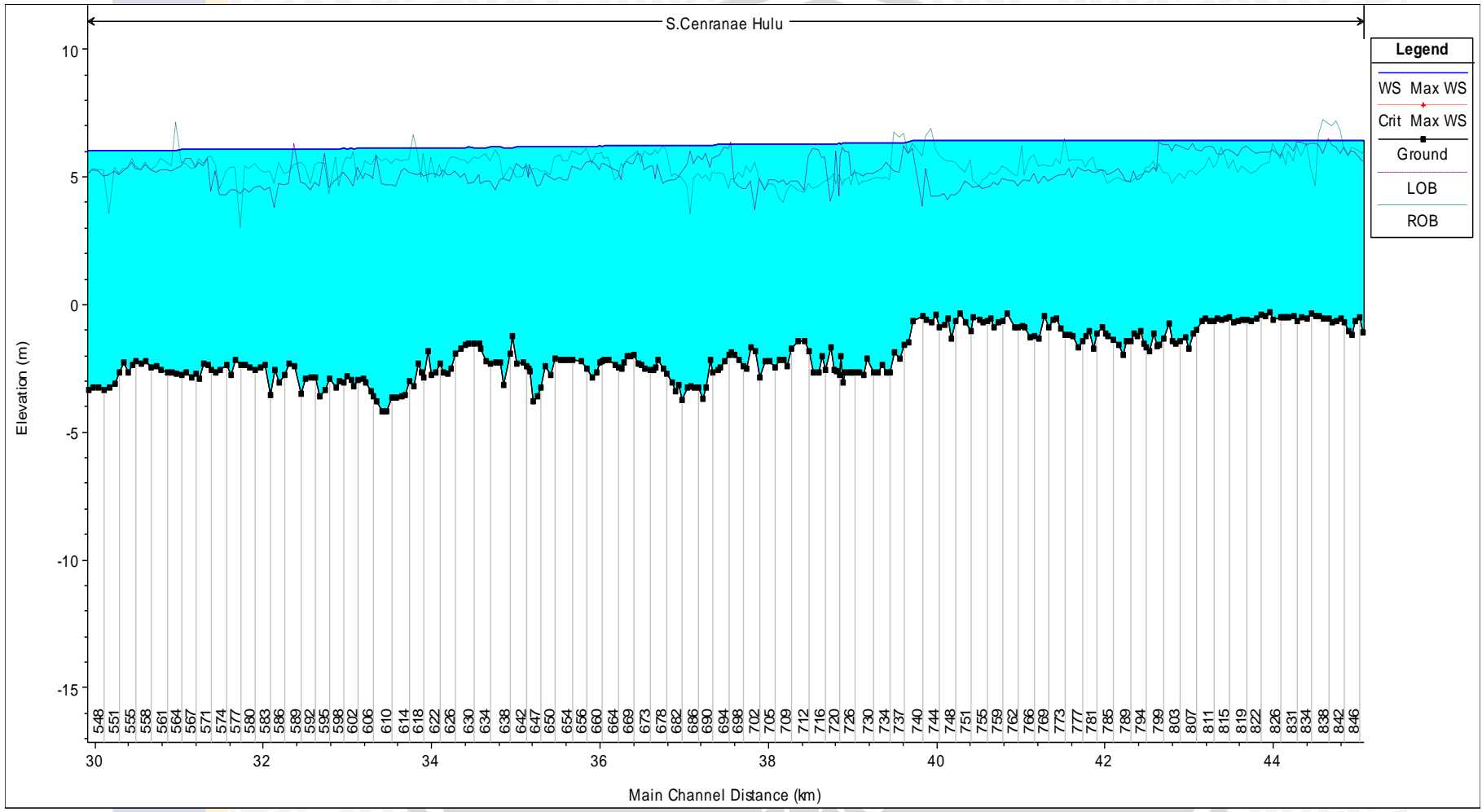
Gambar 4.34. Kondisi eksisting Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 1018-904)
Sumber : Hasil Perhitungan



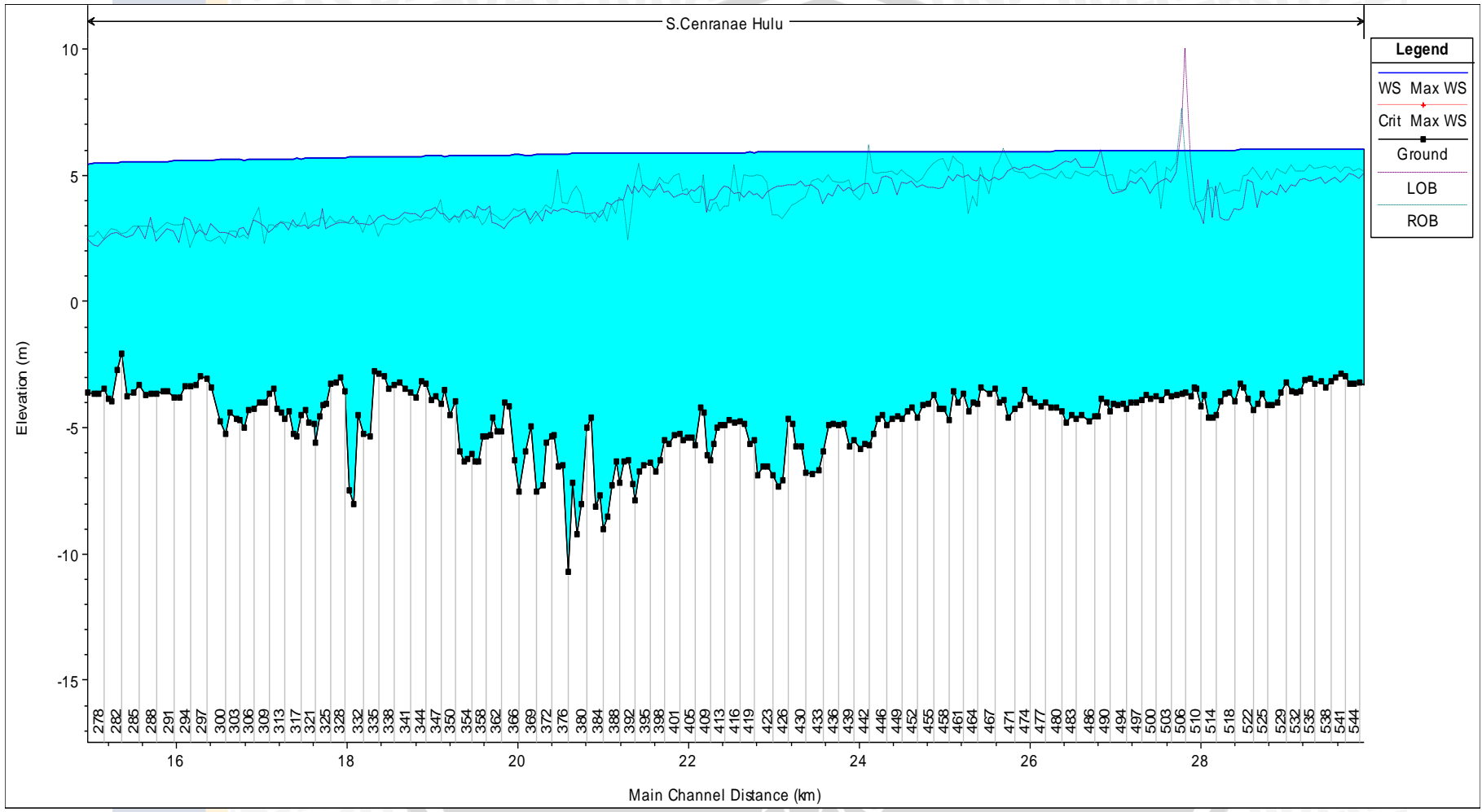
Gambar 4.35. Profil muka air Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 1352-1143)
Sumber : Hasil Perhitungan.



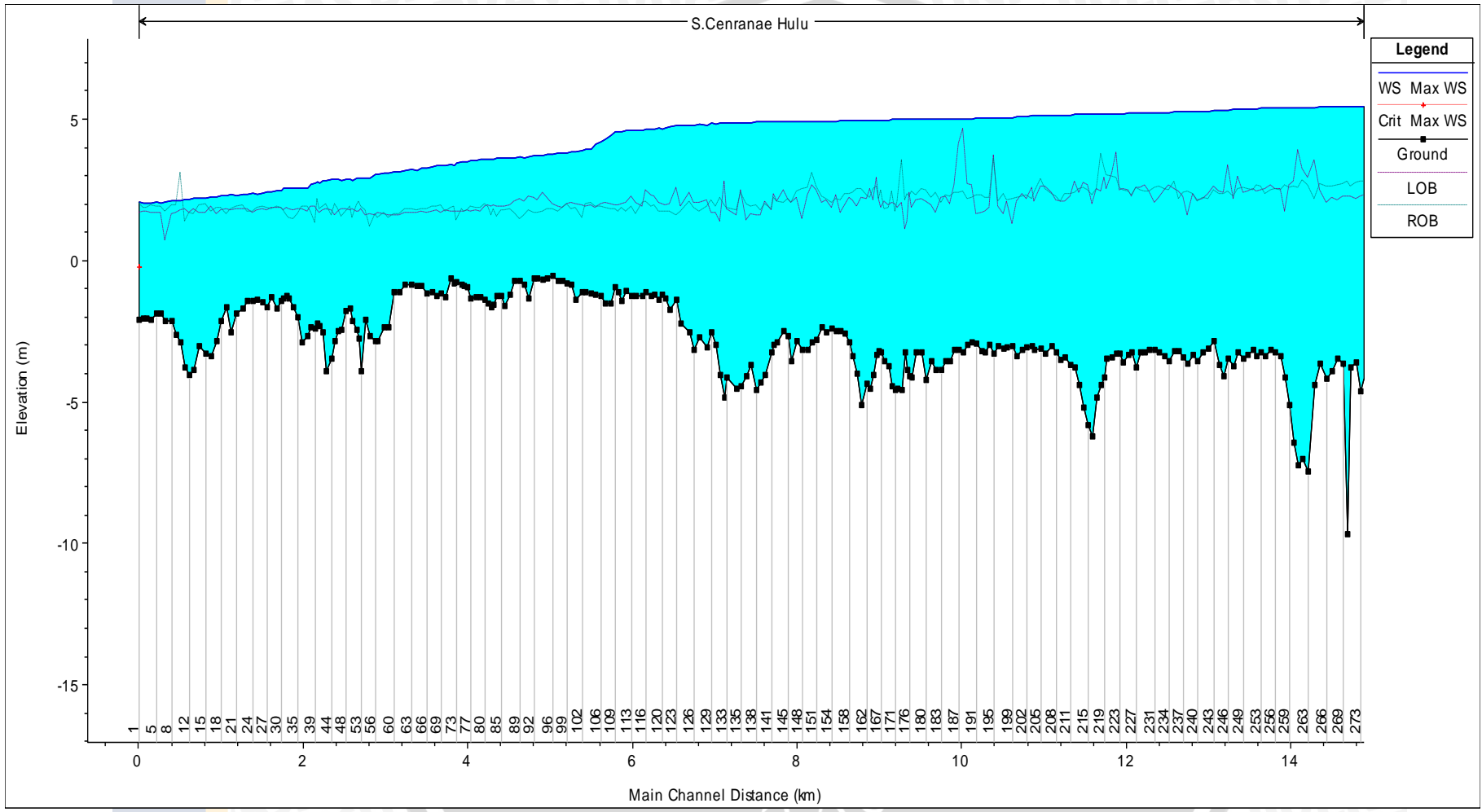
Gambar 4.36. Profil muka air Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 1144-848)
 Sumber : Hasil Perhitungan.



Gambar 4.37. Profil muka air Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 846-548)
Sumber : Hasil Perhitungan.



Gambar 4.38. Profil muka air Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 544-278)
Sumber : Hasil Perhitungan.



Gambar 4.39. Profil muka air Sungai Cenranae dengan Q_{10th} (Patok 273-1)
Sumber : Hasil Perhitungan.

4.4. Upaya Penanganan

Dari hasil analisa profil muka air pada kondisi eksisting, dapat diketahui bahwa sungai Cenranae merupakan daerah yang rawan terjadi banjir.

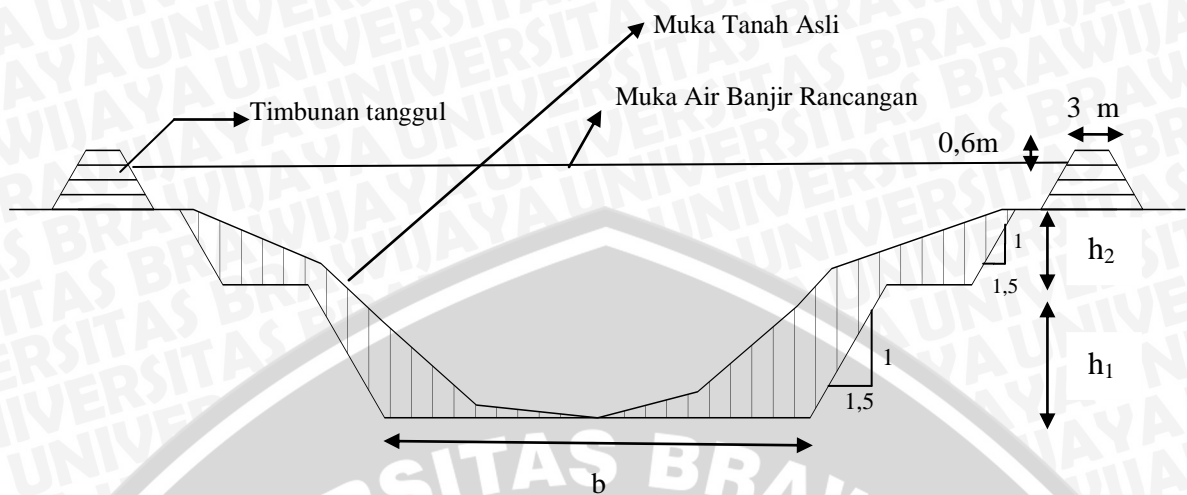
Dalam kajian ini perencanaan pengendalian banjir tidak hanya ditujukan untuk mengatasi masalah banjir yang tiap tahun terjadi di Sungai Cenranae, akan tetapi juga direncanakan untuk mengatasi banjir dengan kala ulang 10 tahun sesuai dengan standar perencanaan perbaikan sungai.

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

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 10 tahun.

4.4.1. Rencana Perbaikan Alur

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_{1th} , Penampang II digunakan untuk mengalirkan debit Q_{10th} . 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. Perbaikan alur sungai yang direncanakan mulai patok 1352 sampai dengan patok 1, kecuali beberapa patok dengan dimensi penampang sungai seperti gambar berikut :



Gambar 4.40. Dimensi perencanaan perbaikan penampang sungai.

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 .

$$\begin{aligned} \text{Debit banjir rencana } (Q_{10th}) &= 133,800 \text{ m}^3/\text{dt} \\ Q_p &= 1,1 \times 133,800 \\ &= 147,18 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

b. Kemiringan tebing sungai direncanakan 1:1,5. Kondisi ini menghindarkan tebing dari kelongsoran. Penampang I merupakan penampang yang bawah sedangkan penampang kedua adalah penampang yang atas. Dalam perbaikan penampang terdapat berm 5 m.

Contoh perhitungan perbaikan penampang sungai pada cross section 1018

- Untuk penampang I (Q_{1th})

$$\text{Luas penampang } (A) = 193,5 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan Aliran } (V) &= 1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{0,5} \\ &= 1/0,025 \cdot (2,732)^{2/3} \cdot (0,000054)^{0,5} = 0,732 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$Q \text{ penampang} = V \cdot A = 141,549 \text{ m}^3/\text{dt}$$

- Untuk penampang I + II (Q_{10th})

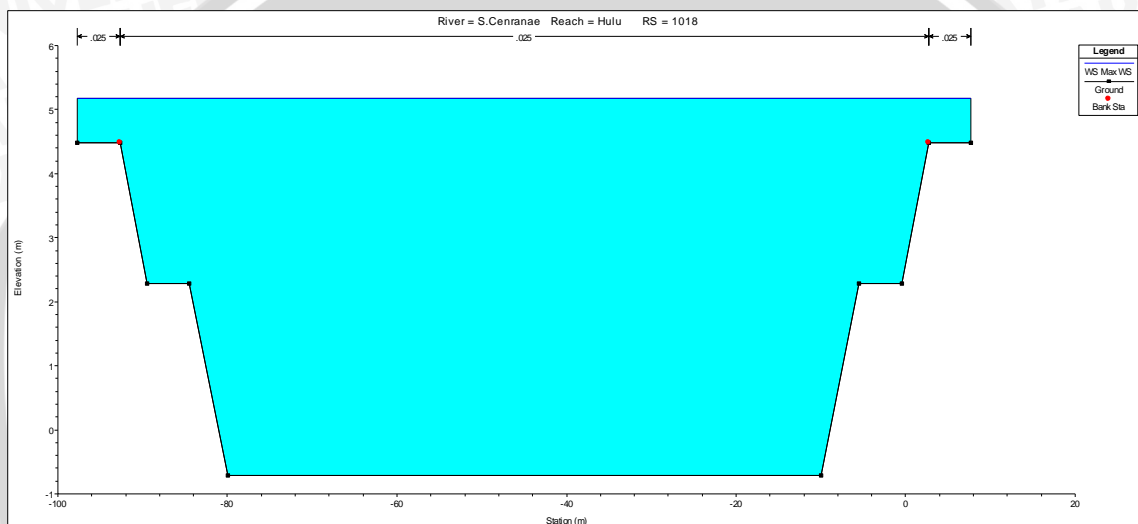
$$\text{Luas penampang (A)} = 193,5 + 176,8 = 643,133 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan Aliran (V)} &= 1/n.R^{2/3}.S^{0.5} \\ &= 1/0,025.(4,181)^{2/3}.(0.000054)^{0.5} = 1,713 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$Q \text{ penampang} = V.A = 643,133 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Jadi, kapasitas penampang yang direncanakan mencukupi untuk menampung debit dengan kala ulang 1 tahun untuk penampang I dan 10 tahun untuk penampang I + II.

Contoh pelebaran dasar sungai pada cross section 1018:



Gambar 4.41. Kondisi sungai setelah dilakukan pelebaran penampang

Sumber : Hasil Perhitungan

Setelah adanya pelebaran penampang sungai masih ada air sungai yang meluap pada Q_{10th} maka diupayakan penanganan selanjutnya dengan cara membuat tanggul disekitar daerah yang masih ada luapan banjir.

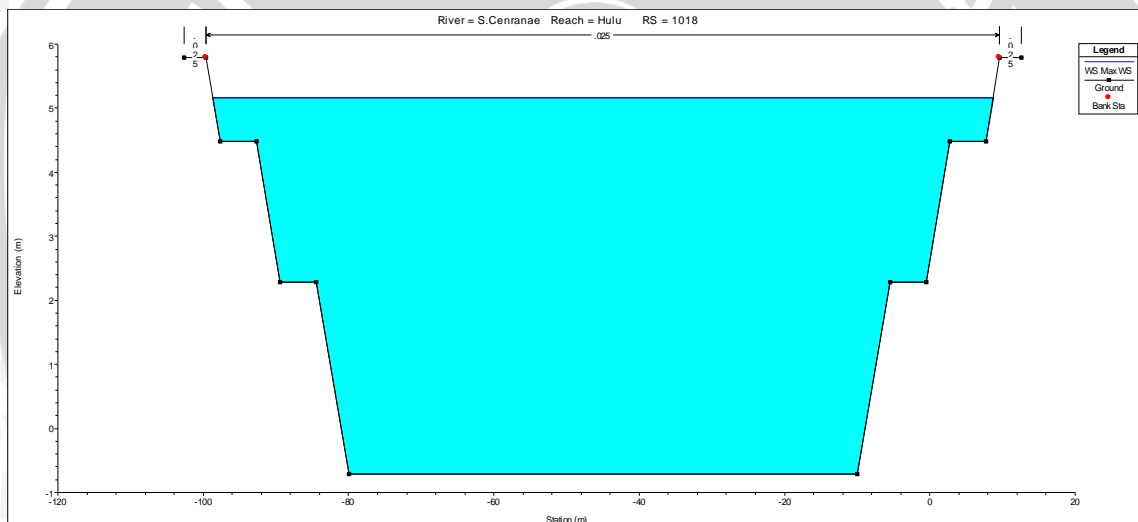
4.4.2. Perencanaan Tanggul

Sebelum merencanakan tanggul terlebih dahulu harus diperhatikan dengan teliti situasi sungai, sehingga dalam perencanaan pembuatan tanggul terutama penempatan tanggul akan sesuai dengan situasi sungai sesungguhnya dan juga tidak mengganggu masyarakat sekitar.

Dasar perencanaan tanggul adalah sebagai berikut :

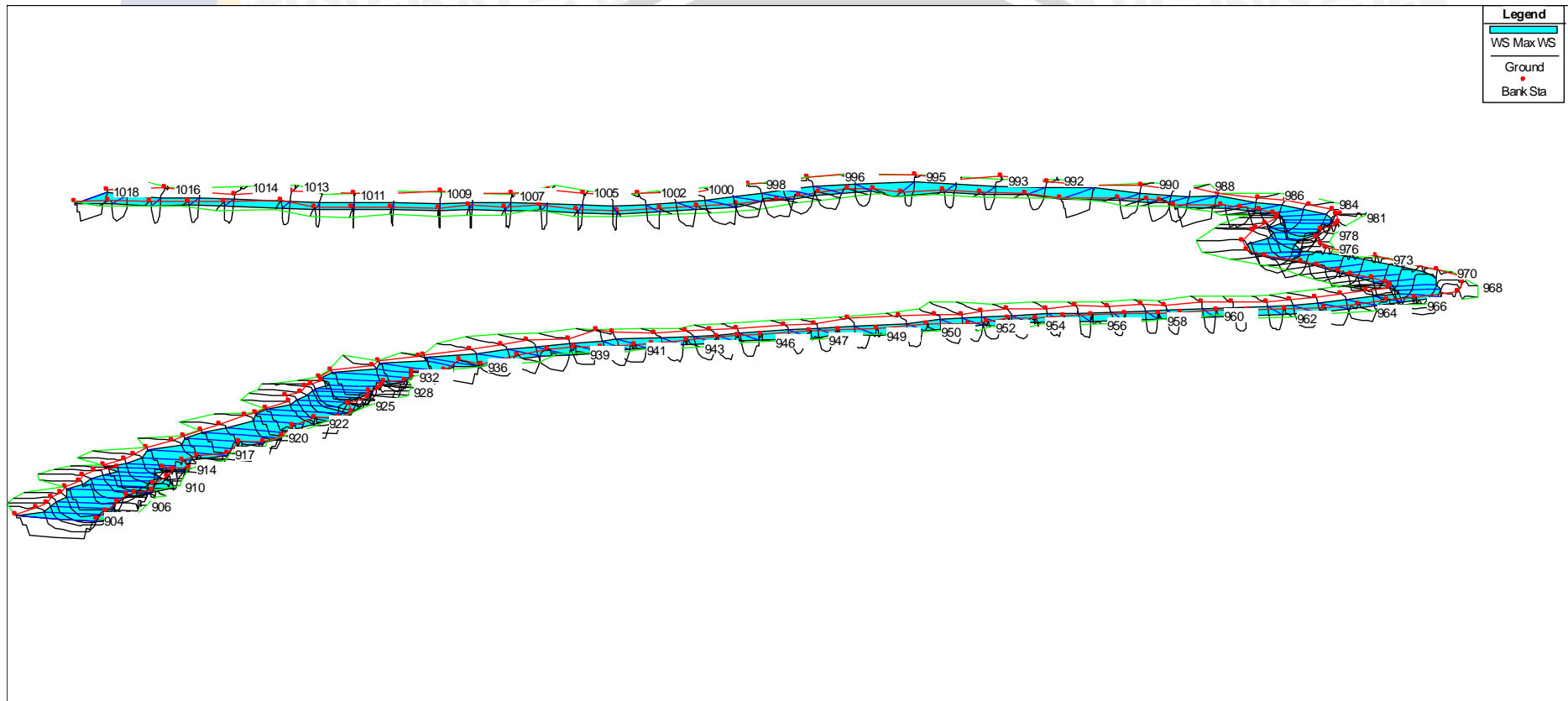
1. Debit rencana : $Q_{10 \text{ th}}$
2. Debit Banjir Desain : $133,800 \text{ m}^3/\text{dt}$
3. Slope : 0,000054
4. Bahan : Urugan tanah
5. Tinggi tanggul : 1,30 m (el.muka air rencana + tinggi jagaan)
6. Tinggi jagaan : Sesuai dengan Tabel 2.8 (tinggi jagaan = 0,6 m)
7. Kemiringan Tanggul : 1 : 1,5
8. Kemiringan Talud : 1 : 1,5

Tanggul sungai direncanakan di sepanjang ruas sungai yang masih melimpas. Dimensi tanggul sungai disajikan pada Gambar 4.40.

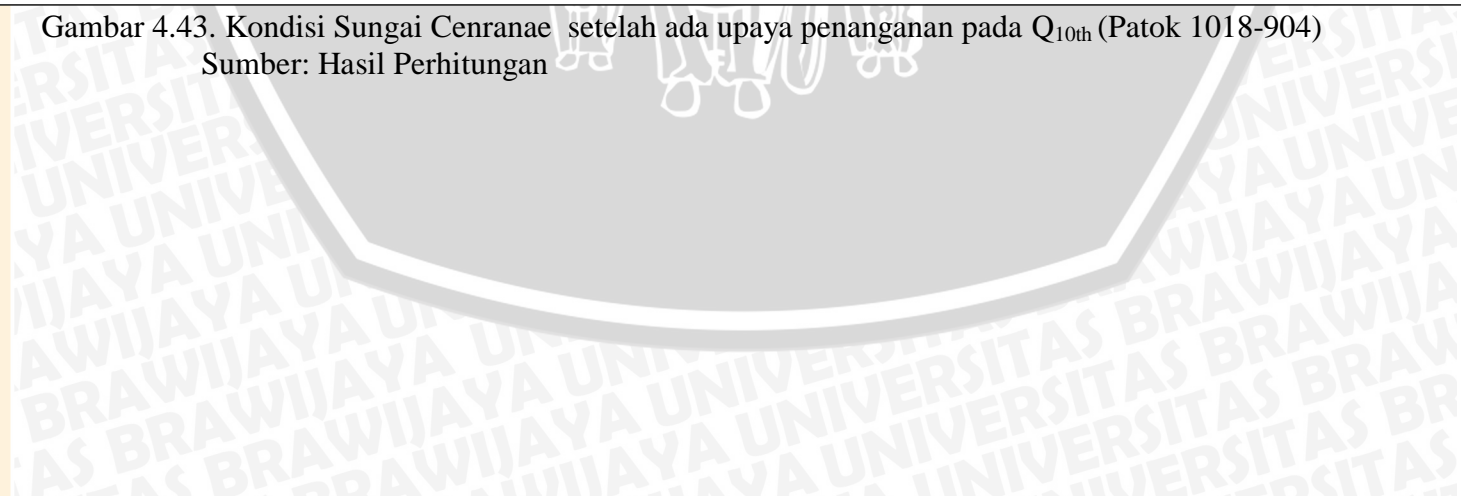


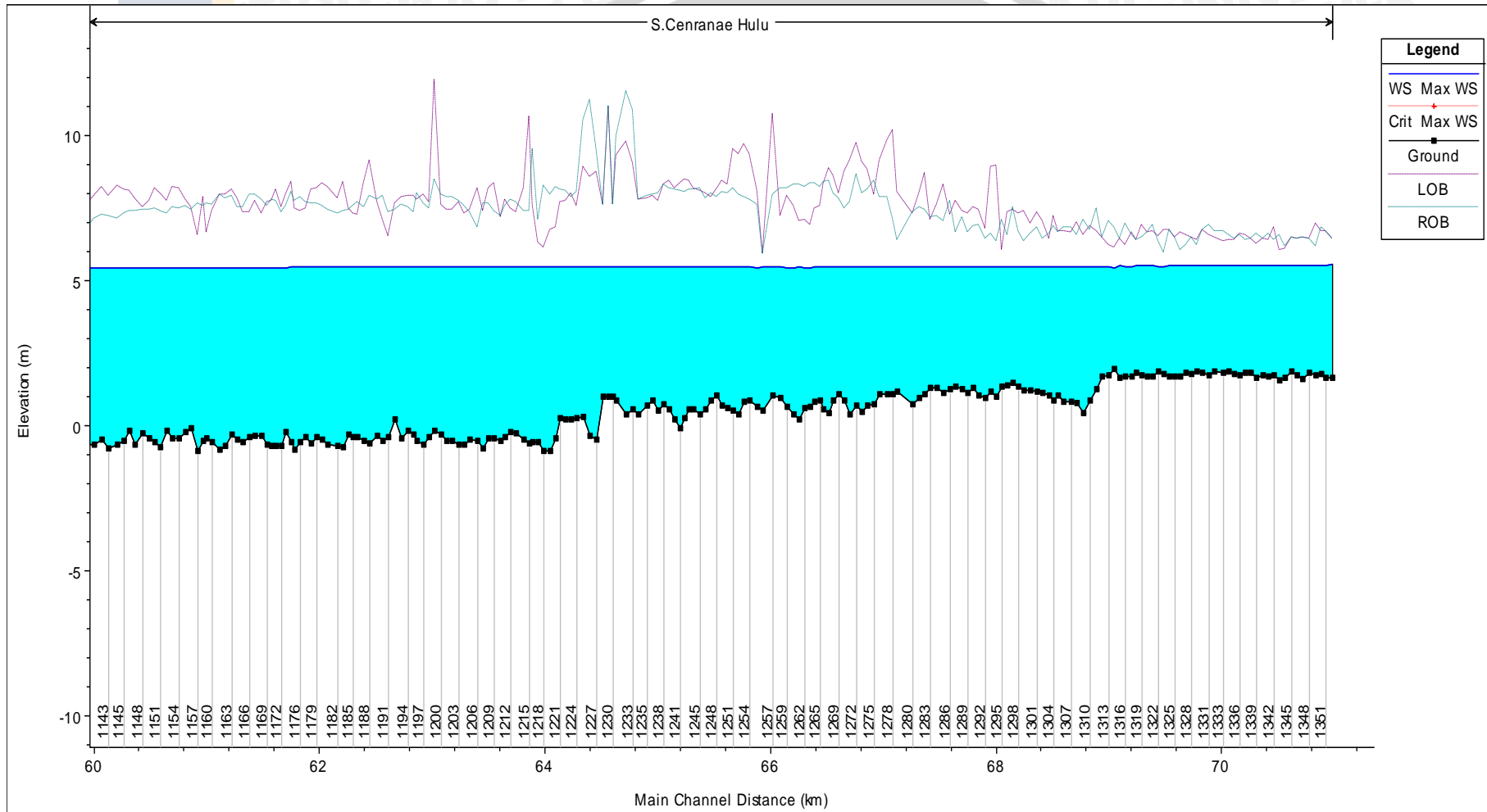
Gambar 4.42. Kondisi sungai setelah dibangun tanggul pada cross section 1018
 Sumber : Hasil Perhitungan

Setelah dilakukan upaya pembuatan tanggul dan perbaikan penampang sungai dapat diketahui bahwa kapasitas tampungan sungai mencukupi untuk aliran debit dengan kala ulang 10 tahun. Profil muka air pada kala ulang 10 tahun dapat dilihat pada Gambar 4.44.



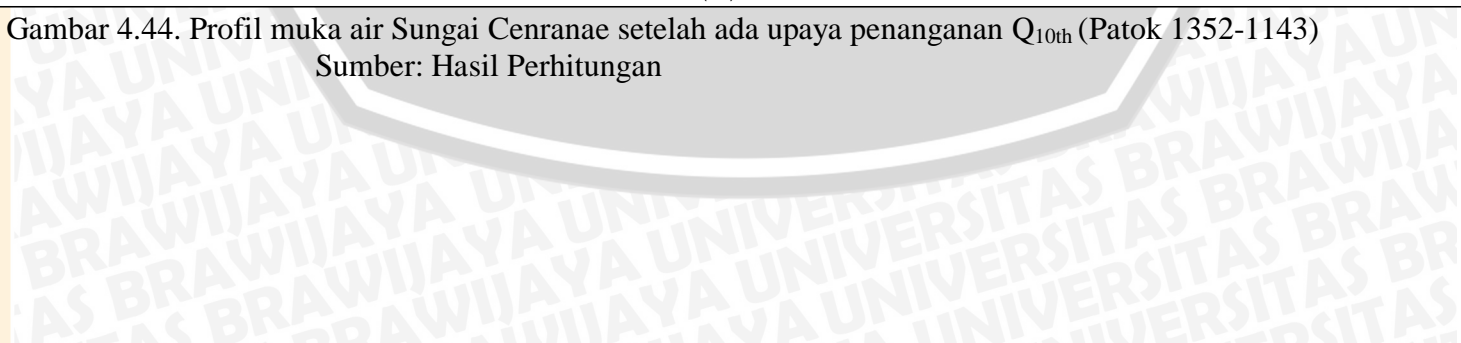
Gambar 4.43. Kondisi Sungai Cenranae setelah ada upaya penanganan pada Q_{10th} (Patok 1018-904)
Sumber: Hasil Perhitungan

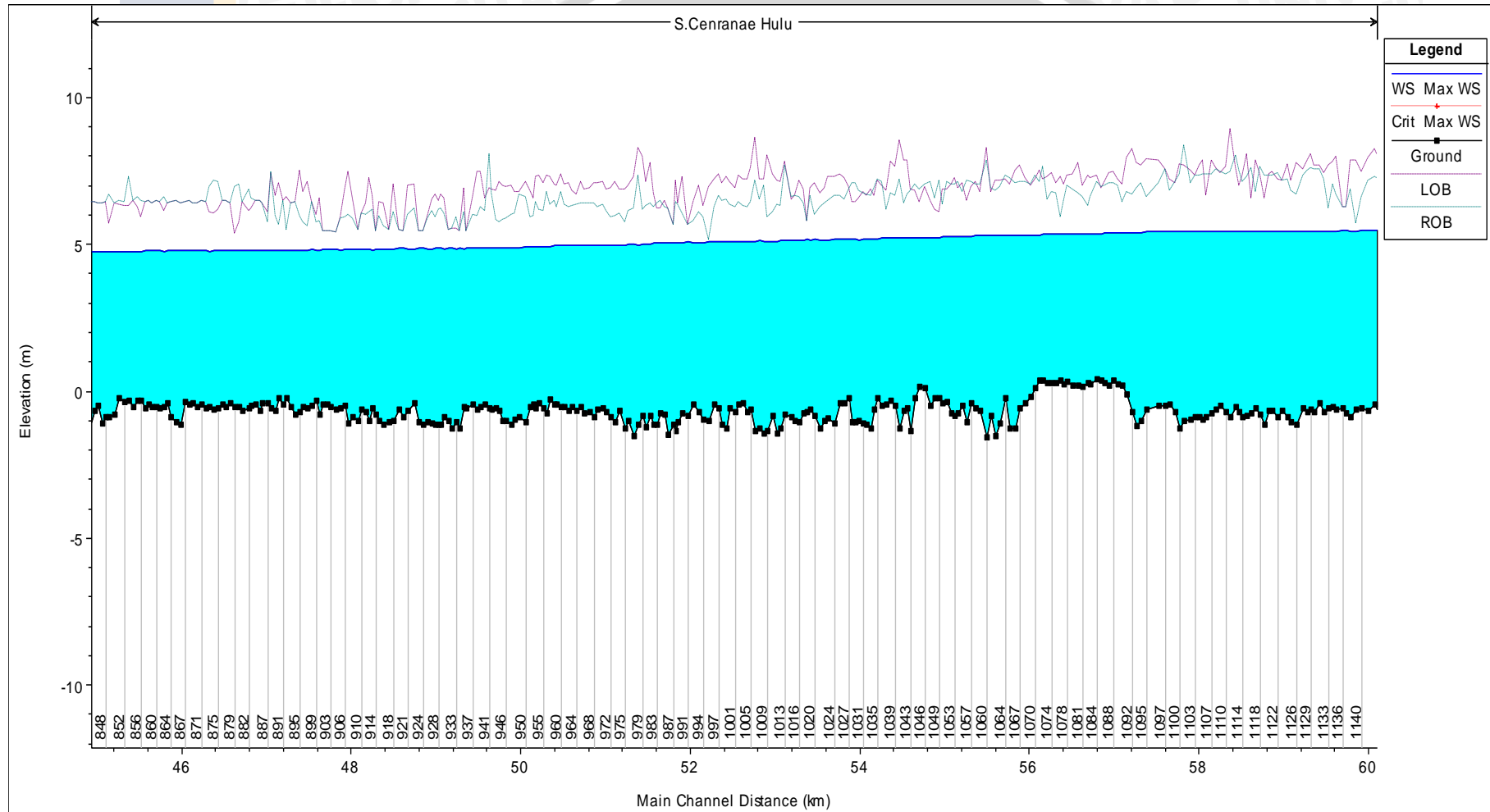




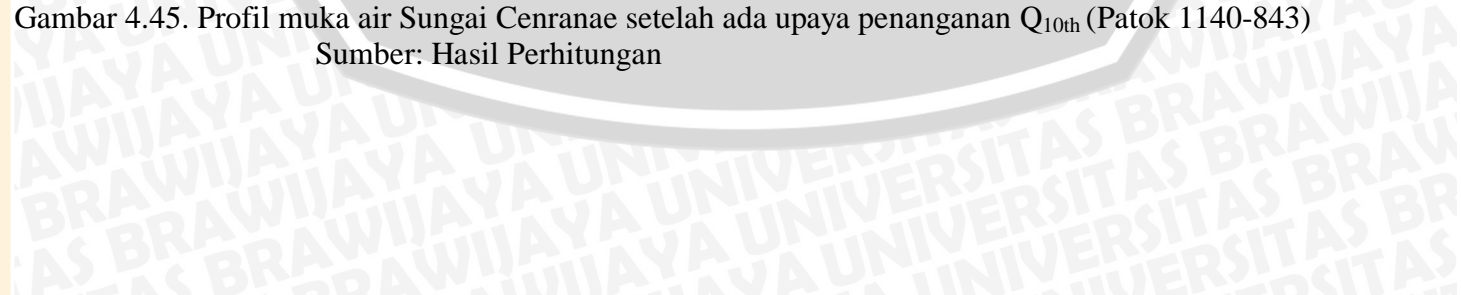
Gambar 4.44. Profil muka air Sungai Cenranae setelah ada upaya penanganan Q_{10th} (Patok 1352-1143)

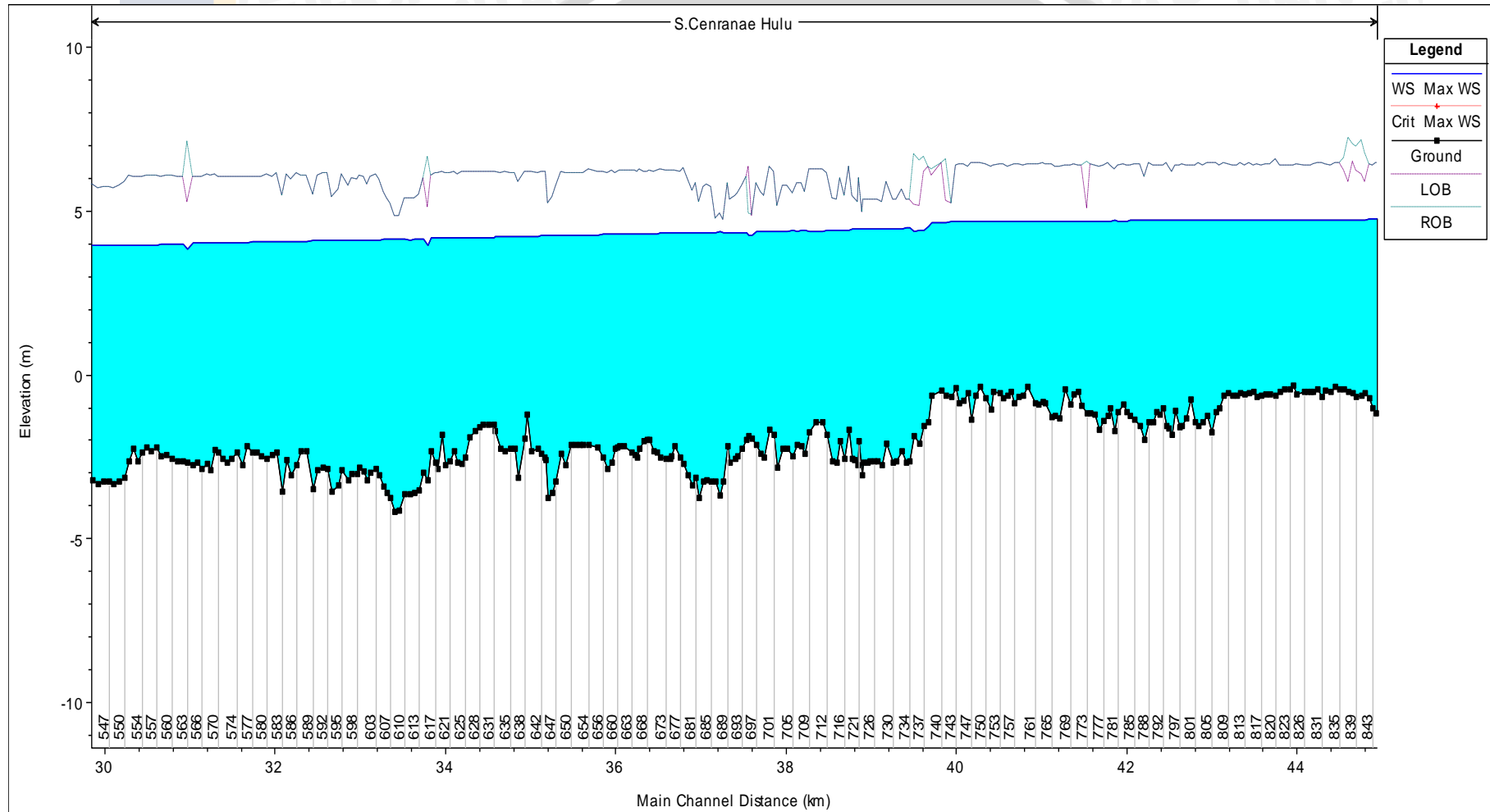
Sumber: Hasil Perhitungan



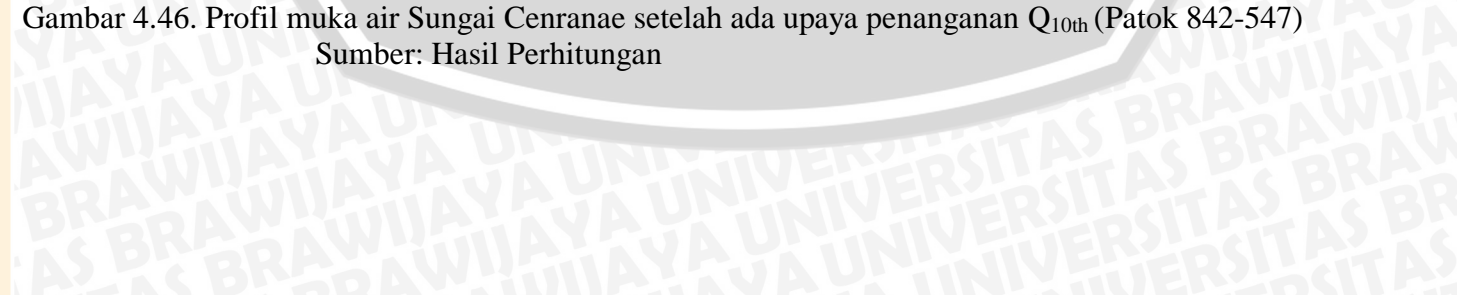


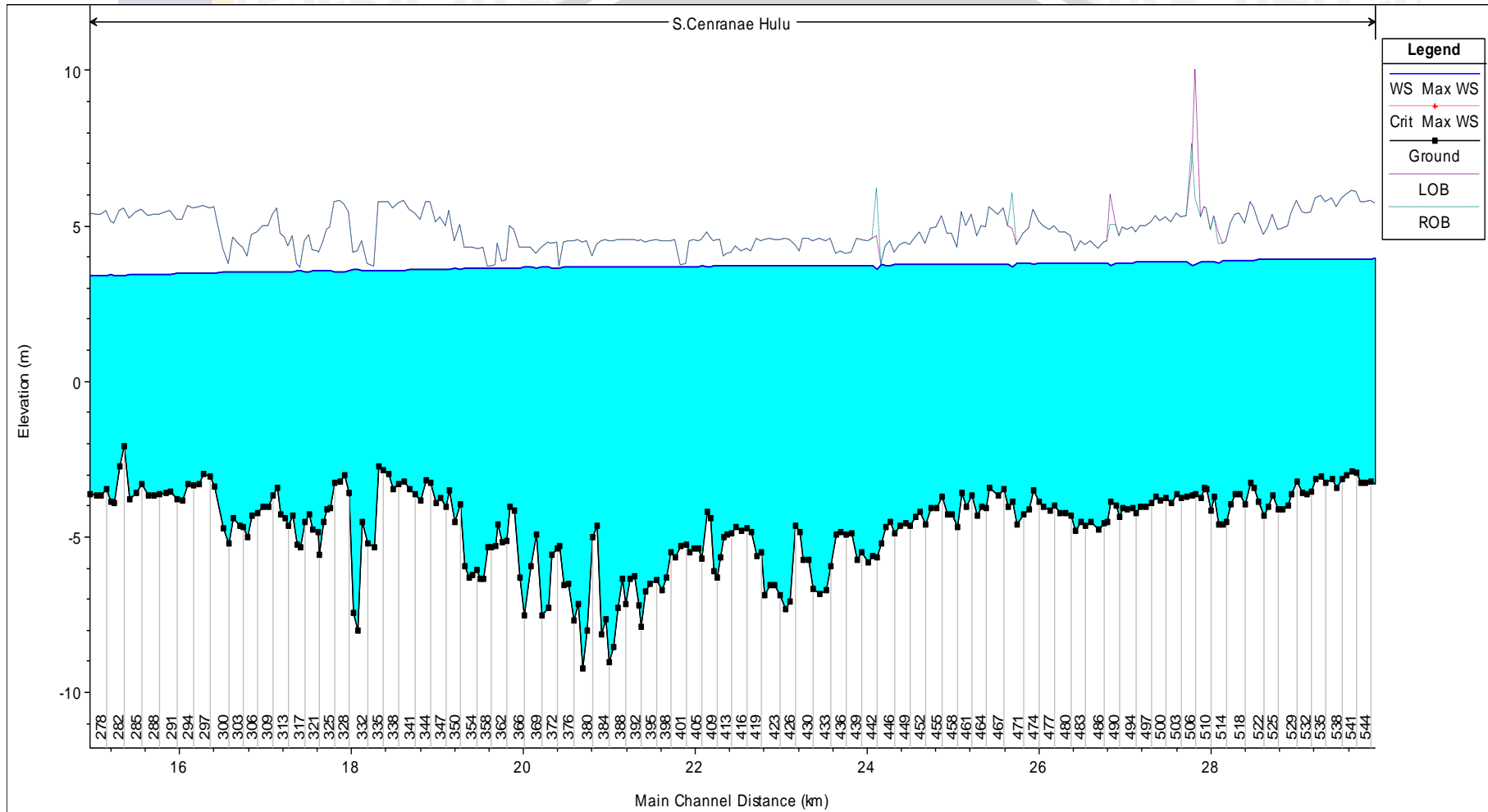
Gambar 4.45. Profil muka air Sungai Cenranae setelah ada upaya penanganan Q_{10th} (Patok 1140-843)
Sumber: Hasil Perhitungan



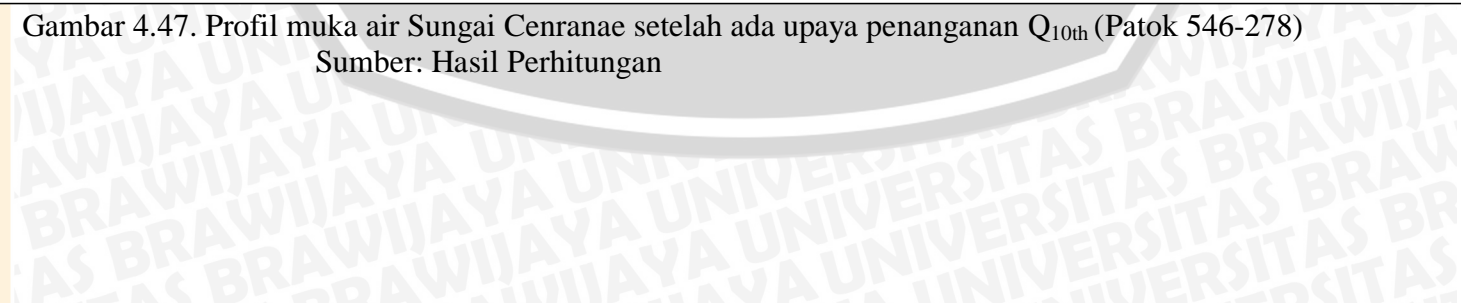


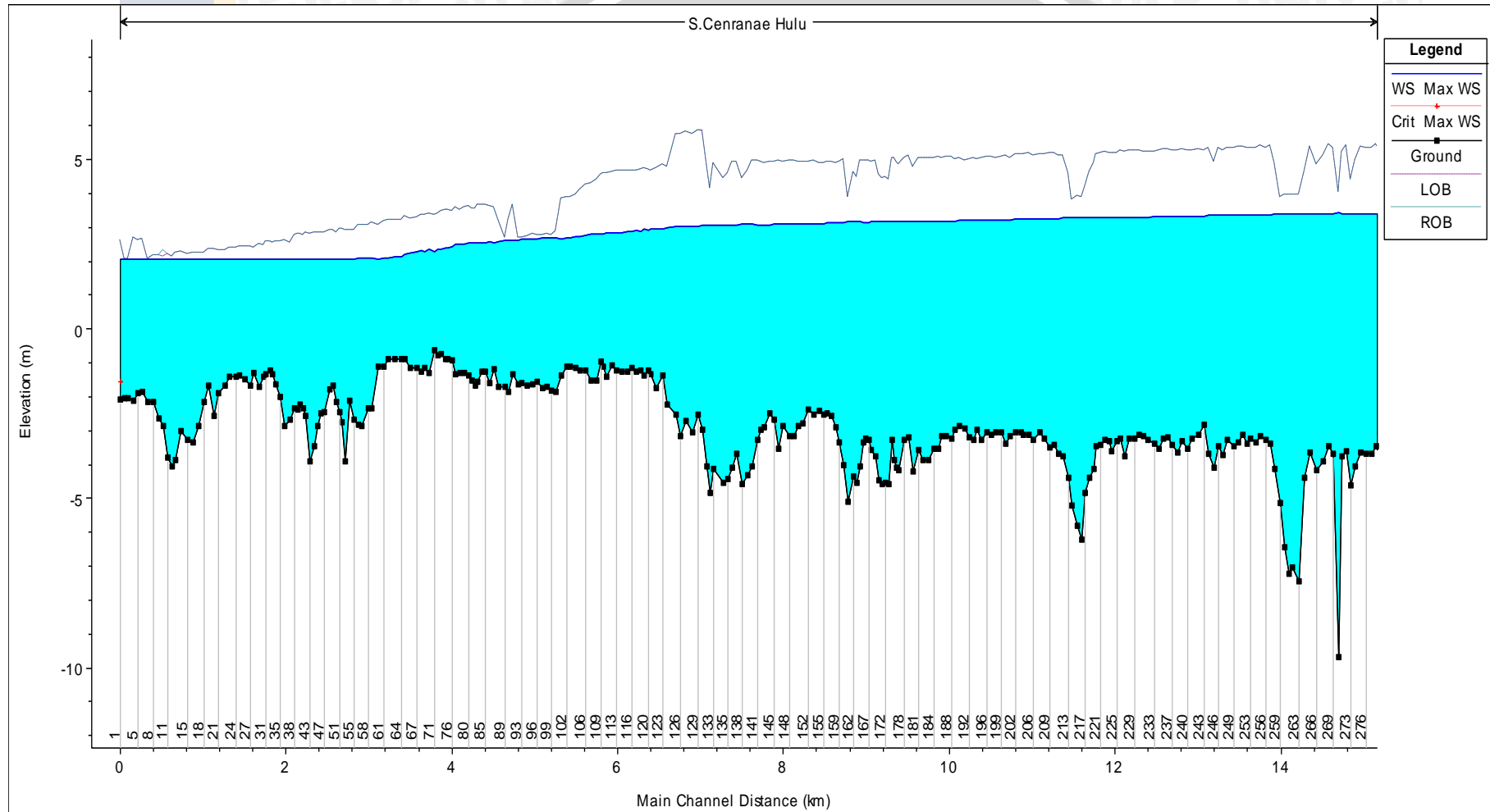
Gambar 4.46. Profil muka air Sungai Cenranae setelah ada upaya penanganan Q_{10th} (Patok 842-547)
Sumber: Hasil Perhitungan



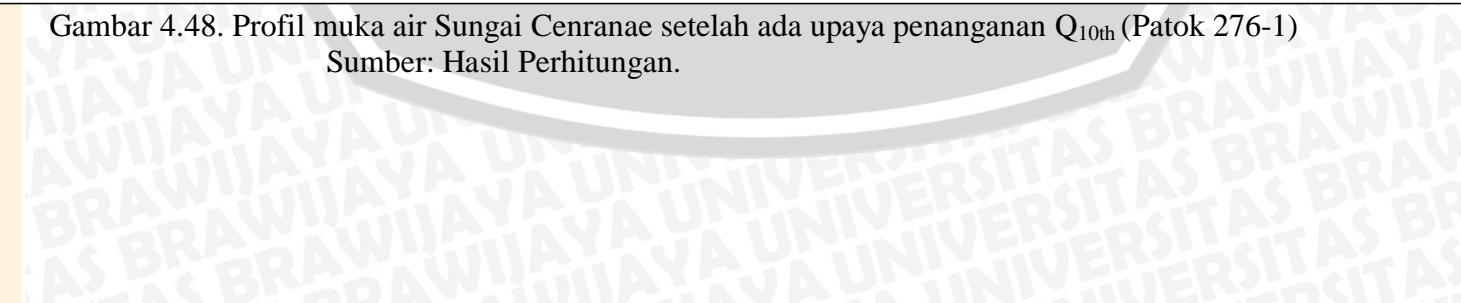


Gambar 4.47. Profil muka air Sungai Cenranae setelah ada upaya penanganan Q_{10th} (Patok 546-278)
Sumber: Hasil Perhitungan





Gambar 4.48. Profil muka air Sungai Cenrae setelah ada upaya penanganan Q_{10th} (Patok 276-1)
Sumber: Hasil Perhitungan.



4.4.3. Stabilitas Lereng Tanggul dengan Menggunakan Geoslope Student Version

a. Elevasi tanggul

Elevasi puncak tanggul Sungai Cenranae direncanakan berdasarkan elevasi muka air banjir (HWL) ditambah tinggi jagaan setinggi 0,6 m, sesuai dengan Tabel 2.4, yaitu standar tinggi jagaan tanggul.

b. Lebar puncak tanggul

Sesuai dengan lebar standar tanggul, lebar Sungai Cenranae direncanakan 3 m.

c. Talud tanggul atau kemiringan tanggul

Kemiringan tanggul Sungai Cenranae direncanakan 1 : 1,5.

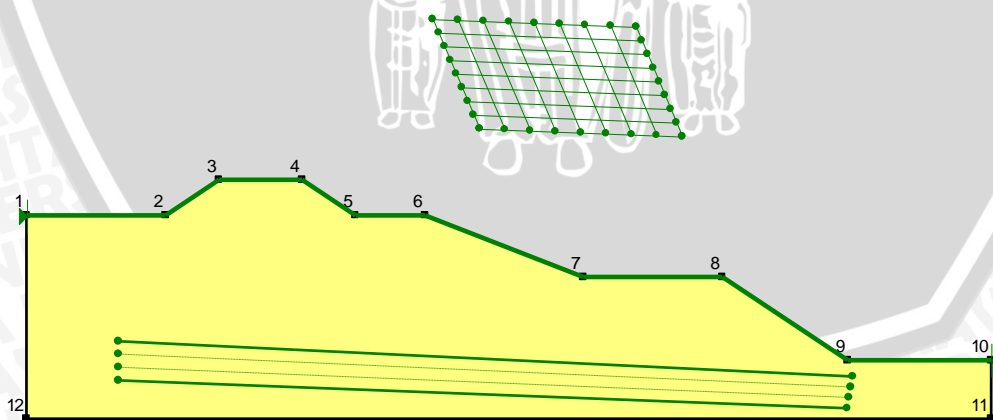
d. Parameter tanah

- Kohesi (c) : 5,30 kPa
- Berat Volume (γ): 15,8 kN/m³
- Sudut geser dalam (ϕ): 27,29°

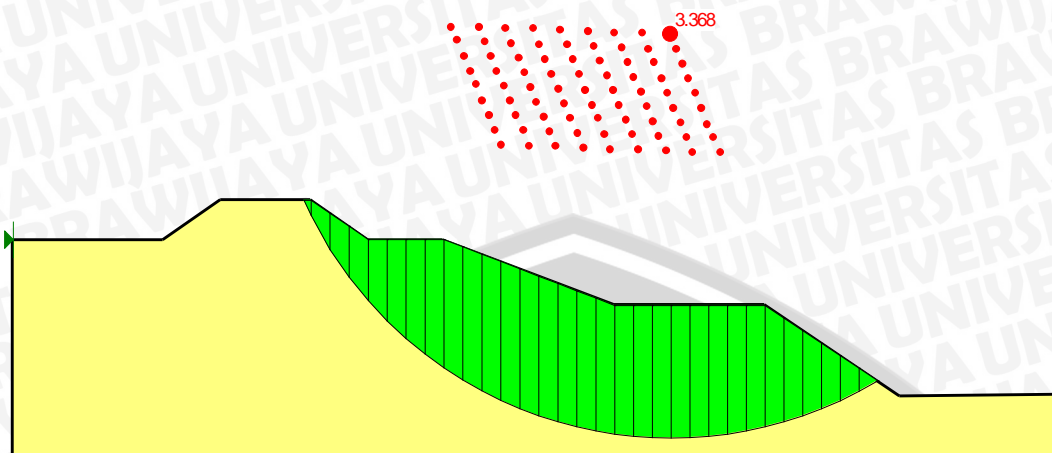
Untuk perhitungan stabilitas lereng tanggul digunakan program geoslope student version yang dalam perhitungannya menggunakan metode *Bishop, Janbu, Ordinary*.

Dibawah ini disajikan stabilitas pada tanggul dengan dimensi pada setiap desain normalisasi yang ada dengan anggapan bahwa stabilitas tanggul dibawah ini cukup mewakili perhitungan tanggul pada patok-patok yang lainnya.

Hasil perhitungan nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul kiri hulu dengan dimensi yang terbesar dalam kondisi kosong dilihat pada Tabel 4.52.



Gambar 4.49. Stabilitas Lereng dan Tanggul Kiri Patok 1018 Sungai Cenranae



Gambar 4.50. Bidang longsor Lereng dan Tanggul Kiri Patok 1018 Sungai Cenranae

Tabel 4.52. Nilai keamanan minimum (*safety factor*) lereng dan tanggul kiri Patok 1018

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	3.000	-
Bishop:	3.368	-
Janbu:	-	2.895

Slip Surface #: 324 of 324
Searching for Critical Slip Surface

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. Debit banjir rancangan yang digunakan dalam studi ini yaitu debit banjir rancangan dengan kala ulang 10 tahun, hal ini untuk menyesuaikan dengan skala penanggulangan banjir di Sungai Cenranae.
2. Dari Hasil Analisa hidrolika dengan menggunakan program HEC-RAS didapatkan:
 - a. Sebelum Normalisasi
Didapatkan bahwa pada Sungai Cenranae jika dilewatkan debit dengan kala ulang 10 tahun terjadi banjir pada semua patok sebagai akibat dari kecilnya kapasitas penampang sungai tersebut yang tidak mampu menampung aliran tersebut.
 - b. Setelah Normalisasi
Didapatkan bahwa pada Sungai Cenranae jika dilewatkan debit dengan kala ulang 10 tahun masih terdapat luapan pada beberapa patok yang dapat diatasi dengan pembuatan tanggul.
3. Normalisasi sungai dilakukan antara lain dengan memperbesar luas penampang, melakukan pengerukan alur sungai dan pembuatan tanggul pada beberapa patok yang masih melimpas.
Hasil selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 4.
4. Dari hasil analisa Stabilitas tanggul didapatkan
 - Pada Kondisi Kosong:
 1. Ordinary: 3,000 (Aman)
 2. Bishop: 3,368 (Aman)
 3. Janbu: 2,895 (Aman)

5.2 Saran

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

1. Dalam mendukung upaya pengendalian banjir di Sungai Cenranae, perlu kiranya disertai upaya perlindungan dan pengendalian kawasan sungai.
2. Bahan timbunan yang dipakai masih perlu dikaji ulang untuk lokasi *borrow area* lain guna mendapatkan bahan timbunan yang baik sesuai spesifikasi teknik material timbun tanggul sungai.
3. Perlunya keakuratan dan kelengkapan data terutama data *cross section*, sehingga analisa profil aliran dengan HEC-RAS Version 4.0 dapat dilakukan secara comprehensif dalam suatu sistem.
4. Perlunya pemahaman lebih lanjut tentang program HEC-RAS Version 4.0, mengingat akan banyaknya kemudahan dan kelebihan program yang belum tersampaikan dalam kajian ini.



DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 2008. *Hydraulic Reference Manual HEC-RAS 4.0*. California : U.S. Army Corps of Engineers.
- Anonim. 2010. *Hydraulic Reference Manual HEC-RAS 4.1.0*. California : U.S. Army Corps of Engineers.
- Anonim. 2011. *Laporan Pendahuluan SID Sungai Cenranae*. Makasar : PT. Aria Jasa.
- Chow, Ven Te. 1997. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta : Erlangga.
- Harto Br, Sri. 1993. *Analisis Hidrologi*. Jakarta: Penerbit Gramedia.
- Soemarto, CD. 1987. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi – Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid I*. Bandung: Nova.
- Sosrodarsono, S. dan K. Takeda. 1980. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, S. dan M. Tominaga. 1985. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Triatmodjo, Bambang. 2010. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.

