

**STUDI PERENCANAAN SALURAN BANJIR (*FLOODWAY*)
DI AVOUR SARANGAN KECAMATAN WONOASRI
KABUPATEN MADIUN**

SKRIPSI

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



Disusun Oleh :

HABIB M. IZZAM G.S
NIM. 0710643032

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

2013

LEMBAR PERSETUJUAN

STUDI PERENCANAAN SALURAN BANJIR (*FLOODWAY*) DI AVOUR SARANGAN KECAMATAN WONOASRI KABUPATEN MADIUN

SKRIPSI

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



Disusun Oleh :

HABIB M. IZZAM G.S
NIM. 0710643032

Menyetujui :

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

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

Dr. Ir. Endang Purwati, MP.
NIP. 19521117 198103 2 001

LEMBAR PENGESAHAN

STUDI PERENCANAAN SALURAN BANJIR (*FLOODWAY*) DI AVOUR SARANGAN KECAMATAN WONOASRI KABUPATEN MADIUN

Disusun Oleh :

HABIB M. IZZAM G.S
NIM. 0710643032

Skripsi ini telah diuji dan dinyatakan lulus pada
Tanggal 16 Juli 2014

Majelis Penguji :

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

Dr. Ir. Endang Purwati, MP.
NIP. 19521117 198103 2 001

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

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

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan

Ir. Moch. Sholichin, MT.,Ph.D.
NIP. 19670602 199802 1 001

ABSTRAKSI

HABIB M. IZZAM G.S. 0710643032. 2014. **Studi Perencanaan Saluran Banjir (Floodway) Di Avour Sarangan Kecamatan Wonoasri Kabupaten Madiun**. Tugas akhir Jurusan Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, Malang, Jawa Timur. Dosen Pembimbing: Dr. Very Dermawan, ST, MT. Dan Dr. Ir. Endang Purwati, MP.

Di wilayah Kabupaten Madiun terdapat suatu daerah yang hampir setiap tahunnya mengalami banjir. Daerah ini terletak di Kecamatan Wonoasri yang merupakan Daerah Aliran Sungai (DAS) Sarangan, bagian hilir yang bermuara pada Sungai Kalipiring dan Kanal Madiun. Pada saat musim hujan yang berkepanjangan, air banjir akan menggenangi daerah persawahan dan pemukiman di daerah Wonoasri tersebut terutama Desa Betek yang dilewati saluran Avour Sarangan, yang merupakan saluran pembuang air yang berasal dari Waduk Dawuhan sebagai sumber air. Saluran sepanjang 9,87 km dengan tinggi dan lebar yang variatif antara 4-6 m. Akibat adanya banjir yang melanda wilayah Wonoasri mengakibatkan kerugian yang cukup besar sehingga daerah tersebut sangat perlu diamankan dari bahaya banjir.

Kajian ini bertujuan untuk mengetahui kapasitas Avour Sarangan mampu untuk menampung debit dominan (Q_2) sebesar 350,477 m³/dt, dengan debit keluaran dari Waduk Dawuhan sebesar 250 m³/dt.

Untuk rencana pengendali banjir, analisa profil aliran dilakukan dengan menggunakan paket program HEC-RAS 4.1.0. Berdasarkan analisa hidrologi dan hidrolika tersebut dapat diketahui bahwa sepanjang saluran Avour Sarangan (patok 1-35), hampir semua patok mengalami banjir. Oleh sebab itu pusat kajian dilakukan di sepanjang Avour Sarangan terutama daerah hilir yang akan direncanakan saluran banjir baru (*Floodway*) dengan menggunakan bangunan pelimpah samping (*sideweir*).

Upaya pengendalian banjir yang dilakukan tidak hanya untuk mengatasi banjir tahunan tetapi direncanakan pula untuk mengatasi banjir yang terjadi dengan kala ulang 25 tahun sesuai dengan standar kriteria perencanaan perbaikan sungai. Pembuatan saluran banjir baru (*floodway*) sungai direncanakan pada patok 7 Avour Sarangan yang langsung mengalir ke Kanal Madiun sebagai sungai utama. karena penampang sungainya cukup besar sehingga masih mampu menampung debit banjir (Q_{25}).

Dengan adanya upaya pengendalian banjir berupa pembuatan saluran *floodway* sepanjang 512 meter dengan $Q_{rencana}$ 372,36 m³/dt, maka dari hasil running program HEC-RAS dapat diketahui saluran Avour Sarangan dan saluran buatan (*floodway*) mampu menampung debit banjir maksimum dengan kala ulang 25 tahun sebesar 744,714 m³/dt, dengan dimensi penampang saluran setinggi 5,7 meter, lebar 6,5 meter dan tinggi jagaan 1,9 meter.

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR.....	i
ABSTRAKSI	ii
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR.....	vii
BAB I	
PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Identifikasi Masalah	2
1.3 Batasan Masalah.....	3
1.4 Rumusan Masalah	3
1.5 Tujuan dan Manfaat.....	3
BAB II	
KAJIAN PUSTAKA	4
2.1 Daerah Aliran Sungai	4
2.1.1 Pengertian Daerah Aliran Sungai	4
2.1.2 Bentuk Daerah Aliran Sungai	4
2.1.3 Alur Sungai	5
2.1.4 Pola Aliran Sungai	6
2.2 Analisa Curah Hujan	7
2.2.1 Uji Konsistensi Data	7
2.2.2 Uji Homogenitas Data	9
2.2.3 Curah Hujan Rerata Daerah.....	10
2.2.4 Curah Hujan Rancangan	11
2.2.5 Uji Kesesuaian Distribusi	13
2.2.5.1 Uji <i>Chi-Square</i>	14
2.2.5.2 Uji Smirnov Kolmogorov	15
2.3 Analisa Debit Banjir Rancangan	16
2.3.1 Koefisien Pengaliran.....	16
2.3.2 Intensitas Hujan	18
2.3.2.1 Sebaran Hujan Jam-jaman	18
2.3.2.2 Curah Hujan Netto Jam-jaman	19
2.3.3 Debit Banjir Rancangan.....	19

2.3.4 Penelusuran Banjir	22
2.4 Analisa Profil Aliran	24
2.4.1 Persamaan Energi	26
2.4.2 Kehilangan Tinggi Energi.....	27
2.4.3 Pengangkutan Aliran	28
2.4.4 Koefisien Kekasaran.....	29
2.4.5 Persamaan Kontinuitas	29
2.4.6 Persamaan Momentum	30
2.4.7 Geometri Data.....	31
2.4.7.1 Skema Sistem Sungai	31
2.4.7.2 Data Aliran Tetap(<i>Steady Flow</i>).....	34
2.5 Pengendalian Banjir.....	35
2.5.1 Dimensi Pelimpah Samping Dan Kolam Olak	36
2.5.2 Tipe Bangunan Pelimpah.....	37
BAB III	
METODOLOGI.....	38
3.1 Kondisi Daerah Studi	38
3.2 Letak Administratif	38
3.3 Data Pendukung Kajian.....	42
3.4 Konsep Perencanaan <i>Floodway</i>	42
3.5 Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi	43
BAB IV	
PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA.....	46
4.1Analisa Hidrologi	46
4.1.1Data Hujan	46
4.1.2Uji Konsistensi Data Hujan	46
4.1.3Analisis Curah Hujan Rerata Maksimum Tahunan	51
4.1.4Analisis Curah Hujan Rancangan	55
4.1.5Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi.....	57
4.1.6Uji Chi Square	57
4.1.7Uji Smirnov Kolmogorof.....	58
4.1.8Curah Hujan Efektif.....	59
4.1.9Distribusi Hujan Jam-jaman	60
4.1.10Perhitungan Debit Banjir Rancangan	61

4.2 Analisis Hidrolika.....	65
4.2.1 Data Masukan Program HEC-RAS	65
4.2.2 Data Geometri	65
4.2.3 Data Aliran Tetap(<i>Steady Flow Data</i>).....	67
4.2.4 Hasil Running HEC-RAS	67
4.3 Perencanaan Bangunan Pelimpah Samping (<i>sideweir</i>)	68
4.3.1 Perencanaan Lebar Bangunan Pelimpah Samping (<i>sideweir</i>)	71
4.4 Perencanaan Dimensi Saluran Banjir (<i>floodway</i>)	76
4.5 Perencanaan <i>Floodway</i> Avour Sarangan	80

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN.....	83
---------------------------	----

5.1 Kesimpulan	83
----------------------	----

5.2 Saran	84
-----------------	----

DAFTAR PUSTAKA



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Harga Kn Untuk Pemeriksaan <i>Outlier</i>	10
Tabel 2. 2 Syarat Pemilihan Metode Frekuensi.....	12
Tabel 2. 3 Nilai Cs Negatif Distribusi Log Pearson Type III.....	13
Tabel 2. 4 Nilai Cs Positif Distribusi Log Pearson Type III	13
Tabel 2. 5 Harga <i>Chi-Kuadrat Test</i>	15
Tabel 2. 6 Nilai Kritis Do Uji Smirnov Kolmogorov.....	16
Tabel 2. 7 Nilai Koefisien Pengaliran	18
Tabel 2. 8 Nilai Koefisien Kekasaran Manning	33
Tabel 2. 9 Koefisien Kontraksi dan Ekspansi Untuk Aliran Subkritis.....	34
Tabel 3. 1 Kriteria Penetapan Kala Ulang Banjir Rancangan	43
Tabel 4. 1 Uji Konsistensi Data Hujan Kertobanyon	47
Tabel 4. 2 Uji Konsistensi Data Hujan Dawuhan.....	48
Tabel 4. 3 Uji Konsistensi Data Hujan Babadan.....	49
Tabel 4. 4 Uji Konsistensi Data Hujan Dungus	50
Tabel 4. 5 Perhitungan Koefisien Thiessen Avoir Sarangan.....	52
Tabel 4. 6 Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan	55
Tabel 4. 7 Perhitungan Parameter Log Pearson III	56
Tabel 4. 8 Curah Hujan Rancangan Dengan Berbagai Kala Ulang	56
Tabel 4. 9 Penentuan Batas Kelas Uji Chi Square	58
Tabel 4. 10 Perhitungan Uji Distribusi Smirnov Kolmogorov.....	59
Tabel 4. 11 Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	59
Tabel 4. 12 Hujan Jam-jaman Kurva IDF dengan Metode Mononobe	60
Tabel 4. 13 Debit Banjir Rancangan Q_{25} Avoir Sarangan.....	63
Tabel 4. 14 Rekap Perhitungan Debit Banjir Rancangan Avoir Sarangan.....	64
Tabel 4. 15 Perhitungan Tinggi Spillway.....	73
Tabel 4. 16 Perhitungan Lebar <i>Sideweir</i> Potongan Hx_1	74
Tabel 4. 17 Perhitungan Lebar <i>Sideweir</i> Potongan Hx_2	76
Tabel 4. 18 Perhitungan Lebar <i>Sideweir</i> Potongan Hx_3	77
Tabel 4. 19 Tabel Dx dengan Debit(Q).....	78
Tabel 4. 20 Perhitungan Hubungan Dx dan Debit(Q).....	78
Tabel 4. 21 Perhitungan Dengan Metode <i>Goalseek</i>	80

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Daerah Aliran Sungai	5
Gambar 2. 2 Sketsa Profil Memanjang Alur Sungai	6
Gambar 2. 3 Sketsa Pola Aliran Sungai di Indonesia.....	7
Gambar 2. 4 Analisa Kurva Massa Ganda.	8
Gambar 2. 5 Hubungan Antara Hujan Efektif Dengan Limpasan Langsung.....	19
Gambar 2. 6 Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu.	21
Gambar 2. 7 Contoh Hasil Running HEC-RAS	26
Gambar 2. 8 Energi Dalam Saluran Terbuka.....	27
Gambar 2. 9 Kontinuitas Aliran Tak Tetap.	30
Gambar 2. 10 Prinsip Momentum Pada Saluran Terbuka.	31
Gambar 2. 11 Data Geometri Pada HEC-RAS.....	32
Gambar 2. 12 Bangunan Pelimpah Samping (<i>Sideweir</i>).	36
Gambar 2. 13 Kolam olak Tipe IV.	36
Gambar 3. 1 Peta Administratif Kabupaten Madiun.....	39
Gambar 3. 2 Peta Das Sarangan.....	40
Gambar 3. 3 Kondisi Intake Waduk Dawuhan.....	41
Gambar 3. 4 Kondisi Avour Sarangan Pasca Banjir Desember 2007	41
Gambar 3. 5 Kondisi Hilir Avour Sarangan.....	42
Gambar 3. 6 Diagram Alir Pengerjaan Skripsi.....	44
Gambar 3. 7 Diagram Alir Analisa Software HEC-RAS 4.1.0.....	45
Gambar 4. 1 Uji Konsistensi Stasiun Kertobanyon.....	47
Gambar 4. 2 Uji Konsistensi Stasiun Dawuhan	48
Gambar 4. 3 Uji Konsistensi Stasiun Babadan.....	49
Gambar 4. 4 Uji Konsistensi Stasiun Dungus	50
Gambar 4. 5 Poligon Thiessen Avour Sarangan	51
Gambar 4. 6 Skema Sistem Avour Sarangan	52
Gambar 4. 6 Kurva IDF dengan Metode Mononobe.....	60
Gambar 4. 7 Kurva HSS Nakayasu	64
Gambar 4. 8 Data Geometri Avour Sarangan	66
Gambar 4. 9 <i>Input Data Steady Flow</i> pada HEC-RAS.....	67
Gambar 4. 10 Profil Aliran pada Cross 7	67
Gambar 4. 11 Kondisi Eksisting Avour Sarangan.....	68
Gambar 4. 12 Pelimpah Samping (<i>sideweir</i>) yang direncanakan.....	75

Gambar 4. 13 Potongan Melintang Dimensi <i>Sideweir</i>	77
Gambar 4. 14 Potongan Memanjang Dimensi <i>Sideweir</i>	78
Gambar 4. 15 Dimensi Rencana <i>Floodway</i>	79
Gambar 4. 16 Kondisi Patok 21 Saluran <i>Floodway</i>	80
Gambar 4. 17 Kondisi Potongan Memanjang Patok 21 - 1 saluran <i>floodway</i> yang direncanakan	81



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sejarah telah mencatat bahwa sungai adalah tempat berawalnya peradaban. Sejak dahulu kala sungai telah dimanfaatkan untuk berbagai kepentingan. Sungai memiliki berbagai fungsi bagi kehidupan manusia dan alam. Fungsi sungai bagi kehidupan manusia sangat banyak dan penting, antara lain pemanfaatan sungai untuk memenuhi kebutuhan rumah tangga, sanitasi lingkungan, pertanian, industri, pariwisata, olahraga, pertahanan, perikanan, pembangkit tenaga listrik, transportasi, dan lain sebagainya. Demikian pula fungsinya bagi alam sebagai pendukung utama kehidupan flora dan fauna sangat menentukan.

Selain mempunyai fungsi dalam kehidupan manusia, sungai juga dapat memberikan efek negatif seperti banjir. Pada banjir yang disebabkan oleh meluapnya air sungai pada umumnya disebabkan karena ketidakmampuan badan sungai untuk menampung debit air yang lewat, salah satu faktor yang sering menjadi penyebab kerusakan pada badan sungai adalah kegiatan manusia seperti pembangunan pemukiman yang tidak mengindahkan dampak pada kelestarian sungai, pembuangan sampah dan limbah ke sungai dan penebangan hutan yang sebenarnya berfungsi sebagai daerah resapan hujan.

Banjir menjadi masalah ketika muncul kerugian banjir. Mengingat pada umumnya sungai lebih dahulu menempati ruang alurnya dibanding keberadaan manusia. Sebetulnya manusia lah yang mencari masalah mendatangi dataran banjir. Mengingat sejarah pembentukan kota-kota umumnya terkait erat dengan keberadaan sungai, banyak perkotaan terbentuk di dataran banjir, tak terkecuali di kabupaten Madiun, Jawa Timur.

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 tampungan air di Avour Sarangan 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 aggradasi 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 Avour Sarangan, salah satu upaya yang dapat dilakukan adalah usaha pembangunan kanal banjir atau *floodway* untuk mengalirkan debit banjir dari Avour Sarangan sehingga muka air sungai pada saat terjadi debit banjir tidak meluap dan menimbulkan kerugian bagi masyarakat di sekitar sungai.

1.2 Identifikasi Masalah

Avour Sarangan merupakan saluran tampungan air dengan panjang saluran 9,87 km yang berfungsi untuk menampung air sementara dari sungai-sungai di hulunya yang telah mengalami pendangkalan akibat tumpukan sedimen. Banjir yang sering terjadi di Avour Sarangan merupakan salah satu dampak yang terjadi akibat pendangkalan akibat sedimentasi yang terjadi pada Avour Sarangan di hulu Avour Sarangan. Ketidakmampuan Avour Sarangan untuk menampung aliran pada musim hujan diperburuk dengan marak terjadinya erosi dari tebing sungai.

Proses sedimentasi ini telah terjadi cukup lama dan semakin tinggi pada tahun-tahun terakhir ini, bahkan di tengah saluran tersebut muncul daratan yang menyerupai pulau. Salah satu dampak negatif yang terjadi akibat sedimentasi ini adalah pendangkalan yang menimbulkan penurunan kapasitas tampungannya. Kerusakan fisik saluran ini pada akhirnya menimbulkan dampak yang semakin luas. Selain akibat sedimentasi, banjir yang sering terjadi juga diakibatkan penggunaan daerah sempadan sungai sebagai tempat pemukiman dan fasilitas umum di hampir sepanjang ruas sungai mulai dari Avour Sarangan hingga muaranya di Kali Piring. Terjadinya penumpukan sedimen pada hilir dan muara Avour Sarangan juga menyebabkan kemampuan sungai mengalirkan debit air berkurang sehingga aliran banjir cenderung melebar, merusak tebing sungai serta menggenangi pemukiman penduduk.

Oleh karena itu, diperlukan usaha-usaha untuk mengalirkan debit banjir yang terjadi di Avour Sarangan agar tidak meluap dan merugikan penduduk di sekitar sungai. Salah satu upaya yang dapat dilakukan adalah dengan membangun *floodway* (saluran

banjir) pada lokasi hilir Avour Sarangan yang sering terjadi banjir, terutama banjir terbesar adalah pada tahun 2007 dengan waktu surut genangan kurang lebih satu hari.

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah yang digunakan dalam laporan ini antara lain:

1. Lokasi studi di Avour Sarangan, Kabupaten Madiun, Jawa Timur,
2. Melakukan analisa kondisi Avour Sarangan melalui data-data sekunder,
3. Merencanakan pembangunan *floodway* sebagai usaha pengendalian banjir di Avour Sarangan,
4. Tidak membahas transport sedimen karena dengan membahas transport sedimen akan menghitung kecepatan transportasi sedimen dan pergerakannya,
5. Tidak membahas analisa ekonomi,
6. Tidak membahas Analisa Mengenai Dampak Lingkungan (AMDAL).

1.4 Rumusan Masalah

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

1. Bagaimana analisis hidrologi pada Avour Sarangan?
2. Bagaimana profil aliran dan kondisi geometri Avour Sarangan?
3. Bagaimana dimensi desain perencanaan *floodway*?
4. Bagaimana dimensi desain bangunan pelimpah samping yang direncanakan?

1.5 Tujuan dan Manfaat

Tujuan dari pengerjaan laporan skripsi ini adalah untuk merencanakan suatu saluran banjir (*floodway*) pada Avour Sarangan dengan langkah awal melakukan analisis hidrologi, analisis kondisi geometri dan aliran Avour Sarangan kemudian melakukan perencanaan dimensi pelimpah samping berdasarkan analisis sebelumnya. Hal yang perlu diperhatikan adalah fungsi dari saluran *floodway* yaitu sebagai saluran pengendali banjir yang hanya berfungsi ketika Avour Sarangan tidak mampu menampung kapasitas air yang meluap.

Manfaat yang didapat dari pengerjaan laporan ini adalah sebagai bahan pertimbangan dalam upaya mengurangi kerugian akibat banjir di Avour Sarangan dan sebagai penambah wawasan dalam merencanakan suatu bangunan pengendali banjir dalam hal ini *floodway*.

BAB II KAJIAN PUSTAKA

2.1. Daerah Aliran Sungai

2.1.1. Pengertian Daerah Aliran Sungai

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

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

2.1.2. Bentuk Daerah Aliran Sungai

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

a. Daerah aliran bulu burung (memanjang)

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

b. Daerah aliran radial

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

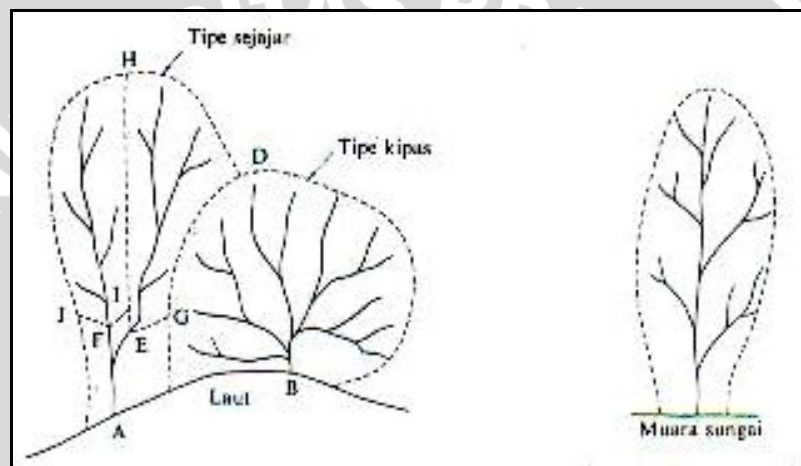
Daerah aliran sungai yang demikian mempunyai banjir yang besar di dekat titik pada pertemuan anak-anak sungai.

c. Daerah aliran sejajar

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

d. Daerah aliran kompleks

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



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

Menurut bentuknya DAS Sarangan termasuk dalam kategori DAS memanjang (bentuk bulu burung).

2.1.3. Alur Sungai

Suatu alur sungai dapat dibagi menjadi 3 bagian yaitu:

a. Bagian Hulu

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

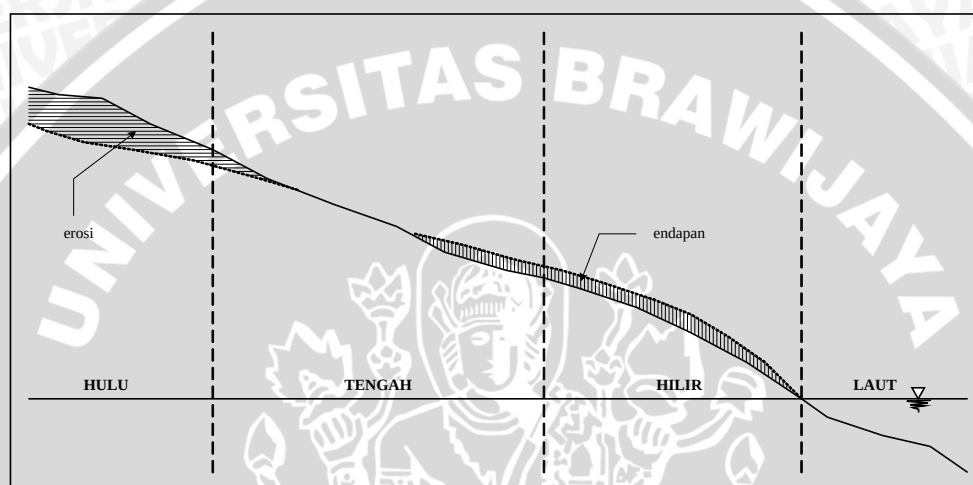
b. Bagian Tengah

Bagian ini merupakan daerah peralihan dari bagian hulu dan hilir. Kemiringan dasar sungai lebih landai sehingga kecepatan aliran relatif lebih kecil dari pada bagian

hulu. Bagian ini merupakan daerah keseimbangan antara proses erosi dan sedimentasi yang sangat bervariasi dari musim ke musim.

c. Bagian Hilir

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



Gambar 2.2 Sketsa profil memanjang alur sungai

2.1.4. Pola Aliran Sungai

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

Di Indonesia ada beberapa pola aliran sungai, dimana pola aliran tersebut dibedakan berdasarkan jenis batuan dan sedimennya. Pola aliran tersebut antara lain (Soewarno, 1995):

a. Pola Radial

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

b. Pola Rektangular

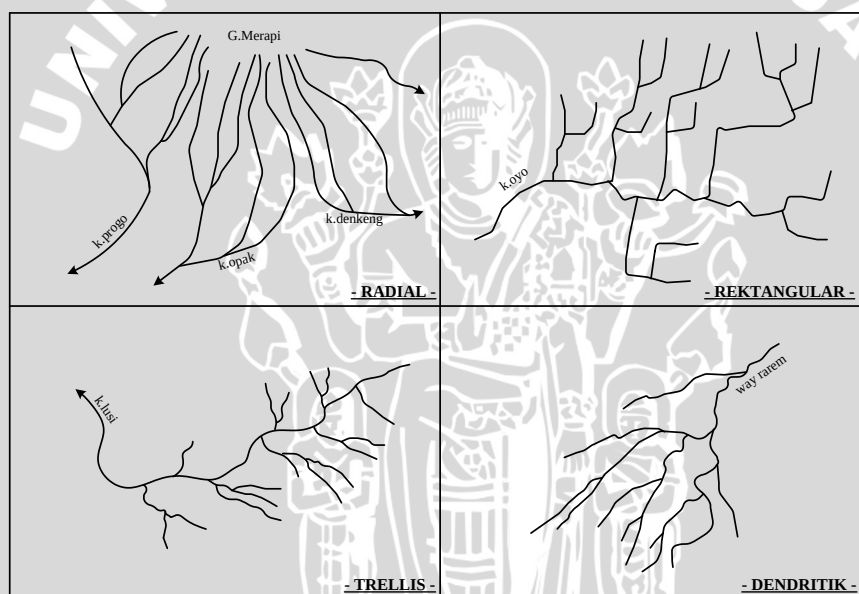
Pola ini banyak dijumpai pada daerah pengunungan kapur, misalnya Gunung Kidul.

c. Pola Trellis

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

d. Pola Dendritik

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



Gambar 2.3 Sketsa pola aliran sungai di Indonesia

Sumber: Suwarno, 1995

Pola aliran sungai pada DAS Sarangan mengikuti pola aliran trellis.

2.2. Analisa Curah Hujan

2.2.1. Uji Konsistensi Data

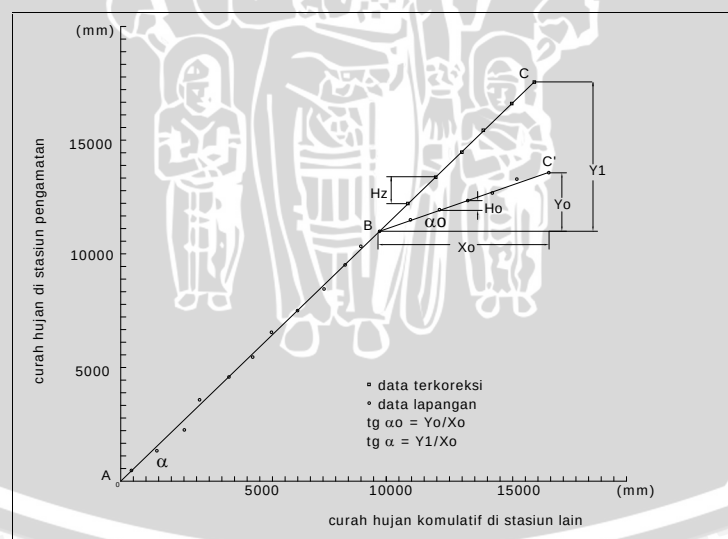
Ketelitian hasil perhitungan hidrologi dari curah hujan sangat bergantung dari konsistensi data yang tersedia. Di dalam data pengamatan hujan, bisa terdapat non homogenitas dan ketidaksesuaian yang dapat mengakibatkan penyimpangan pada hasil perhitungan. Oleh karena itu, sebelum data hidrologi dapat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

data siap pakai, maka harus dilakukan pengujian tentang konsistensi (*consistency*) dan kesamaan jenis (*homogeneity*).

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

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

Pengujian sederhana yang dilakukan untuk mendeteksi penyimpangan ini, umumnya dilakukan dengan analisa kurva massa ganda (*double mass curve analysis*). Data curah hujan tahunan jangka waktu tertentu pada stasiun yang diuji harus dibandingkan dengan besaran komulatif rata-rata hujan dari beberapa stasiun referensi sekitarnya.



Gambar 2.4 Gambar analisa Kurva Massa Ganda

Sumber: Harto, Sri, 1993 : 46

Ketidakkonsistenan (*inconsistency*) data dapat ditunjukkan oleh penyimpangan garisnya dari garis lurus. Jika terjadi penyimpangan, maka data hujan dari stasiun yang diuji harus dikoreksi sesuai dengan kemiringan garisnya, dengan rumus berikut ini:

$$H_z = F_k \times H_o \quad (2-1)$$

$$F_k = \left(\frac{\tan a}{\tan a_o} \right) \quad (2-2)$$

dengan :

H_z = data hujan yang diperbaiki

H_o = data hujan hasil pengamatan

F_k = faktor koreksi

$\tan a$ = kemiringan garis sebelum ada perubahan

$\tan a_o$ = kemiringan garis setelah ada perubahan

2.2.2. Uji Homogenitas Data

Data di luar ambang batas (*outlier*) adalah data yang menyimpang cukup jauh dari trend kelompoknya. Keberadaan outlier biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi suatu sampel data, sehingga *outlier* perlu dibuang. Uji Grubbs and Beck menetapkan dua batas ambang bawah X_L dan ambang atas X_H sebagai berikut (Chow, 1988 : 403):

$$X_H = \bar{x} + K_n \cdot S \quad (2-3)$$

$$X_L = \bar{x} - K_n \cdot S \quad (2-4)$$

dengan:

X_H = nilai ambang atas

X_L = nilai ambang bawah

$\bar{x}$ = nilai rata-rata

S = simpangan baku dari logaritma terhadap sampel data

K_n = besaran yang tergantung pada jumlah sampel data (tabel 2.1)

n = jumlah sampel data

Data yang nilainya diluar X_H dan X_L diklasifikasikan sebagai *outlier*.

Tabel 2.1 Harga Kn untuk Pemeriksaan *Outlier*

Jumlah Data (n)	Kn	Jumlah Data (n)	Kn	Jumlah Data (n)	Kn	Jumlah Data (n)	Kn
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.65	55	2.804		

Sumber: Chow, 1988 : 404

2.2.3. Curah Hujan Rerata Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan daerah yang dinyatakan dalam satuan milimeter (Sosrodarsono, 1987:27).

Secara umum terdapat tiga metode untuk mendapatkan curah hujan rerata daerah, yaitu:

1. Metode Rata-rata Aljabar,
2. Metode Poligon Thiessen,
3. Metode Garis Isohyet.

Selain berdasarkan stasiun pengamatan, curah hujan daerah dapat dihitung dengan parameter luas daerah tinjauan sebagai berikut (Sosrodarsono, 2003: 51):

1. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil diwakili oleh sebuah stasiun pengamatan,
2. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250 - 50.000 ha yang memiliki 2 atau 3 stasiun pengamatan dapat menggunakan metode rata-rata aljabar,
3. Untuk daerah tinjauan dengan luas 120.000 - 500.000 ha yang memiliki beberapa stasiun pengamatan tersebar cukup merata dan dimana curah hujannya tidak terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi dapat menggunakan metode rata-rata aljabar, tetapi jika stasiun pengamatan tersebar tidak merata dapat menggunakan metode Thiessen,

4. Untuk daerah tinjauan dengan luas lebih dari 500.000 ha menggunakan metode Isohiet atau metode potongan antara.

Dalam studi ini perhitungan curah hujan rerata daerah menggunakan metode rata-rata aljabar. Hal tersebut menjadi pertimbangan karena luas DAS Sarangan adalah 22,179 km² atau 2217,9 ha termasuk dalam rentang luas antara 250 - 50.000 ha. Adapun cara perhitungannya menggunakan rumus sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \quad (2-5)$$

dengan:

$\bar{R}$ = curah hujan rerata daerah (mm/hari)

n = jumlah titik pengamatan

$R_1, R_2, \dots, R_n$ = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm/hari)

Berdasarkan metode Rata-rata Aljabar dapat dihitung curah hujan rerata maksimum daerah untuk masing-masing pengamatan.

2.2.4. Curah Hujan Rancangan

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

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

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

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

dengan:

C_s = skewness / kepengcengan,

C_k = kurtosis / koefisien puncak,

S = simpangan baku,

n = jumlah data.

Tabel 2.2 Syarat Pemilihan Metode Frekuensi

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

Sumber: Harto, Sri, 1993 : 245

Metode Log Pearson Type III

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

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

Distribusi frekuensi komulatif akan tergambar sebagai garis lurus pada kertas log-normal jika koefisien asimetri $C_s = 0$.

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

- a. Mengubah data debit banjir tahunan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\log X_1, \log X_2, \log X_3, \dots, \log X_n$.
- b. Menghitung nilai rata-rata dengan rumus:

$$\overline{\log X} = \frac{\sum \log X}{n} \quad (2-8)$$

dengan:

n = jumlah data.

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

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

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

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

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

$$\log X = \overline{\log X} + k \overline{S \log X} \quad (2-11)$$

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

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

Tabel 2.3 Nilai Cs Negatif distribusi Log Pearson Type III

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

Tabel 2.4 Nilai Cs Positif distribusi Log Pearson Type III

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

Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik

2.2.5. Uji Kesesuaian Distribusi

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

2.2.5.1. Uji Chi-Square

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

Perhitungannya dengan menggunakan persamaan (Soewarno, 1995 : 194)

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

dengan:

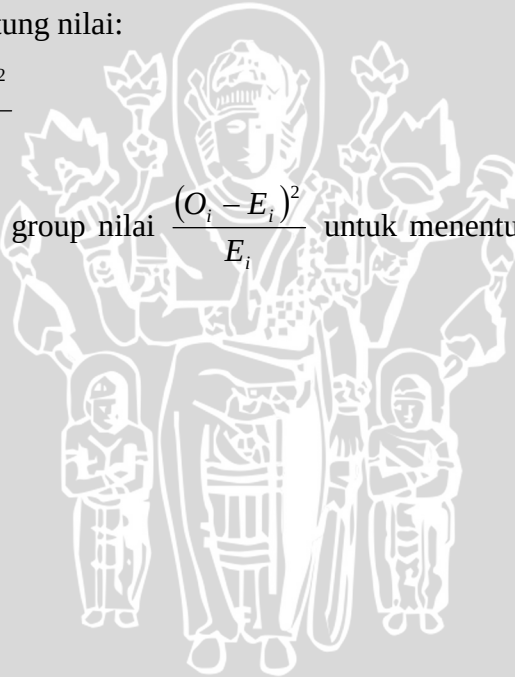
- χ^2_h = parameter chi-kuadrat terhitung
- G = jumlah sub-kelompok
- O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub-kelompok ke-i
- E_i = jumlah nilai teoritis pada sub-kelompok ke-i

Prosedur perhitungannya adalah:

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

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

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



Tabel 2.5 Harga untuk *Chi-Kuadrat Test*

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

Sumber: Soewarno, 1995 : 223

2.2.4.2. Uji Smirnov Kolmogorof

Uji Smirnov Kolmogorov digunakan untuk menguji kesesuaian distribusi secara horisontal dari probabilitas. Rumus yang digunakan adalah (Soewarno, 1995 : 199):

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

dengan:

D = selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis

P(X_m) = peluang pengamatan

P'(X_m) = peluang teoritis dari persamaan distribusi yang dipakai

Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui:

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

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

Prosedurnya adalah sebagai berikut:

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

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

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov Test*), lihat **Tabel 2.7**. bisa tentukan harga D_0 .

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

Tabel 2.6 Nilai kritis D_0 untuk uji Smirnov-Kolmogorov

N	a (derajat kepercayaan)			
	0.200	0.100	0.050	0.010
5				
10	0.450	0.510	0.560	0.670
15	0.320	0.370	0.410	0.490
20	0.270	0.300	0.340	0.400
25	0.230	0.260	0.290	0.360
30	0.210	0.240	0.270	0.320
35	0.190	0.220	0.240	0.290
40	0.180	0.200	0.230	0.270
45	0.170	0.190	0.210	0.250
50	0.160	0.180	0.200	0.240
	0.150	0.170	0.190	0.230
n > 50	$\frac{1.07}{n^{0.5}}$	$\frac{1.22}{n^{0.5}}$	$\frac{1.36}{n^{0.5}}$	$\frac{1.63}{n^{0.5}}$

Sumber: Soewarno, 1995 : 199

2.3. Analisa Debit Banjir Rancangan

2.3.1. Koefisien Pengaliran

Pada saat hujan turun sebagian akan meresap ke dalam tanah dan sebagian lagi akan menjadi limpasan permukaan. Koefisien pengaliran (C) adalah suatu variabel untuk menentukan besarnya limpasan permukaan tersebut dimana penentuannya didasarkan pada kondisi Daerah Aliran Sungai dan kondisi hujan yang jatuh di daerah tersebut.

Angka koefisien pengaliran ini merupakan suatu indikator untuk menentukan apakah suatu DAS telah mengalami gangguan (Asdak, 2001:157). Nilai C yang besar menunjukkan bahwa lebih banyak air hujan yang menjadi air limpasan. Hal tersebut kurang menguntungkan karena besarnya air yang akan menjadi air tanah akan berkurang. Kerugian lainnya adalah dengan semakin besarnya jumlah air hujan yang melimpas, maka ancaman terjadinya erosi dan banjir menjadi lebih besar.

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

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

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

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

dengan:

A = luas daerah

c = koefisien limpasan

Tabel 2.7 Nilai Koefisien Pengaliran

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

Sumber: Asdak, 2001 : 164

2.3.2. Intensitas Hujan

2.3.2.1. Sebaran Hujan Jam-jaman

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

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

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

dengan:

R_t = intensitas curah hujan rerata sampai jam ke-T (mm/jam)

R_{24} = curah hujan harian yaitu curah hujan dalam 24 jam (mm)

t = waktu konsentrasi hujan (jam)

T = waktu mulai hujan sampai jam ke T (jam)

R_T = intensitas curah hujan pada jam ke T (mm/jam)

2.3.2.2. Curah Hujan Netto Jam-jaman

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

Besarnya curah hujan netto R_n dapat dinyatakan sebagai berikut:

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

dengan:

R_n = hujan netto (mm/hari)

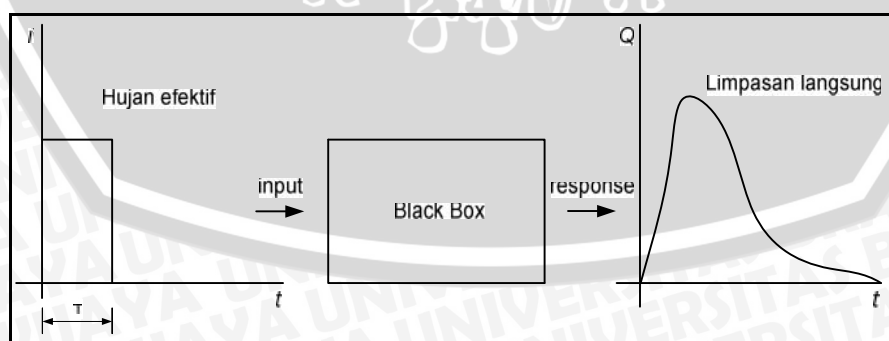
C = koefisien pengaliran

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

2.3.3. Debit Banjir Rancangan

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

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



Gambar 2.5 Hubungan antara hujan efektif dengan limpasan langsung
Sumber: Soemarto, 1987 : 165

Debit banjir rancangan adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu. Untuk menaksir besarnya banjir rancangan dapat digunakan hidrograf satuan sintetis dengan menggunakan hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan terlebih dahulu. Pada kajian ini debit banjir dihitung dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetis Nakayasu. Nakayasu telah menurunkan rumus hidrograf satuan sintetis berdasarkan hasil pengamatan dan penelitian berulang kali diterapkan pada daerah aliran sungai di Pulau Jawa dan hingga saat ini hasilnya cukup memuaskan. Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya sebagai berikut:

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

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

$$Q_p = \frac{(CA).R_o}{3,6 \left(0.3T_p + T_{0,3} \right)} \quad (2-18)$$

dengan:

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

R_o = Hujan satuan (mm)

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

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

C_A = Luas daerah tangkapan sampai outlet (km^2)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

dengan:

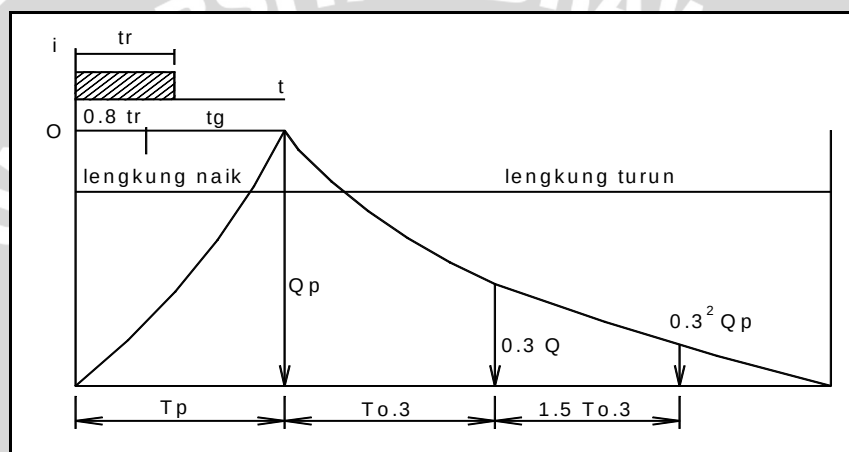
t_r = Satuan Waktu hujan (jam)

α = Parameter hidrograf, untuk

$\alpha = 2 \rightarrow$ Pada daerah pengaliran biasa

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

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



Gambar 2.6 Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu

Sumber: Soemarto, 1987 : 168

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

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

dengan:

$Q_{(t)}$ = Limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t = Waktu (jam)

2. Pada kurva turun (*decreasing limb*)

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

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

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

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

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

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

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

Hidrograf banjir dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

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

dengan:

Q_k = Debit Banjir pada jam ke - k

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

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

B_f = Aliran dasar (*base flow*)

2.3.4. Penelusuran Banjir

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

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

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

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

dengan:

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

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

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

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

Jika periode penelusurannya diubah dari dt menjadi Δt maka:

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

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

$$dS = S_2 - S_1$$

Sehingga rumus () dapat diubah menjadi:

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

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

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

$$S = k.Q$$

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

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

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

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

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

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

Dengan menggabungkan kedua persamaan di atas maka didapat:

$$Q_2 = c_0 \cdot I_2 + c_1 \cdot I_1 + c_2 \cdot Q_1$$

dengan:

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

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

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

$$c_0 + c_1 + c_2 = 1$$

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

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

dengan:

k = waktu perpindahan banjir (jam)

L = panjang sungai (km)

V = kecepatan perambatan banjir (m/dt)

2.4. Analisa Profil Aliran

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

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

Pada software HEC-RAS ini, dapat ditelusuri kondisi air sungai dalam pengaruh hidrologi dan hidroliknya, serta penanganan sungai lebih lanjut sesuai kebutuhan. Dari

hasil analisa tersebut dapat diketahui ketinggian muka air dan limpasan apabila kapasitas tampungan sungai tidak mencukupi.

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

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

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

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

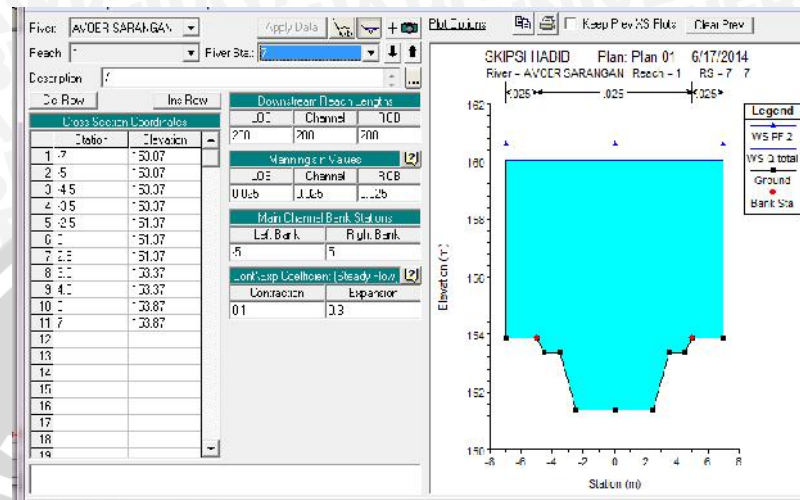
- a. Perhitungan profil muka air *steady flow (steady flow water surface profile computation)*
- b. *Unsteady flow analysis*
- c. *Analisa movable boundary sediment transport.*

Element yang dibutuhkan untuk ke tiga perhitungan tersebut diatas adalah data geometri dan data hidrolis. 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 hidrolis yang melingkupi suatu sistem sungai),
6. Menjalankan *running* terhadap *steady flow analysis*,
7. Evaluasi hasil perhitungan.

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

Untuk contoh hasil running perhitungan aplikasi HEC-RAS adalah bisa dilihat pada gambar di bawah ini:



Gambar 2. 7 Contoh Hasil Running HEC-RAS
Sumber: Analisis HEC-RAS

Dari hasil running HEC-RAS dapat diketahui terjadi limpasan pada bagian hilir sungai yang akan di hitung debit banjirnya.

2.4.1. Persamaan Energi

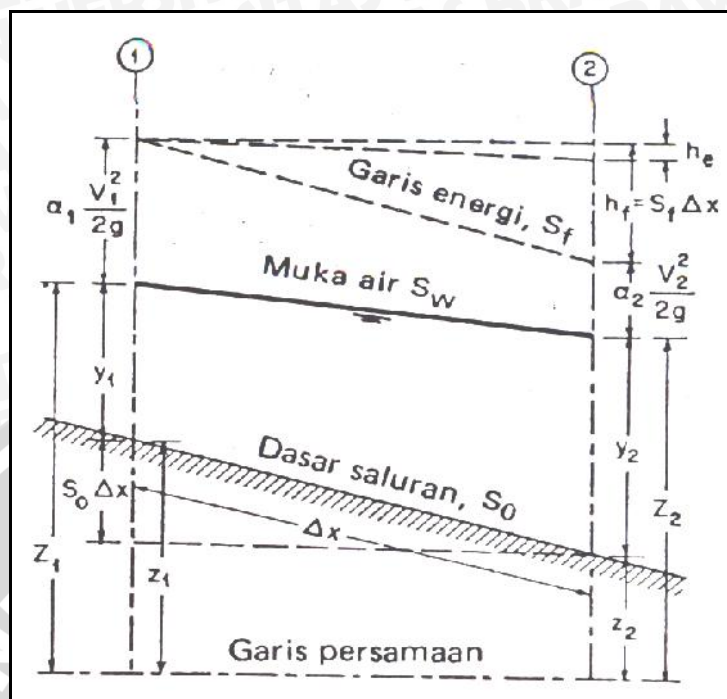
Persamaan energi digunakan sebagai dasar perhitungan untuk aliran steady dalam saluran terbuka, diberikan oleh persamaan berikut ini :

$$h_1 + a_1 \frac{U_1^2}{2g} + z_1 = h_2 + \frac{U_2^2}{2g} + z_2 + h_f + h_e$$

dengan:

- g = percepatan gravitasi (m^3/dt)
- h_f = kehilangan tinggi akibat gesekan (m)
- h_e = kehilangan tinggi akibat perubahan penampang (m)
- U = kecepatan rerata (m/dt)
- a = koefisien distribusi kecepatan
- z = ketinggian air dari datum (m)

h = kedalaman air (m)



Gambar 2.8 Energi dalam saluran terbuka

Sumber: Chow, 1997 : 239

2.4.2. Kehilangan Tinggi Energi

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

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

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

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

dengan:

h_f = kehilangan energi akibat gesekan (m)

L = jarak antar sub bagian (m)

S_f = kemiringan garis energi (*friction slope*)

K = pengangkutan aliran tiap sub bagian

Q = debit air (m^3/dt)

Adapun kehilangan tinggi energi akibat perubahan diakibatkan oleh dua kejadian, yaitu kontraksi dan ekspansi. Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat back water yang disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran yang sangat curam sekali. Kehilangan tinggi energi akibat kontraksi dan ekspansi dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$h_c = C \left| \frac{a_2 \cdot v_2^2}{2g} - \frac{a_1 \cdot v_1^2}{2g} \right|$$

dengan:

C = koefisien akibat kehilangan tinggi kontraksi dan ekspansi

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

2.4.3. Pengangkutan Aliran

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

Pengangkutan aliran K_j dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut:

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

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

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

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

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

2.4.4. Koefisien Kekasaran

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

$$n_c = \left| \frac{\sum_{i=1}^n P_i n_i^{1,5}}{P} \right|^{2/3}$$

dengan:

n_c = koefisien kekasaran komposit

P = parameter basah untuk saluran utama

P_i = parameter basah untuk sub bagian ke- i

n_i = koefisien kekasaran untuk sub bagian ke- i

2.4.5. Persamaan Kontinuitas

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

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

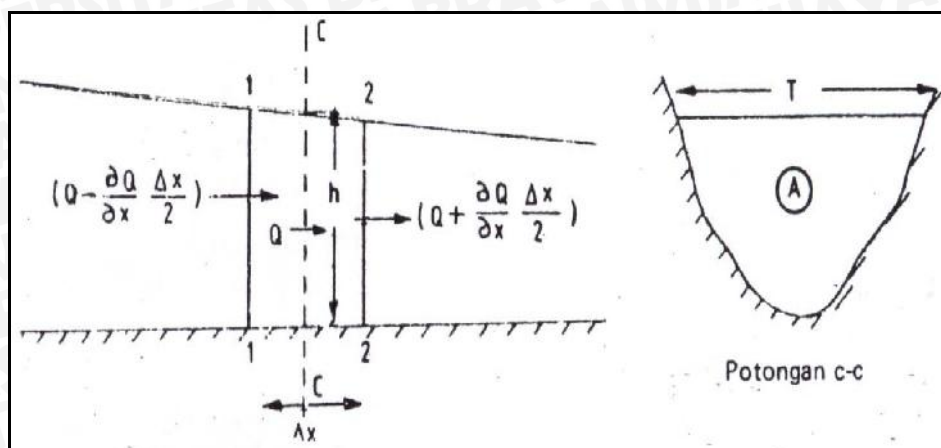
dengan:

Q = debit (m^3/dt)

x = panjang pias (m)

A = luas penampang (m^2)

t = waktu (detik)



Gambar 2.9 Kontinuitas aliran tak tetap
Sumber: Raju, Rangga, K.G, 1986 : 9

2.4.6. Persamaan Momentum

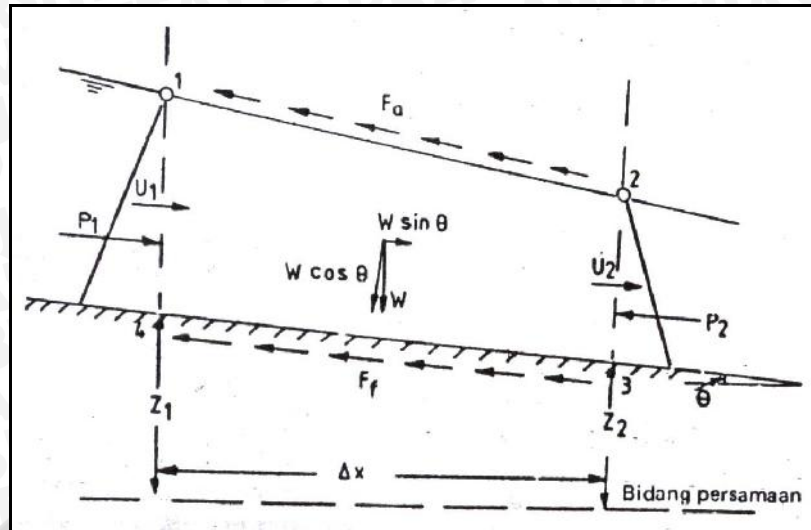
Persamaan momentum menyatakan bahwa pengaruh dari semua gaya luar terhadap volume kontrol dari cairan dalam setiap arah sama dengan besarnya perubahan momentum dalam arah tersebut (Raju, 1986 : 11):

$$\sum F_x = r \cdot Q \cdot \Delta U$$

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

dengan:

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



Gambar 2. 10 Prinsip momentum pada saluran terbuka
Sumber: Raju, 1986 : 10

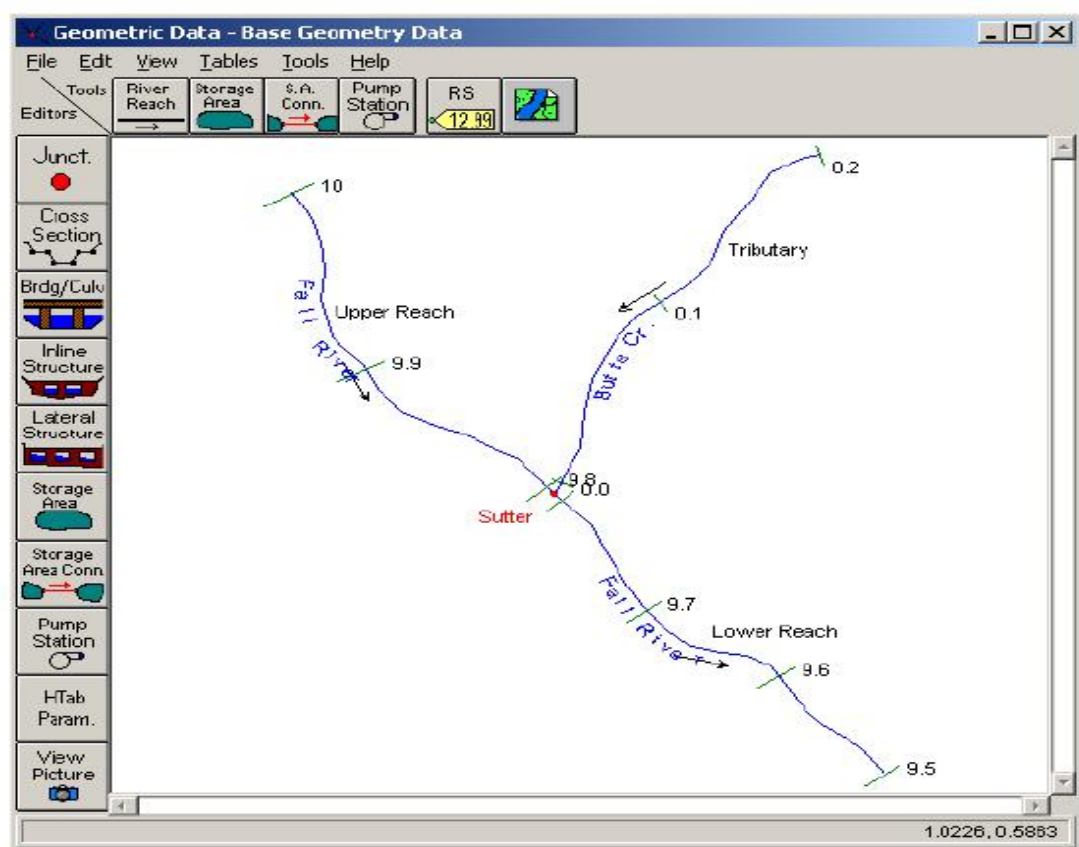
2.4.7. Geometri Data

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

2.4.7.1. Skema Sistem Sungai

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

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



Gambar 2. 11 Data geometri pada HEC-RAS

a. Koefisien Kekasaran Manning

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

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

dengan:

- n_b = nilai dasar untuk saluran lurus, seragam dan alamiah menurut bahan-bahan alamiah yang dikandungnya
- n_1 = nilai untuk koreksi efek ketidakrataan permukaan
- n_2 = nilai untuk variasi bentuk dan ukuran penampang saluran
- n_3 = nilai untuk hambatan
- n_4 = nilai untuk kondisi tetumbuhan dan aliran
- m = faktor koreksi untuk belokan-belokan saluran

Tabel 2.8. Nilai Koefisien Kekasaran Manning

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

Sumber: Chow, 1997 : 98

b. Jarak jangkauan

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

c. Koefisien Kontraksi dan Ekspansi

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

Tabel 2.9. Koefisien Kontraksi dan Ekspansi untuk aliran Subkritis

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

2.4.7.2. Data Aliran Tetap (*Steady Flow*)

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

a. Kondisi Batas (*Boundary Condition*)

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

1. Elevasi muka air yang diketahui

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

2. Kedalaman kritis

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

3. Kedalaman normal

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

4. Rating kurva

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

b. Informasi Debit Puncak

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

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

2. 5 Sistem Pengendalian Banjir

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.

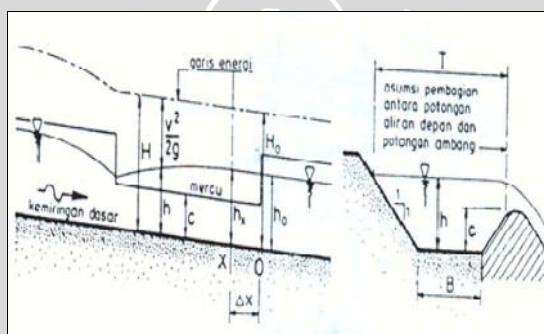
2.5.1 Dimensi Pelimpah Samping (Side weir)

Pelimpah Samping (Side Weir)

Bendung samping ialah suatu cara yang umum digunakan dalam penuangan kelebihan debit dari suatu sistem aliran dan dalam skala yang lebih luas lagi untuk pengelak hujan deras. Umumnya dalam teknik irigasi, bendung samping dengan puncak lebar digunakan sebagai bangunan sadap utama dari saluran sekunder dan pembuang (Raju, 1986).

Dengan menggunakan rumus De Marchi lebar pelimpah dapat dihitung dengan langkah-langkah seperti berikut:

- Pada bagian hilir pelimpah kedalaman aliran h_0 dan Q_0 sama dengan kedalaman dan debit pada bagian hulu pelimpah. Dengan $H_0 = h_0 + v_0^2/2g$ tinggi energi di ujung pelimpah dapat dihitung.



Gambar 2. 12 Sketsa definisi untuk pelimpah samping

Sumber: Anonim (1986:116)

- Pada jarak Δx di ujung hulu dan hilir pelimpah tinggi energi adalah tetap (H_0) karena tinggi energi adalah konstan.

$$\begin{aligned} H_x &= h_x + v_x^2 / 2g \\ &= h_x + Q_x^2 / 2g A_x^2 \end{aligned}$$

Dengan Q_x adalah debit Q_0 pada potongan hilir ditambah debit q_x , yang mengalir pada potongan pelimpah dengan panjang Δx .

$$q_x = m \Delta x \sqrt{2g} - \frac{(h_0 - c) + (h_x - c)^{3/2}}{2}$$

dimisalkan $h_0 = h_x$, sehingga

$$q_x = m \Delta x \sqrt{2g} (h_0 - c)^{3/2} \text{ dan}$$

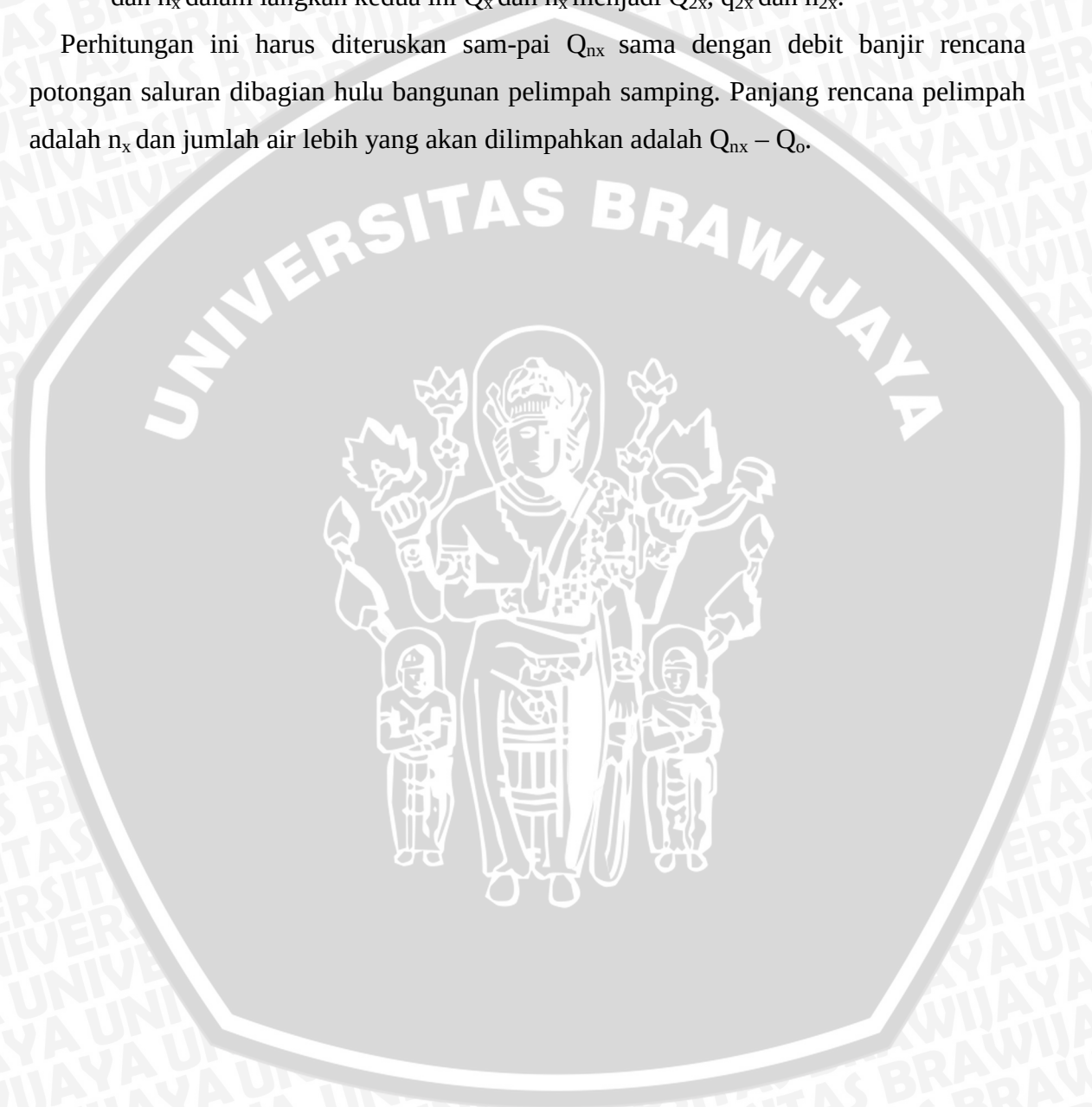
$$Q_x = Q_0 + q$$

dengan Q_x ini kedalaman h_x dapat dihitung dari

$$h_x = H_x - Q_x^2 / 2g A$$

- Setelah h_x dan Q_x ditentukan, kedalaman air h_{2x} dan debit Q_{2x} akan dihitung untuk suatu potongan pada jarak 2_x di depan ujung pelimpah dengan cara yang sama seperti yang dijelaskan pada no (2). Q_0 dan h_0 harus digantikan dengan Q_x dan h_x dalam langkah kedua ini Q_x dan h_x menjadi Q_{2x} , q_{2x} dan h_{2x} .

Perhitungan ini harus diteruskan sam-pai Q_{nx} sama dengan debit banjir rencana potongan saluran dibagian hulu bangunan pelimpah samping. Panjang rencana pelimpah adalah n_x dan jumlah air lebih yang akan dilimpahkan adalah $Q_{nx} - Q_0$.



BAB III METODOLOGI

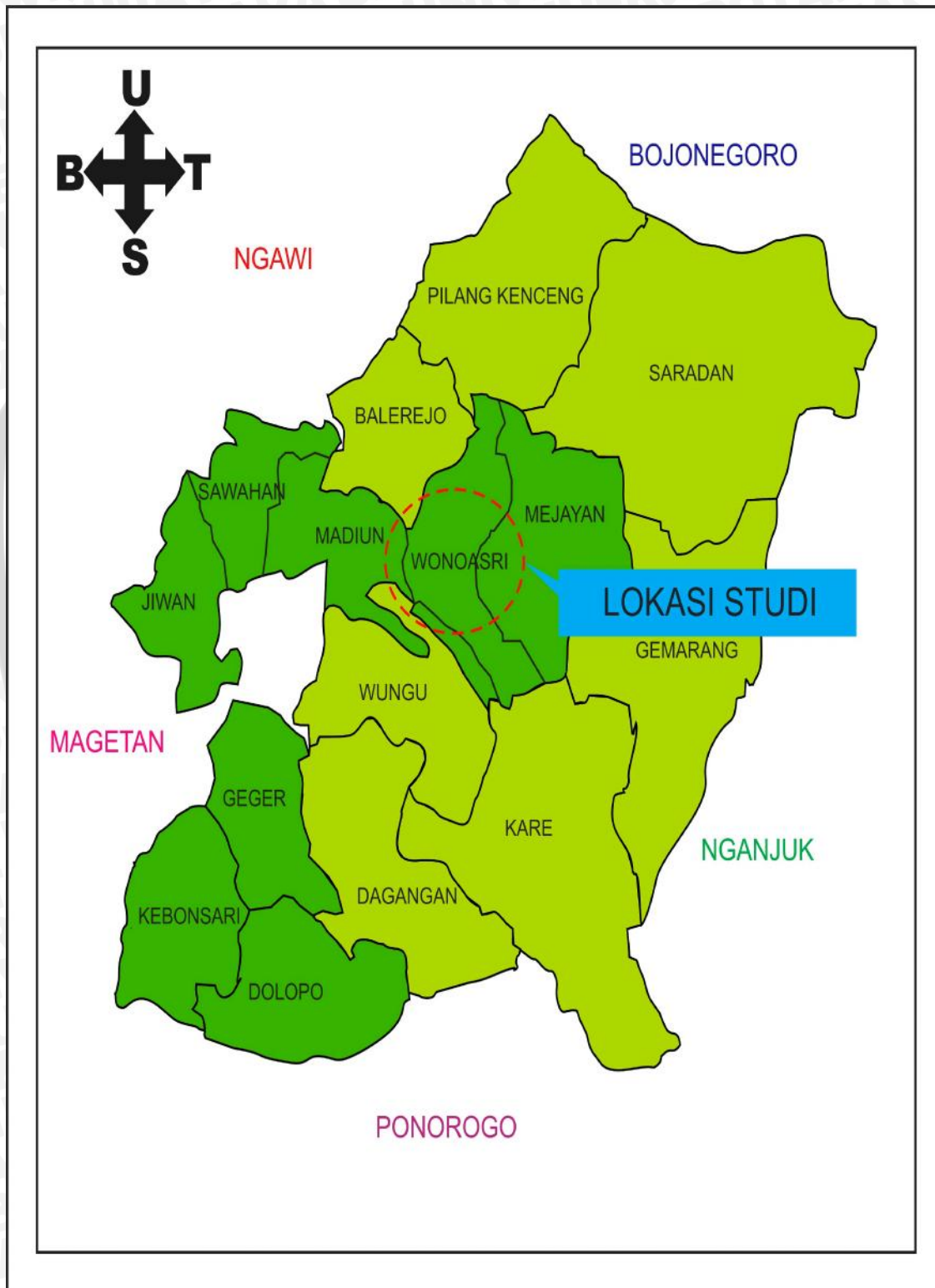
3.1 Kondisi Daerah Studi

Kabupaten Madiun merupakan salah satu kabupaten yang berada di wilayah Propinsi Jawa Timur, secara geografis Kabupaten Madiun terletak pada 111°29'45'' - 111°33'30'' Bujur Timur dan 7°35'45'' - 7°40' Lintang Selatan. Kabupaten Madiun memiliki lembah Sungai Madiun yaitu sekitar 30 km di sebelah selatan pertemuan antara Sungai Madiun dengan Sungai Bengawan Solo dengan beberapa sungai-sungai kecil yang kesemuanya bermuara di Sungai Madiun dan berada pada ketinggian rata-rata 65 m diatas permukaan laut. Perbedaan ketinggian antara bagian wilayah yang satu dengan wilayah yang lainnya sangat kecil dengan kemiringan rata-rata 0-2% atau dapat dikatakan relatif datar. Oleh karenanya, kondisi seperti itu merupakan potensi besar untuk pengembangan fisik wilayah Kabupaten Madiun.

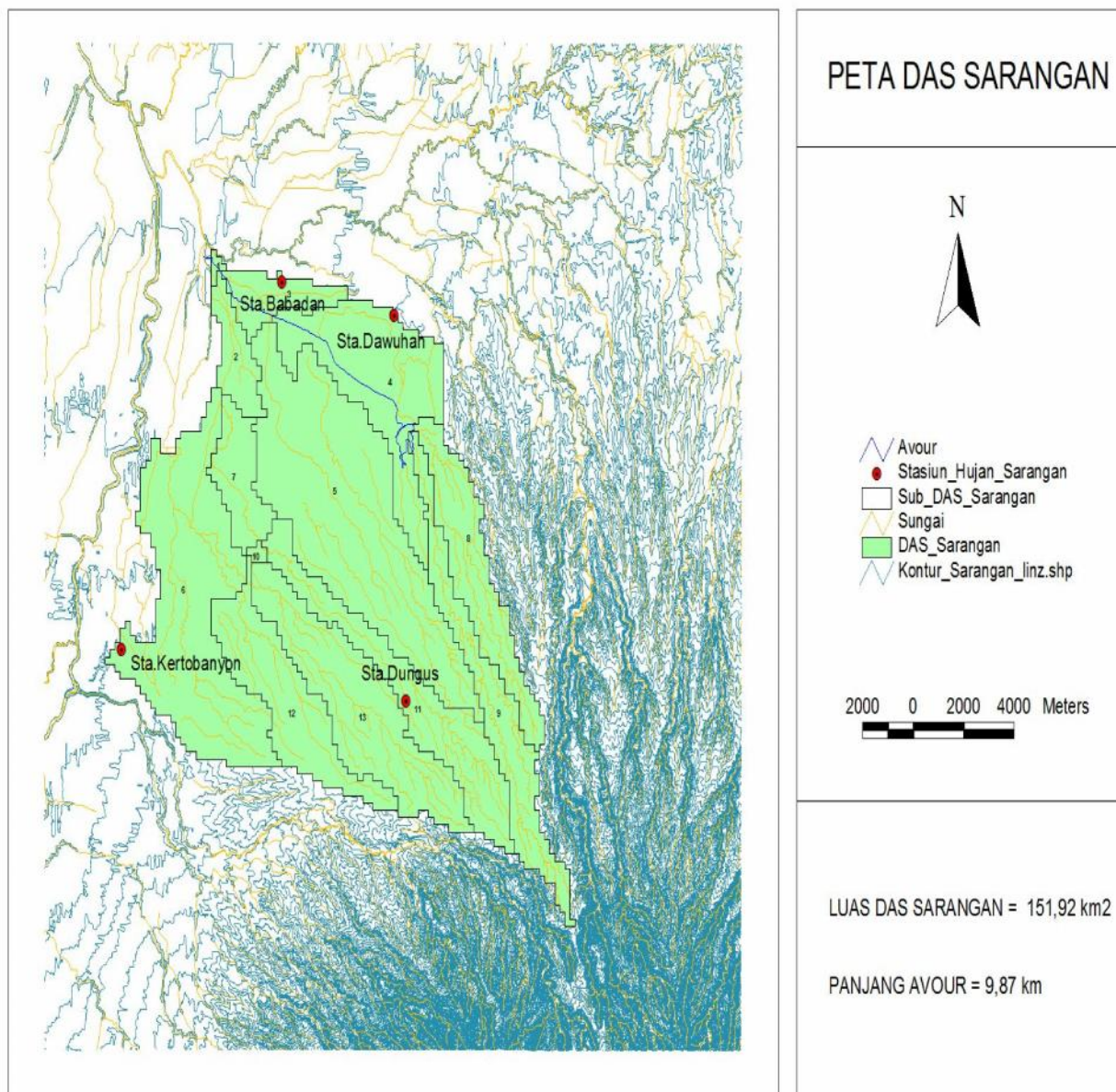
3.2 Letak Administratif

Kabupaten Madiun adalah daerah dataran dengan luas wilayah seluas 1010,86 km² dengan batas-batas wilayah sebagai berikut:

Sebelah Utara	: Kabupaten Bojonegoro,
Sebelah Timur	: Kabupaten Nganjuk,
Sebelah Selatan	: Kabupaten Ponorogo,
Sebelah Barat	: Kabupaten Magetan dan Kabupaten Ngawi.



Gambar 3. 1 Peta Adminsitratif Kabupaten Madiun



Gambar 3. 2 Peta DAS Sarangan



Gambar 3. 3 Kondisi Intake Di Waduk Dawuhan



Gambar 3. 4 Kondisi Avour Sarangan Sehari Setelah Banjir Pada Bulan Desember

2007



Gambar 3. 5 Kondisi Hilir Avour Sarangan

3.3 Data Pendukung Kajian

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

1. Peta Daerah Aliran Avour Sarangan,
Peta Daerah Avour Sarangan dan peta lokasi pengukuran yang digunakan dalam kajian ini diperoleh proyek pengukuran Avour Sarangan,
2. Data Curah Hujan,
Data curah hujan yang digunakan adalah data curah hujan mulai tahun 2003-2012. Stasiun hujan yang digunakan dalam kajian ini adalah 4 stasiun hujan,
3. Data Pengukuran Penampang Avour.
Data penampang memanjang dan melintang Avour Sarangan.

3.4 Konsep Perencanaan *Floodway*

Floodway atau saluran banjir merupakan saluran buatan yang berfungsi untuk menyalurkan air banjir untuk kemudian dialirkan ke daerah yang menjadi tampungan banjir atau daerah buangan. Pada studi ini *floodway* direncanakan pada daerah hilir yaitu patok 7 Avour Sarangan yang mengalir ke Kali Piring dan kemudian debit banjir yang mengalir pada *floodway* tersebut dibuang di Kanal Madiun yang menjadi muara

Kali Piring. Di mana fungsi *floodway* tersebut hanya berlaku ketika musim hujan (banjir) tanpa merubah fungsi utama Avour Sarangan sebagai saluran pembuang utama dari Waduk Dawuhan.

Dalam studi ini perencanaan *floodway* pada Avour Sarangan digunakan kala ulang banjir Q_{25} . Dasar pemilihan kala ulang tersebut yaitu:

Tabel 3. 1 Kriteria Penetapan Kala Ulang Banjir Rancangan

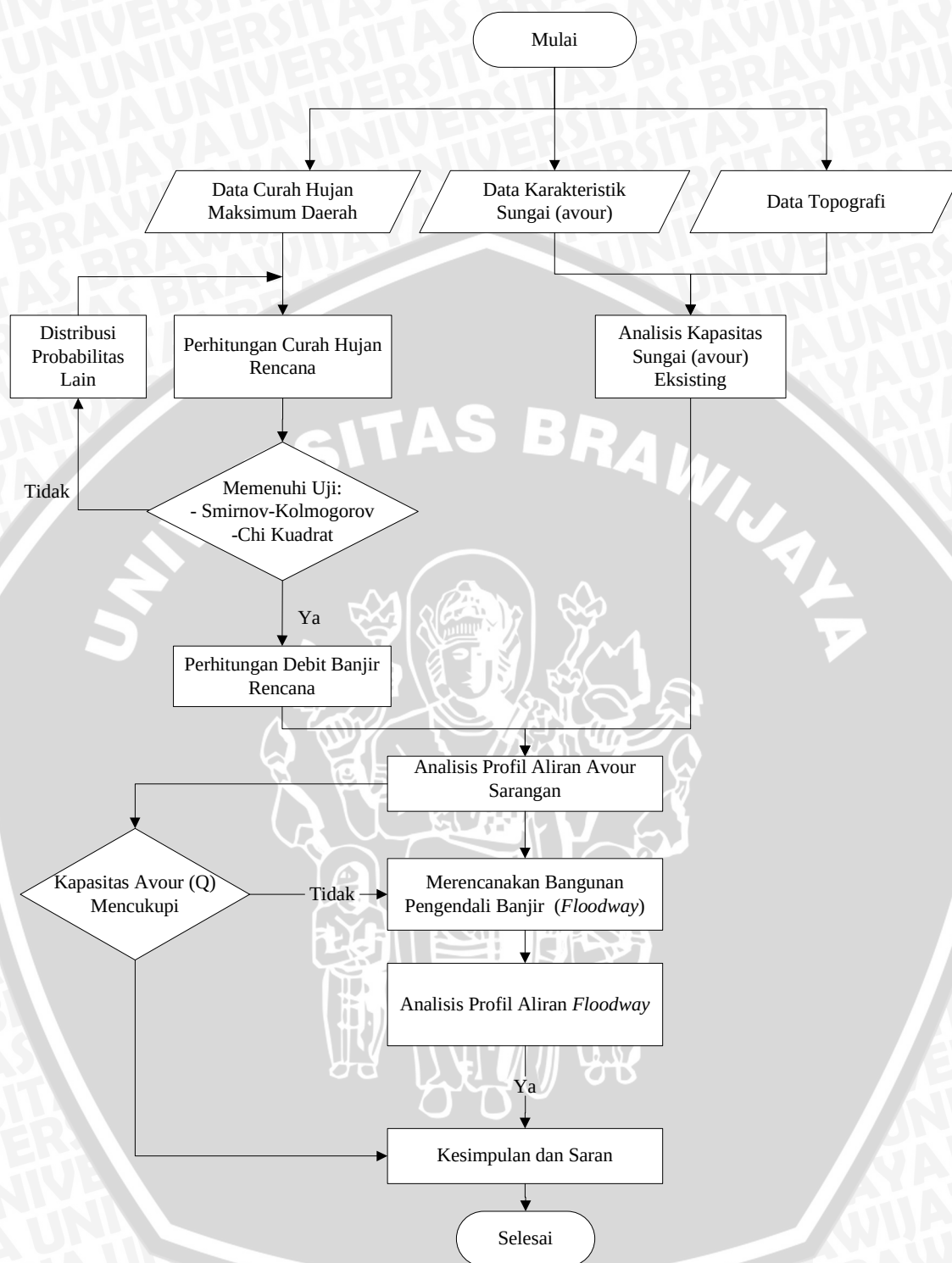
No.	Jenis Bangunan Air	Kala Ulang Banjir T (tahun)
1	Bendungan urugan tanah / batu (<i>earth/rockfill dam</i>)	1000
2	Bendungan beton / batu kali (<i>concrete dam / masonry</i>)	500 - 1000
3	Bendung (<i>weir</i>)	50 - 100
4	Saluran pengelak banjir (<i>flood diversion canal</i>)	20 - 50
5	Tanggul sungai	10 - 20
6	Drainasi saluran di sawah / permukiman	5 - 10

Sumber: Loebis, (1984:196)

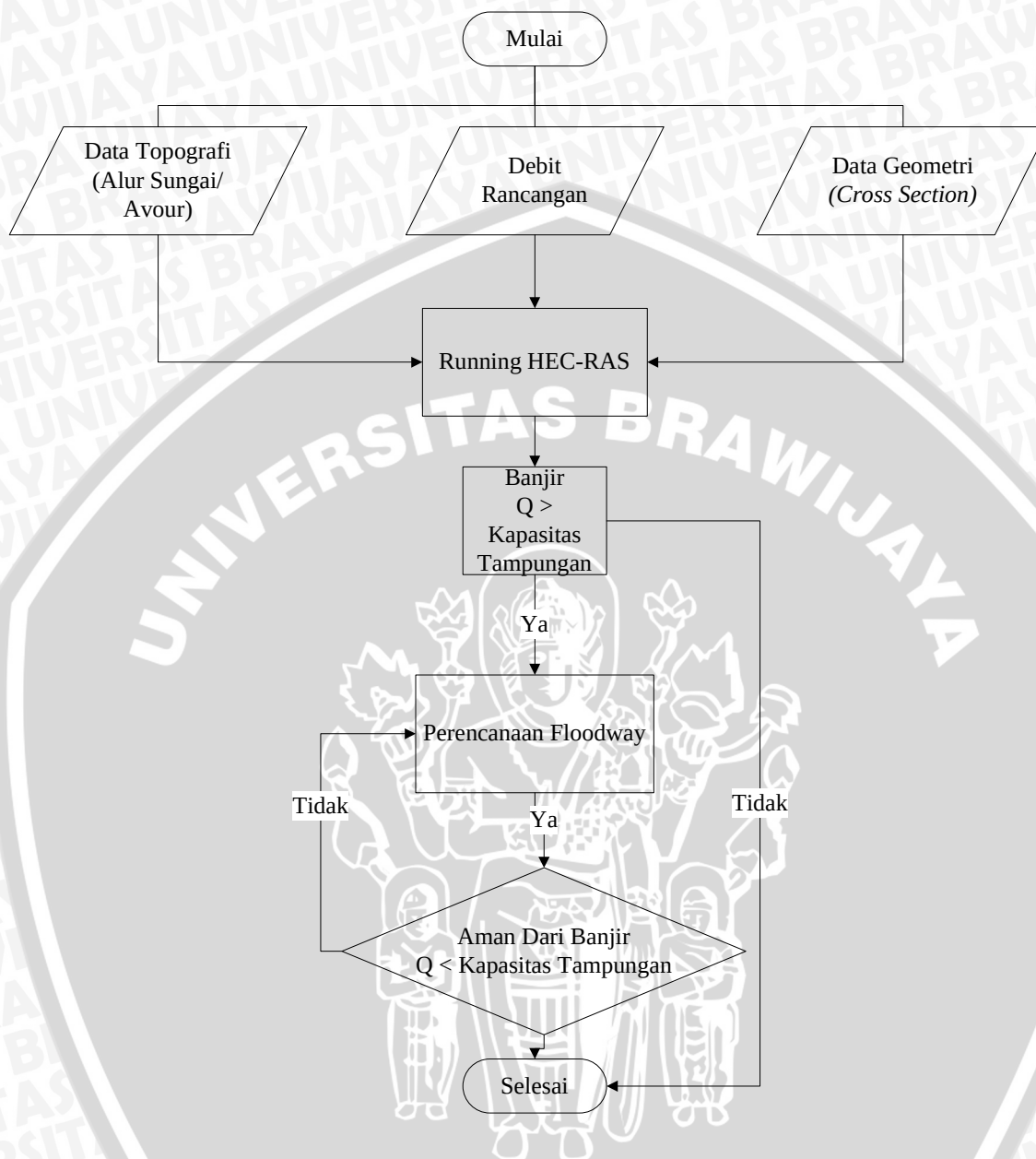
3.5 Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi

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

1. Perhitungan curah hujan rerata daerah maksimum dengan metode Polygon Thiessen,
2. Menghitung curah hujan rancangan menggunakan distribusi Log Pearson Type III,
3. Untuk mengetahui kebenaran hipotesa distribusi frekuensi yang digunakan maka dilakukan uji kesesuaian distribusi frekuensi dengan metode *Chi-Square* dan *Smirnov-Kolmogorov*,
4. Menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu,
5. Menganalisa profil aliran avour dengan bantuan program HEC-RAS versi 4.1.0. Dari program ini dapat diketahui kapasitas tampungan avour serta titik-titik kritis dimana terjadi luapan sehingga mengakibatkan banjir,
6. Merencanakan bangunan pengendali banjir berupa *Floodway* di muka daerah yang terjadi banjir di hilir Avour Sarangan,
7. Menganalisa profil aliran avour dengan bantuan program HEC-RAS versi 4.1.0 setelah direncanakan pembangunan *Floodway*.



Gambar 3. 6 Diagram Alir Pengerjaan Skripsi



Gambar 3. 7 Diagram Alir Analisa Dengan software HEC-RAS 4.1.0

BAB IV PERHITUNGAN DAN ANALISIS DATA

4.1 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi dalam studi ini dilakukan untuk mendapatkan debit banjir rancangan yang terjadi di Avour Sarangan. Hasil perhitungan debit banjir rancangan tersebut nantinya akan digunakan sebagai input data perhitungan profil aliran dalam program HEC-RAS dengan kala ulang 1,01, 2, 5, 10, 20, 25, 50 dan 100 tahun. Sedangkan data debit banjir rancangan yang digunakan sebagai dasar perencanaan adalah Q_{25} . Untuk mendukung perhitungan debit banjir rancangan tersebut, maka dilakukan analisis curah hujan terlebih dahulu.

4.1.1 Data Hujan

Data curah hujan yang digunakan untuk keperluan analisis hidrologi diperoleh dari stasiun yang terdekat dengan lokasi pekerjaan. Stasiun pencatat hujan yang mewakili masing-masing DAS (Daerah Aliran Sungai) akan dipilih dan digunakan dalam analisis selanjutnya. Pada studi ini digunakan data curah hujan harian selama 10 tahun dari 4 stasiun hujan di DAS Avour Sarangan yaitu:

- a. Stasiun Kertobanyon,
- b. Stasiun Dawuhan,
- c. Stasiun Babadan,
- d. Stasiun Dungus.

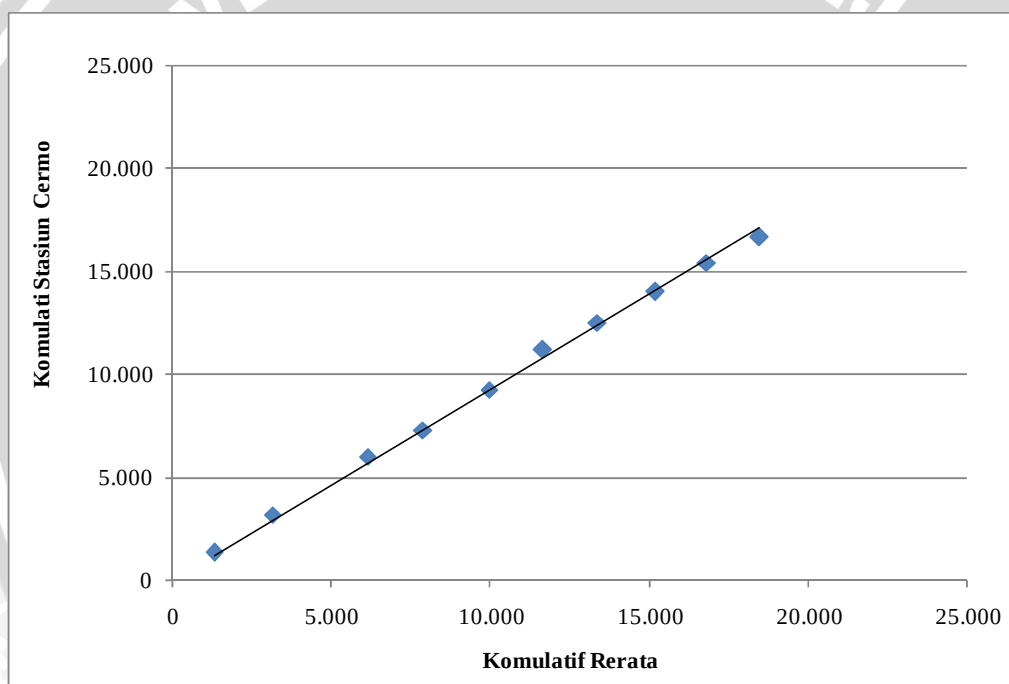
Data yang digunakan mulai dari tahun 2003 hingga tahun 2012. Untuk melakukan analisis curah hujan rata-rata daerah nantinya menggunakan metode Poligon Thiessen, sehingga selain diperlukan data hujan tahunan perlu adanya peta yang menunjukkan lokasi-lokasi dari stasiun hujan tersebut.

4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan

Sebelum dilakukan analisis, data curah hujan terlebih dahulu dilakukan uji konsistensi untuk mengetahui apakah data tersebut homogen atau tidak. Metode yang digunakan adalah dengan Kurva Massa Ganda. Dengan menggunakan Persamaan (2-3) hingga (2-5) maka didapatkan hasil uji konsistensi seperti pada tabel-tabel berikut:

Tabel 4. 1 Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Kertobanyon

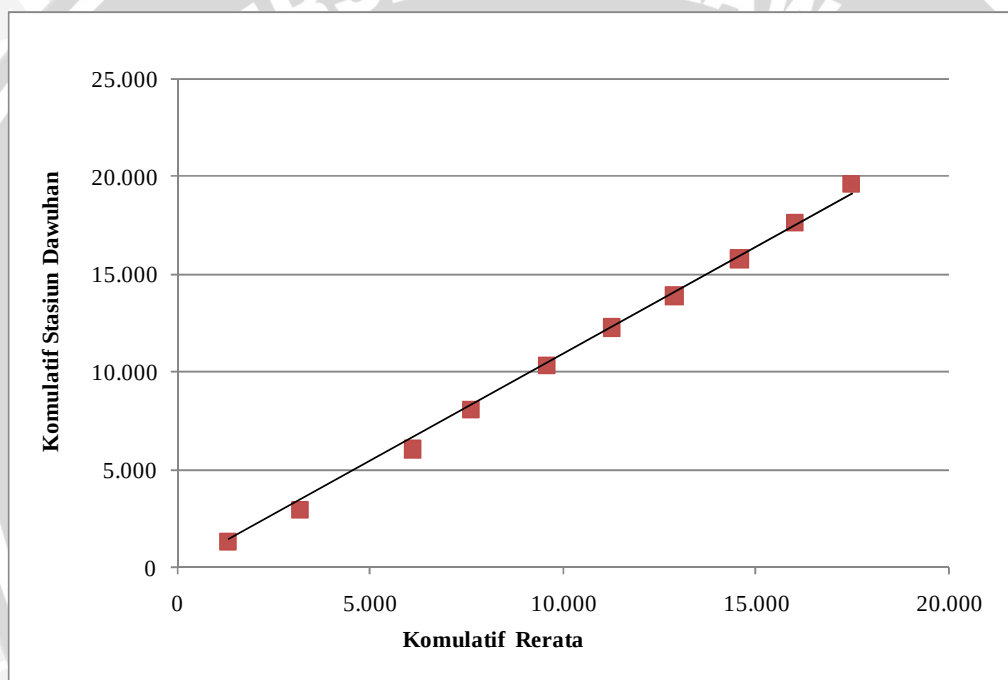
Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Kumulatif Rerata (C,D,E)	Kumulatif B
	Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus			
A	B	C	D	E	F	G	H
2012	1.352	1.381	1.317	1.264	1.321	1.321	1.352
2011	1.838	1.630	1.732	2.030	1.797	3.118	3.190
2010	2.818	3.074	3.080	2.896	3.017	6.135	6.008
2009	1.300	2.012	1.724	1.448	1.728	7.863	7.308
2008	1.972	2.248	1.927	2.048	2.074	9.937	9.280
2007	1.897	1.956	1.588	1.579	1.708	11.645	11.177
2006	1.314	1.634	1.537	1.974	1.715	13.360	12.491
2005	1.519	1.886	1.608	1.976	1.823	15.183	14.010
2004	1.374	1.858	1.352	1.590	1.600	16.783	15.384
2003	1.262	1.947	1.464	1.629	1.680	18.463	16.646



Gambar 4. 1 Grafik Uji Konsistensi Stasiun Hujan Kertobanyon

Tabel 4. 2UjiKonsistensi Data StasiunHujanDawuhan

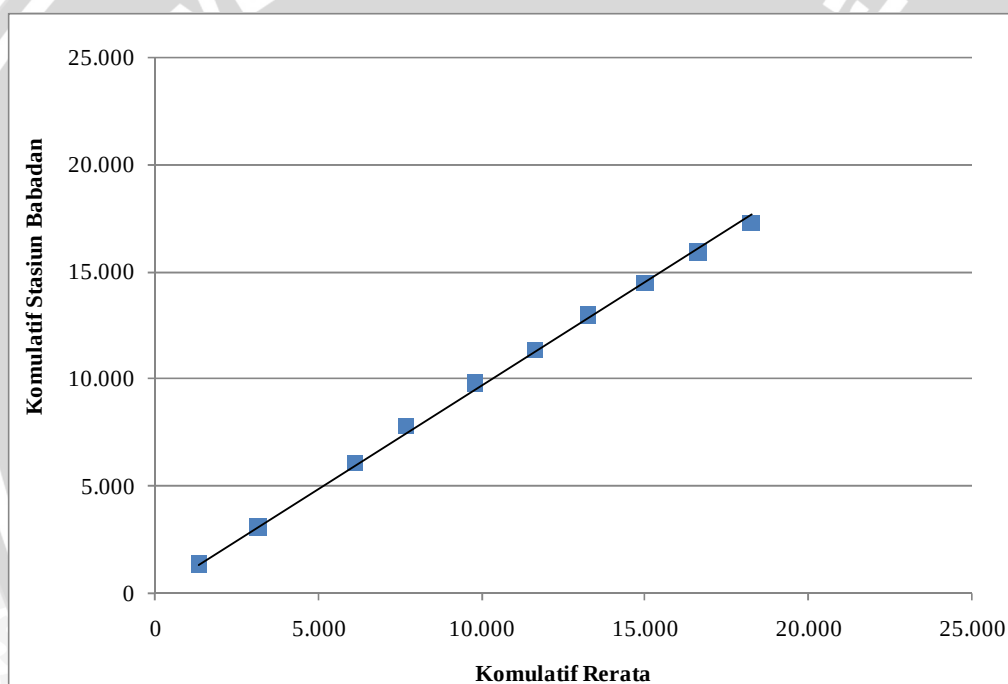
Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Komulatif Rerata (C,D,E)	Komulatif C
	Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus			
A	B	C	D	E	F	G	H
2012	1.352	1.381	1.317	1.264	1.311	1.311	1.381
2011	1.838	1.630	1.732	2.030	1.867	3.178	3.011
2010	2.818	3.074	3.080	2.896	2.931	6.109	6.085
2009	1.300	2.012	1.724	1.448	1.491	7.600	8.097
2008	1.972	2.248	1.927	2.048	1.982	9.582	10.345
2007	1.897	1.956	1.588	1.579	1.688	11.270	12.301
2006	1.314	1.634	1.537	1.974	1.608	12.878	13.935
2005	1.519	1.886	1.608	1.976	1.701	14.579	15.821
2004	1.374	1.858	1.352	1.590	1.439	16.018	17.679
2003	1.262	1.947	1.464	1.629	1.452	17.470	19.626



Gambar 4. 2GrafikUjiKonsistensiStasiunHujanDawuhan

Tabel 4. 3Uji Konsistensi Data StasiunHujanBabadan

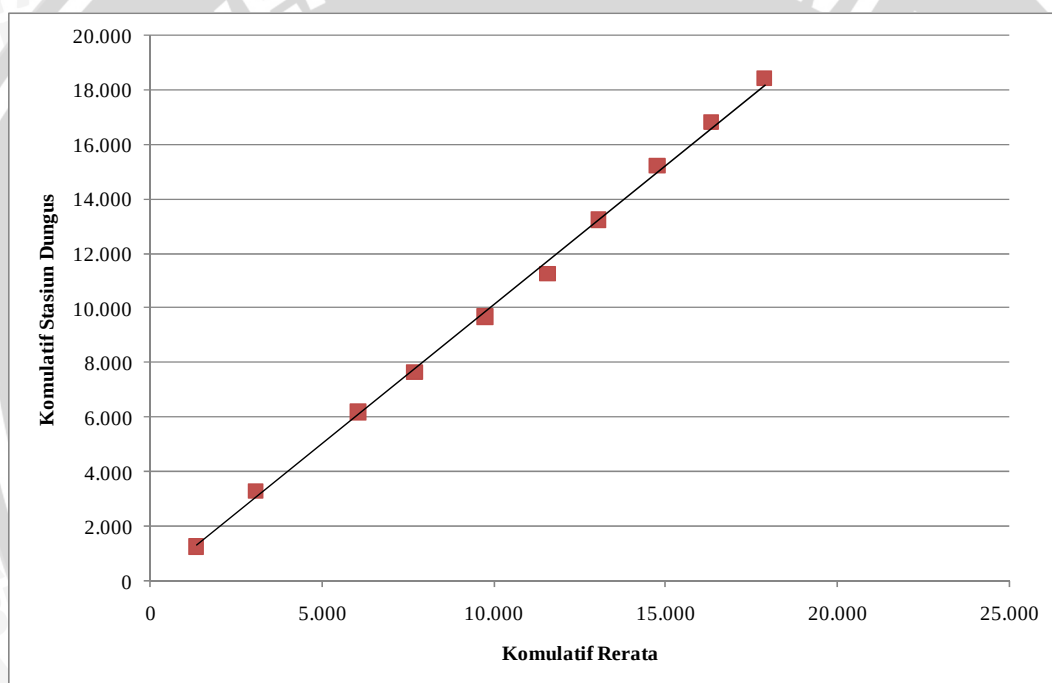
Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Kumulatif Rerata (C,D,E)	Kumulatif D
	Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus			
A	B	C	D	E	F	G	H
2012	1.352	1.381	1.317	1.264	1.332	1.332	1.317
2011	1.838	1.630	1.732	2.030	1.833	3.165	3.049
2010	2.818	3.074	3.080	2.896	2.929	6.094	6.129
2009	1.300	2.012	1.724	1.448	1.587	7.681	7.853
2008	1.972	2.248	1.927	2.048	2.089	9.770	9.780
2007	1.897	1.956	1.588	1.579	1.811	11.581	11.368
2006	1.314	1.634	1.537	1.974	1.641	13.222	12.905
2005	1.519	1.886	1.608	1.976	1.794	15.015	14.513
2004	1.374	1.858	1.352	1.590	1.607	16.623	15.865
2003	1.262	1.947	1.464	1.629	1.613	18.235	17.329



Gambar 4. 3GrafikUjiKonsistensiStasiunHujanBabadan

Tabel 4. 4UjiKonsistensi Data StasiunHujanDungus

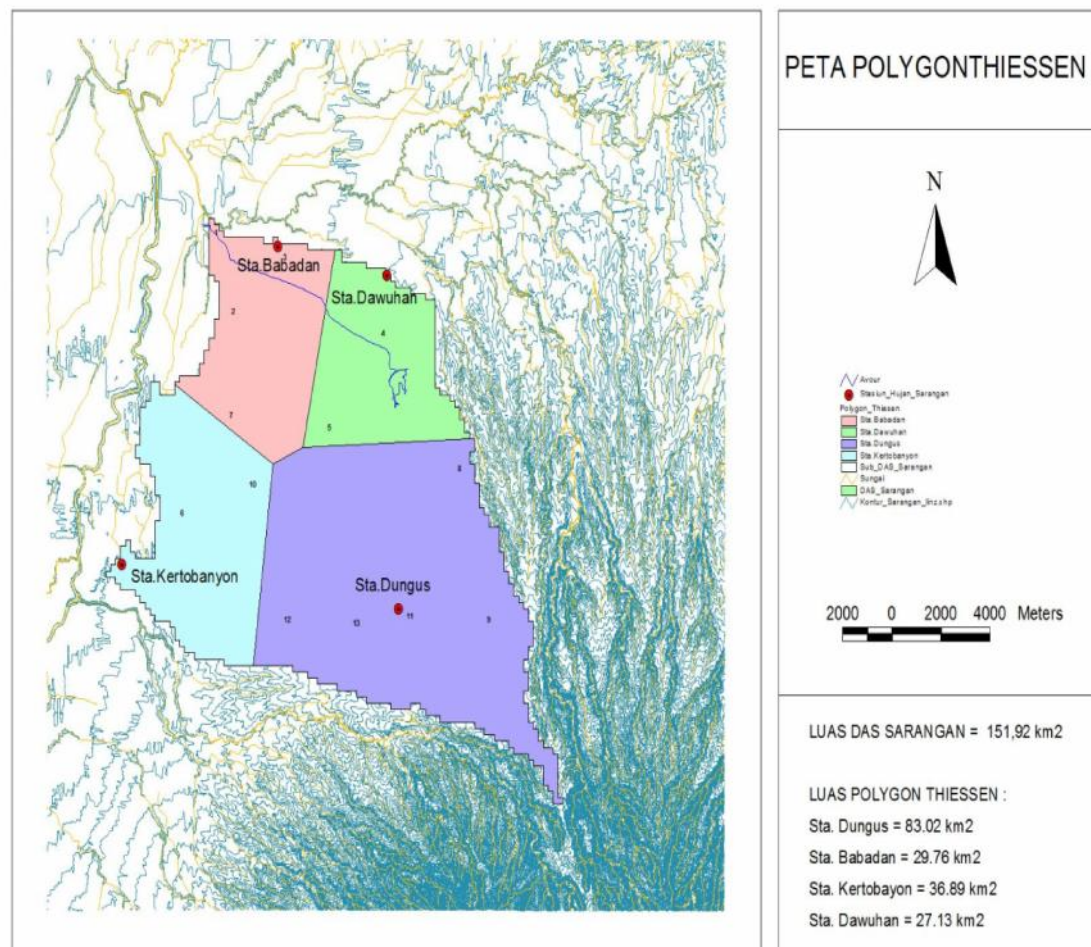
Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Kumulatif Rerata (C,D,E)	Kumulatif E
	Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus			
A	B	C	D	E	F	G	H
2012	1.352	1.381	1.317	1.264	1.350	1.350	1.264
2011	1.838	1.630	1.732	2.030	1.733	3.083	3.294
2010	2.818	3.074	3.080	2.896	2.991	6.074	6.190
2009	1.300	2.012	1.603	1.448	1.638	7.712	7.638
2008	1.972	2.248	1.927	2.048	2.049	9.761	9.686
2007	1.897	1.956	1.588	1.579	1.814	11.575	11.265
2006	1.314	1.634	1.537	1.974	1.495	13.070	13.239
2005	1.519	1.886	1.705	1.976	1.703	14.773	15.215
2004	1.374	1.858	1.434	1.590	1.555	16.329	16.805
2003	1.262	1.947	1.464	1.629	1.558	17.886	18.434



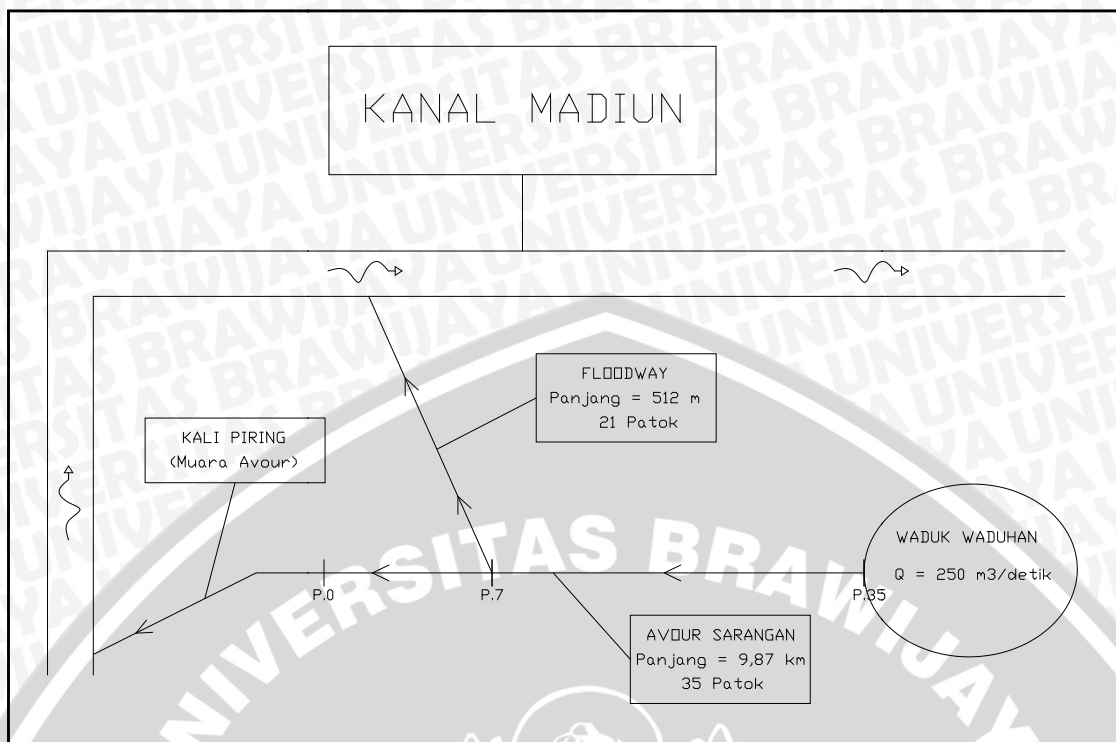
Gambar 4. 4GrafikUjiKonsistensiStasiunHujanDungus

4.1.3 Analisis Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

Untuk mendapatkan curah hujan rerata daerah maksimum perlu dilakukan analisis data curah hujan. Pada studi ini menggunakan metode Poligon Thiessen, dengan menggunakan Persamaan (2-6).
Dengandarsapembagianluaspengaruhdaerahhujanpadatiapstasiunhujan yang ditinjau, yang disajikan pada Gambar 4.5.



Gambar 4. 5 Poligon Thiessen Pada Avour Sarangan



Gambar 4. 6 Skema Sistem Avour Sarangan

Tabel 4. 5 Perhitungan Koefisien Thiessen Avour Sarangan

No.	Stasiun	Luas Daerah Pengaruh	Koef. Thiessen	Persentase Pengaruh
		(Km ²)		(%)
1	Kertobanyon	36.89	0.24	24.28
2	Dawuhan	20.13	0.13	13.25
3	Babadan	29.76	0.20	19.59
4	Dungus	65.14	0.43	42.88
Luas Total		151.92	1.00	100.00

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4. 6Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

No	Tahun		Curah Hujan Maksimum				Area				Total	CH Max Rerata
			Kertobanyon	Dawuhan	Babadan	Dungus	Area-1 (Kertobanyon)	Area-2 (Dawuhan)	Area-3 (Babadan)	Area-4 (Dungus)		
							24.28%	17.86%	19.59%	54.65%		
1	2003	23-Jan	72	37	4	18	17.48	6.61	0.78	9.84	34.71	68.33
		1-Jan	21	121	-	18	5.10	21.61	0.00	9.84	36.54	
		1-Feb	8	65	76	73	1.94	11.61	14.89	39.89	68.33	
		16-Mar	70	-	-	79	17.00	0.00	0.00	43.17	60.17	
2	2004	9-Apr	84	120	11	68	20.40	21.43	2.15	37.16	81.14	81.14
		21-Feb	31	120	11	86	7.53	21.43	2.15	47.00	78.11	
		4-May	44	21	58	11	10.68	3.75	11.36	6.01	31.81	
		21-Feb	31	120	11	86	7.53	21.43	2.15	47.00	78.11	
3	2005	13-Mar	99	87	81	101	24.04	15.54	15.87	55.19	110.64	110.64
		22-Dec	63	105	-	67	15.30	18.75	0.00	36.61	70.66	
		27-Mar	16	4	85	-	3.89	0.71	16.65	0.00	21.25	
		13-Mar	99	87	81	101	24.04	15.54	15.87	55.19	110.64	
4	2006	3-Jan	83	-	41	48	20.15	0.00	8.03	26.23	54.42	56.09
		4-May	-	78	60	15	0.00	13.93	11.75	8.20	33.88	
		20-Feb	3	61	121	38	0.73	10.89	23.70	20.77	56.09	
		9-Jan	4	-	5	89	0.97	0.00	0.98	48.64	50.59	

5	2007	26-Dec	196	106	39	147	47.59	18.93	7.64	80.33	154.49	168.40
		26-Dec	196	106	30	147	47.59	18.93	5.88	80.33	152.73	
		21-Mar	125	106	116	47	30.35	18.93	22.72	25.68	97.69	
		26-Dec	196	106	110	147	47.59	18.93	21.55	80.33	168.40	
6	2008	3-Mar	50	15	54	26	12.14	2.68	10.58	14.21	39.61	118.30
		5-Feb	50	88	67	-	12.14	15.72	13.12	0.00	40.98	
		30-Mar	50	54	84	20	12.14	9.64	16.45	10.93	49.17	
		20-Mar	50	76	57	149	12.14	13.57	11.17	81.42	118.30	
7	2009	30-Jan	68	6	27	65	16.51	1.07	5.29	35.52	58.39	94.68
		31-Jan	-	111	92	104	0.00	19.82	18.02	56.83	94.68	
		28-Dec	5	108	184	47	1.21	19.29	36.04	25.68	82.23	
		31-Jan	-	111	92	104	0.00	19.82	18.02	56.83	94.68	
8	2010	17-Mar	90	-	-	18	21.85	0.00	0.00	9.84	31.69	62.75
		22-Apr	33	115	77	-	8.01	20.54	15.08	0.00	43.63	
		7-Dec	-	56	100	5	0.00	10.00	19.59	2.73	32.32	
		31-Jan	10	2	16	104	2.43	0.36	3.13	56.83	62.75	
9	2011	11-May	99	26	25	-	24.04	4.64	4.90	0.00	33.58	75.63
		17-Nov	10	89	12	9	2.43	15.89	2.35	4.92	25.59	
		24-Apr	20	59	80	-	4.86	10.54	15.67	0.00	31.06	
		5-Nov	31	65	15	98	7.53	11.61	2.94	53.55	75.63	
10	2012	1-Jan	96	17	40	3	23.31	3.04	7.84	1.64	35.82	56.81
		28-Dec	12	105	-	-	2.91	18.75	0.00	0.00	21.66	
		4-Apr	81	52	70	-	19.67	9.29	13.71	0.00	42.67	
		5-Apr	39	57	-	68	9.47	10.18	0.00	37.16	56.81	

Sumber: Hasil Perhitungan

Sehingga hasil rekapitulasi data curah hujan rerata daerah maksimum tahunan pada Avour Sarangan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Tinggi Curah Hujan (mm/hari)
1	2003	68.33
2	2004	81.14
3	2005	110.64
4	2006	56.09
5	2007	168.40
6	2008	118.30
7	2009	94.68
8	2010	62.75
9	2011	75.63
10	2012	56.81

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.4 Analisis Curah Hujan Rancangan

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

$$\begin{aligned}
 \text{Data} &= 56,09 \\
 \text{Koef. Skewness (Cs)} &= 0,728 \\
 \text{Log } X &= \text{Log } X_{rt} + k \cdot S \\
 \text{Log } X_{rt} &= 1,924 \\
 \text{Sd} &= 0,155
 \end{aligned}$$

Sehingga hujan rancangan untuk kala ulang 1,01 tahun didapatkan:

$$\begin{aligned}
 Tr &= 1,01 \\
 Pr &= (100/Tr) = 99,01 \\
 k &= -1,785 \text{ (dari interpolasi nilai Pr dan Cs dan dari tabel Log Person Type III diperoleh nilai k)} \\
 \text{Log } X &= \text{Log } X_{rt} + k \cdot S \\
 &= 1,924 + (-1,785 + 0,155) = 1,582 \\
 X_{1,01} &= 44,409 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Curah hujan rancangan dengan kala ulang 1.01 tahun adalah antilog dari Log x, sehingga didapatkan nilai sebesar 44,409mm. Perhitungan curah hujan rancangan selengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4. 7 Perhitungan Parameter Log Pearson 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	56.09	1.749	0.03077	-0.00540
2	56.81	1.754	0.02886	-0.00490
3	62.75	1.798	0.01604	-0.00203
4	68.33	1.835	0.00804	-0.00072
5	75.63	1.879	0.00208	-0.00009
6	81.14	1.909	0.00023	0.00000
7	94.68	1.976	0.00270	0.00014
8	110.64	2.044	0.01430	0.00171
9	118.30	2.073	0.02211	0.00329
10	168.40	2.226	0.09123	0.02756
S	=	19.243	0.21637	0.01955
Log X_{rerata}	=	1.924		
Sd	=	0.155		
Cs	=	0.728		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4. 8 Curah Hujan Rancangan Dengan Berbagai Kala Ulang

Tr	P (%)	G	Log X	X _{rencangan} (mm/hari)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1.01	99.01	-1.785	1.647	44.409
2	50	-0.154	1.900	79.514
5	20	0.787	2.046	111.263
10	10	1.334	2.131	135.243
20	5	1.761	2.197	157.515
25	4	1.974	2.230	169.991
50	2	2.420	2.300	199.308
100	1	2.843	2.365	231.793
1000	0.1	4.146	2.567	369.096

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.5 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

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

- Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau diperoleh secara teoritis,
- Kebenaran hipotesa (diterima/ditolak).

4.1.6 Uji Chi Square

Contoh perhitungan uji Chi Square:

Mencari batas kelas:

Jumlah data (n)	=	10
Probabilitas (Pr)	=	$(100/Tr) = (100/4) = 25$
Cs	=	0,728
k	=	-1,785
Sd	=	0,155
Log X	=	$\text{Log } X_{rt} + k \cdot Sd$
Log X	=	$1,924 + (-1,785 \times 0,155)$
Log X	=	2,022
X	=	105,204 mm

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

Nilai batas kelas	=	$0 - 105,204$
Jumlah kelas	=	$1 + 3,322 \text{ Log } n$
	=	$4,222 \approx 4$
Derajat bebas (n)	=	1
Significant (α , %)	=	0,5%

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

Frekuensi yang diharapkan (EF) = (jumlah data / jumlah kelas)
 $= 10 / 4 = 2,5$

Frekuensi yang terjadi (OF) = 1

$$((OF) - (EF))^2 / (EF) = 1,5$$

Akhirnya didapatkan : X^2 Hitung = $\sum (EF - OF)^2 / EF = 0,400$

X^2 hitung > X^2 kritis maka persamaan distribusi dapat diterima. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4. 9Penentuan Batas Kelas Uji Chi Square

NO	Probability (P)	Expected Frequency (Ef)	Observed Frequency (Of)	Ef - Of	(Ef - Of) ² /Ef
1	0-59.075	2.5	2	0.5	0.100
2	59.075-79.514	2.5	3	0.5	0.100
3	79.514-105.204	2.5	2	0.5	0.100
4	>105.204	2.5	3	0.5	0.100
	JUMLAH	10	10	X ² _{hit}	0.400

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.7 Uji SmirnovKolmogorof

Contoh perhitungan uji distribusi frekuensi:

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

$$Pe(x) = \frac{m}{n+1}, \text{ untuk data } X = 56,09 \text{ mm/hari}$$

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

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

$$K = \frac{\log X - \log \bar{X}}{S_d}, \text{ untuk data } X = 56,09 \text{ mm/hari maka,}$$

$$= \frac{\log 56,09 - 2,022}{0,155} = -1,785$$

Cari nilai *probabilitas* P_r untuk nilai $C_s = 0,728$ dan nilai $K = -1,785$ pada tabel nilai K untuk distribusi *Log Pearson III*. Untuk data 1 didapatkan $P_r = 91,972$.

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

$$Pt(x) = 1 - \frac{Pr}{100}, \text{ untuk data } X = 56,09 \text{ mm/hari}$$

$$Pt(x) = 1 - \frac{91,972}{100} = 0,080 = 8,0 \%$$

Hitung besarnya selisih antara peluang empiris dan teoritis (ΔP)

$$\Delta P = |Pe(X) - Pt(X)|, \text{ untuk data } X = 56,09 \text{ mm/hari}$$

$$\Delta P = 9,09 - 8,0 = 1,09\% = 0,0109$$

Cari nilai ΔP yang paling maksimal (ΔP_{max}), dari rangkaian data yang diuji didapatkan nilai $\Delta P_{max} = 0,084 = 8,379 \%$.

Tabel 4. 10 Perhitungan Uji Distribusi Smirnov Kolmogorof

No	X (mm/hari)	G	Pr	Pt (X)	Pe (X)	D _{max}	D _{max} (%)
1	56.09	-1.131	91.972	0.080	0.0909	0.0106	1.063
2	56.81	-1.096	90.197	0.098	0.182	0.084	8.379
3	62.75	-0.817	78.301	0.217	0.273	0.056	5.574
4	68.33	-0.578	68.121	0.319	0.364	0.045	4.485
5	75.63	-0.294	55.990	0.440	0.455	0.014	1.445
6	81.14	-0.097	47.577	0.524	0.545	0.021	2.122
7	94.68	0.335	34.414	0.656	0.636	0.019	1.950
8	110.64	0.771	20.289	0.797	0.727	0.070	6.984
9	118.30	0.959	16.856	0.831	0.818	0.013	1.325
10	168.40	1.948	4.246	0.958	0.909	0.048	4.845
				D P _{max}	=	0.084	8.379

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada Tabel 4.11 diperoleh nilai $\Delta P_{\max} = 8,379 \%$. Untuk $\alpha 5 \%$ dan $n = 10$, pada tabel nilai kritis untuk uji Smirnov Kolmogorov diperoleh $\Delta P_{cr} = 0,409 = 41\%$. Karena $\Delta P_{\max} < \Delta P_{cr}$, maka distribusinyaditerima.

4.1.8 Curah Hujan Efektif

Dengan menggunakan Persamaan (2-17) maka contoh perhitungan curah hujan efektif kala ulang 1,01 tahun adalah sebagai berikut:

Hujan Rancangan = 44,41 mm

Koefisien pengaliran = 0,80

Curah hujan netto = $44,41 \times 0,80 = 35,53$ mm

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

Tabel 4. 11 Perhitungan Curah Hujan Efektif

	HUJAN JAM-JAMAN (mm)							
Kala Ulang	1.01	2	5	10	20	25	50	100
Probabilitas Hujan Harian	44.41	79.51	111.26	135.24	157.51	169.99	199.31	231.79
Koefisien Pengaliran	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Hujan Efektif	35.53	63.61	89.01	108.19	126.01	135.99	159.45	185.43

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.9 Distribusi Hujan Jam-jaman

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

$$I_t = \frac{35,53}{24} \left[\frac{24}{(60/60)} \right]^{2/3}$$

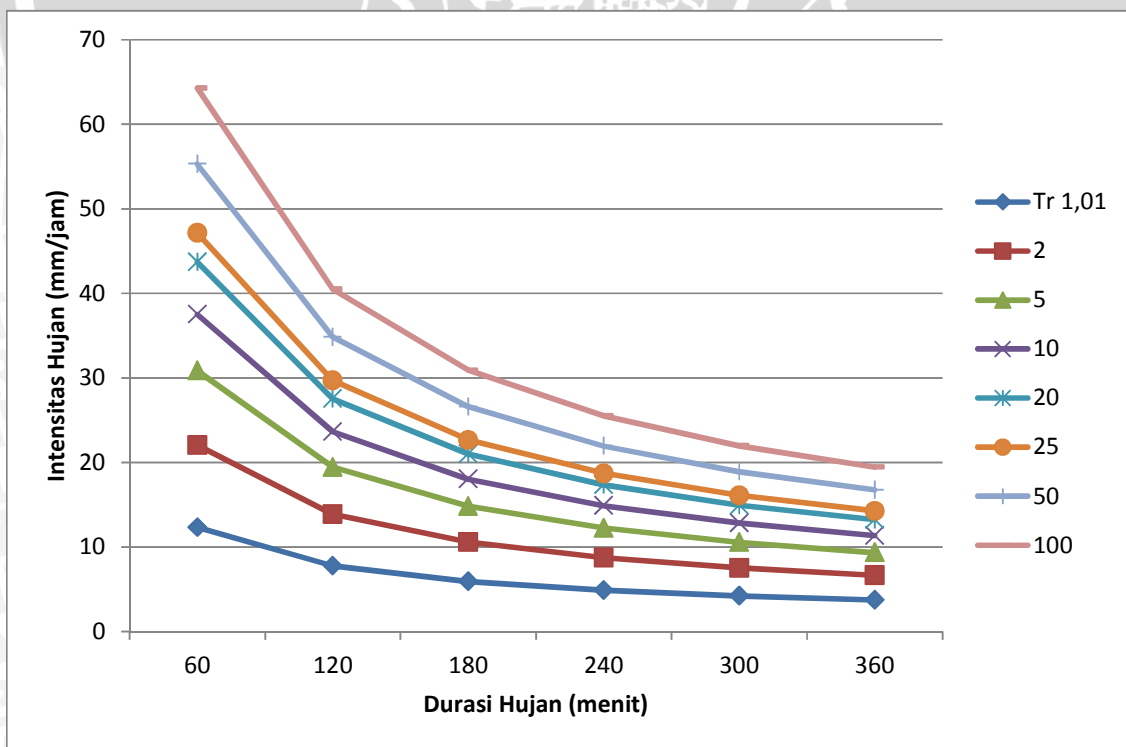
$$I_t = 12,32 \text{ mm/jam}$$

Perhitungan selanjutnya dapat disajikan pada Tabel 4.13

Tabel 4. 12 Hujan Jam-jaman Kurva IDF dengan Metode Mononobe

Durasi (menit)	Periode Kala Ulang (tahun)/(mm)							
	1.01	2	5	10	20	25	50	100
	35.53	63.61	89.01	108.19	126.01	135.99	159.45	185.43
60	12.32	22.05	30.86	37.51	43.69	47.15	55.28	64.29
120	7.76	13.89	19.44	23.63	27.52	29.70	34.82	40.50
180	5.92	10.60	14.84	18.03	21.00	22.67	26.57	30.91
240	4.89	8.75	12.25	14.89	17.34	18.71	21.94	25.51
300	4.21	7.54	10.55	12.83	14.94	16.12	18.90	21.99
360	3.73	6.68	9.35	11.36	13.23	14.28	16.74	19.47

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4. 6 Kurva IDF dengan Metode Mononobe

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.10 Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan yang akan dijadikan masukan pada software HEC-RAS digunakan metode HSS Nakayasu. Berikut ini merupakan tahapan perhitungan hidrograf satuan sintetik metode Nakayasu untuk Avour Sarangan:

$$\text{Luas DAS (A)} = 151,92 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama} = 9,873 \text{ km}$$

$$\text{Hujan netto (efektif), } R_o = 1,0 \text{ mm/jam}$$

$$\text{Parameter hidrograf } (\alpha) = 3$$

Time lag, t_g (Sungai dengan panjang alur $L < 15 \text{ km}$), dari Persamaan (2-26) didapatkan:

$$t_g = 0,21 \times 9,873^{0,7}$$

$$= 1,043 \text{ jam}$$

$$t_r = (0,5-1) t_g, \text{ digunakan } 0,673$$

$$= 0,673 \times 1,043$$

$$= 0,702 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + 0,8 t_r$$

$$= 1,043 + 0,80 \cdot 0,702$$

$$= 1,604 \text{ jam}$$

$$T_{0.3} = \alpha \cdot t_g$$

$$= 3 \cdot 1,043$$

$$= 3,129 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} = 1,604 + 3,129$$

$$= 4,734 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} = 1,604 + 3,129 + 4,694 = 9,428 \text{ jam}$$

Dari persamaan (2-20) didapatkan:

$$Q_p = \frac{A R_o}{3.6 (0.3 T_p + T_{0.3})}$$

$$= \frac{8,92 \times 1}{3.6 (0,3 \cdot 1,604 + 3,129)}$$

$$Q_p = 11,688 \text{ m}^3/\text{detik}$$

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

$$\begin{aligned}
 Q(t) &= Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \\
 &= 11,688 \cdot \left(\frac{1}{1,604} \right)^{2,4} \\
 &= 1,604 \text{ m}^3/\text{detik/mm}
 \end{aligned}$$

Pada waktu kurva turun (*decreasing limb*)

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

$$\begin{aligned}
 Q(t) &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \\
 &= 11,688 \cdot 0,3^{\frac{(3-1,604)}{3,129}} \\
 &= 7,951 \text{ m}^3/\text{detik/mm}
 \end{aligned}$$

- b. Selang nilai $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 6$ jam didapatkan:

$$\begin{aligned}
 Q(t) &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{1,5 T_{0,3}}} \\
 &= 11,688 \cdot 0,3^{\frac{(6-1,604+0,5 \cdot 3,129)}{1,5 \cdot 3,129}} \\
 &= 2,949 \text{ m}^3/\text{detik/mm}
 \end{aligned}$$

- c. Selang nilai $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 12$ jam didapatkan:

$$\begin{aligned}
 Q(t) &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{2,0 T_{0,3}}} \\
 &= 11,688 \cdot 0,3^{\frac{(12-1,604+0,5 \cdot 3,129)}{2,0 \cdot 3,129}} = 0,746 \text{ m}^3/\text{detik/mm}.
 \end{aligned}$$

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

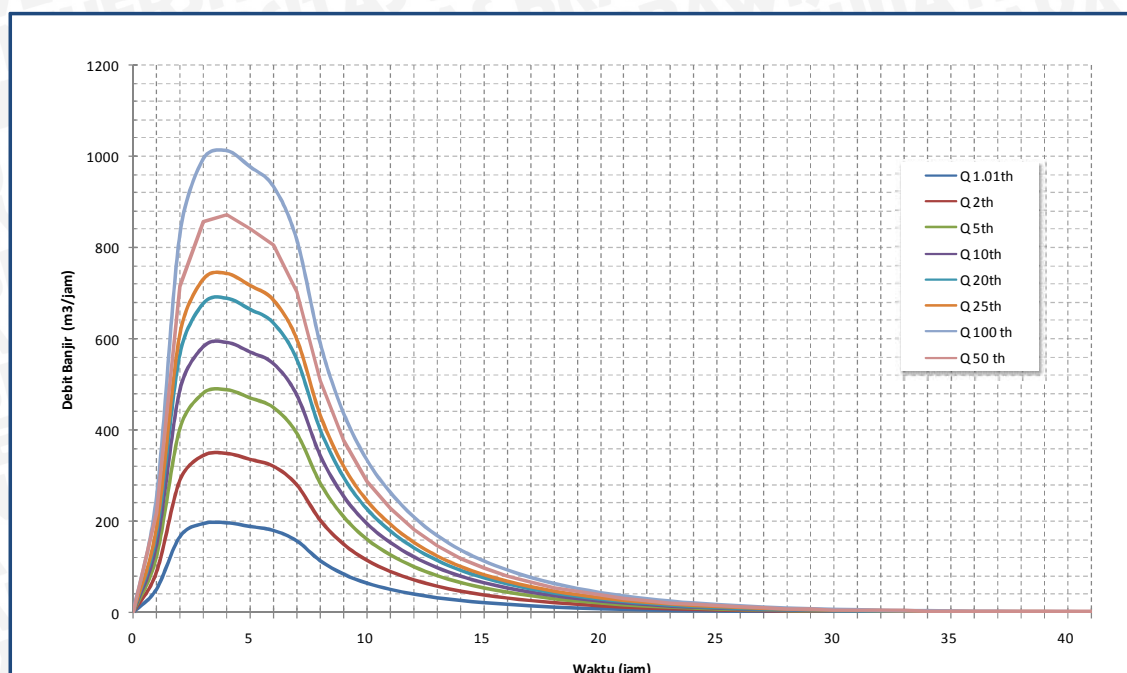
Dimana $147.989,89 \text{ m}^3$ adalah volume hidrograf atau volume limpasan. Maka untuk menghitung kedalaman hujan adalah volume hidrograf atau volume limpasan dibagi dengan luas DAS daerah studi yaitu $151.920.000,00 \text{ m}^2$. Sehingga didapat hasil kedalaman hujan.

$$\text{Kedalaman Hujan} = \frac{147989,89 \text{ m}^3}{151920000,00 \text{ m}^2} = 0,00097 \text{ m} = 1.01 \text{ mm}$$

Tabel 4. 13Debit BanjirRancangan Q₂₅ AvourSarangan

Waktu (jam)	UH (m ³ /dt/mm)	Akibat Hujan (mm/jam)						Base flow (m3/dt)	Debit banjir (m ³ /dt)
		47.15	29.70	22.67	18.71	16.12	14.28		
0	0.000	0.000						-	0.000
1	3.858	181.879	0.000					0.87	186.607
2	10.304	485.797	114.577	0.000				0.87	611.548
3	7.013	330.648	306.033	87.438	0.000			0.87	732.003
4	4.773	225.049	208.295	233.547	72.179	0.000		0.87	744.714
5	3.362	158.496	141.772	158.959	192.789	62.202	0.000	0.87	718.449
6	2.601	122.638	99.846	108.192	131.218	166.140	55.083	0.87	686.588
7	2.013	94.893	77.257	76.197	89.311	113.080	147.125	0.87	600.745
8	1.557	73.424	59.779	58.958	62.899	76.966	100.138	0.87	434.591
9	1.205	56.813	46.254	45.620	48.669	54.205	68.157	0.87	321.793
10	0.967	45.603	35.790	35.299	37.658	41.942	48.001	0.87	246.129
11	0.798	37.622	28.728	27.313	29.138	32.453	37.141	0.87	194.064
12	0.658	31.039	23.701	21.923	22.546	25.111	28.739	0.87	154.587
13	0.543	25.607	19.553	18.087	18.097	19.430	22.237	0.87	124.424
14	0.448	21.126	16.131	14.922	14.930	15.596	17.206	0.87	101.229
15	0.370	17.429	13.308	12.311	12.318	12.867	13.811	0.87	83.283
16	0.305	14.379	10.980	10.156	10.162	10.615	11.394	0.87	68.861
17	0.252	11.863	9.058	8.379	8.384	8.757	9.400	0.87	56.963
18	0.208	9.787	7.473	6.913	6.917	7.225	7.755	0.87	47.147
19	0.171	8.074	6.165	5.703	5.706	5.961	6.398	0.87	39.048
20	0.141	6.661	5.086	4.705	4.708	4.918	5.278	0.87	32.367
21	0.117	5.495	4.196	3.882	3.884	4.057	4.355	0.87	26.855
22	0.096	4.534	3.462	3.202	3.204	3.347	3.593	0.87	22.308
23	0.079	3.740	2.856	2.642	2.643	2.761	2.964	0.87	18.556
24	0.065	3.086	2.356	2.180	2.181	2.278	2.445	0.87	15.461
25	0.054	2.546	1.944	1.798	1.799	1.879	2.017	0.87	12.908
26	0.045	2.100	1.604	1.484	1.484	1.551	1.664	0.87	10.801
27	0.037	1.733	1.323	1.224	1.225	1.279	1.373	0.87	9.063
28	0.030	1.430	1.092	1.010	1.010	1.055	1.133	0.87	7.630
29	0.025	1.179	0.901	0.833	0.834	0.871	0.935	0.87	6.447
30	0.021	0.973	0.743	0.687	0.688	0.718	0.771	0.87	5.471
31	0.017	0.803	0.613	0.567	0.567	0.593	0.636	0.87	4.666
32	0.014	0.662	0.506	0.468	0.468	0.489	0.525	0.87	4.001
33	0.012	0.546	0.417	0.386	0.386	0.403	0.433	0.87	3.453
34	0.010	0.451	0.344	0.318	0.319	0.333	0.357	0.87	3.001
35	0.008	0.372	0.284	0.263	0.263	0.275	0.295	0.87	2.628
36	0.007	0.307	0.234	0.217	0.217	0.226	0.243	0.87	2.321
37	0.005	0.253	0.193	0.179	0.179	0.187	0.201	0.87	2.067
38	0.004	0.209	0.159	0.147	0.148	0.154	0.165	0.87	1.857
39	0.004	0.172	0.132	0.122	0.122	0.127	0.137	0.87	1.685
40	0.003	0.142	0.109	0.100	0.100	0.105	0.113	0.87	1.542
41	0.002	0.117	0.090	0.083	0.083	0.087	0.093	0.87	1.424
Q 25th =									744.714

Sumber: HasilPerhitungan



Gambar 4. 7Kurva HSS Nakayasu
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4. 14 Rekap Perhitungan Debit BanjirRancanganAvourSarangan

Tr	Q (m ³ /detik)
1.01	197.851
2	350.477
5	488.514
10	592.771
20	689.603
25	744.714
50	872.176
100	1013.413

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2 Analisis Hidrolika

Analisis mengenai hidrolika digunakan untuk mengetahui profil aliran sungai dan merencanakan dimensi saluran banjir. Pada studi ini analisis profil aliran sungai menggunakan *software* HEC-RAS 4.1.

4.2.1 Data Masukan Program HEC-RAS

Analisis profil aliran sepanjang 9,87 km mulai patok 35 (hulu sungai) sampai dengan patok 1 (hilir). Rangkaian kegiatan yang harus dilakukan pada program ini adalah sebagai berikut:

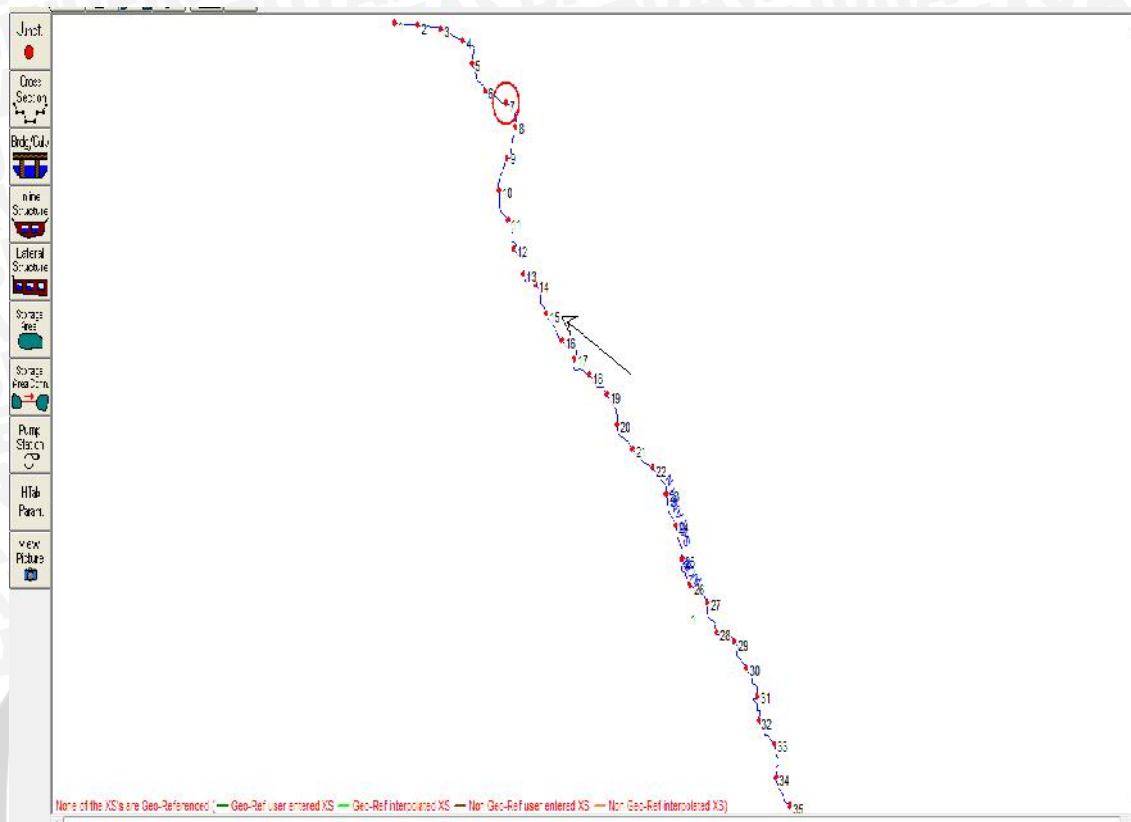
1. Membuat *new project*,
2. Skematisasi sistem sungai,
3. Penyiapan data masukan,
4. Memasukkan data *geometric*,
5. Memasukkan data *flow* dan *boundary conditions* (dimana didalamnya terdapat data kondisi-kondisi batas hidrolika yang melingkupi suatu sistem sungai),
6. Menjalankan *running* terhadap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

4.4.1.1 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.

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 analisis adalah patok 35 sedangkan titik hilir adalah patok 1 (muara aliran saluran). Skema sistem sungai dapat dilihat pada gambar.



Gambar 4. 8 Data Geometri Avoir Sarangan
Sumber: Analisis HEC-RAS

b. Geometri potongan melintang

Data penampang melintang digambarkan berupa titik-titik koordinat yang merupakan stasiun dan elevasi dari kiri ke kanan secara berurutan dan sistematis dari daerah hulu menuju hilir. Sebagai data masukan pada program HEC-RAS, maka penyiapan data fisik sungai harus diperhatikan secara teliti karena akan mempengaruhi hasil keluaran perhitungan.

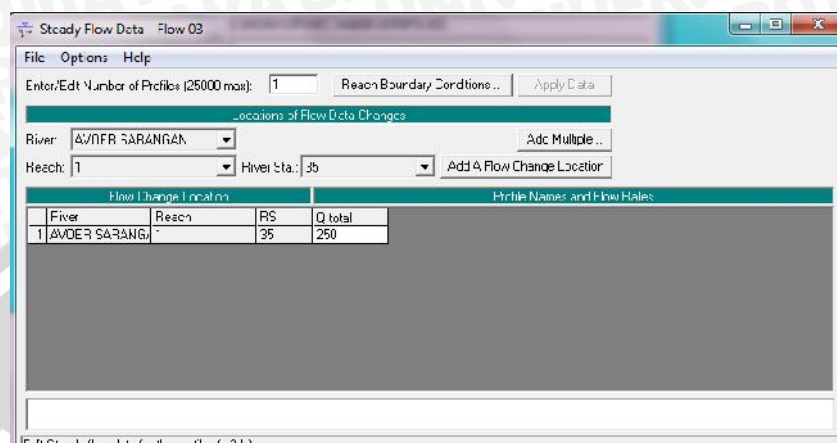
c. Tinjauan Koefisien Kekasaran Manning

Koefisien Manning yang dipakai dalam studi ini di ambil berdasarkan kondisi ruas sungai yang ditinjau. Untuk ruas sungai utama berdasarkan kondisi sungai yang bersih, tidak ada batuan, penuh dengan air, tidak ada celah dan air dalam tidak beriak (tenang) diambil angka koefisien Manning sebesar 0,030.

Sedangkan untuk sungai yang sudah dilakukan normalisasi dan tanggul diambil angka koefisien manning's sebesar 0,025.

4.4.1.2 Data Aliran Tunak (Steadyflow data)

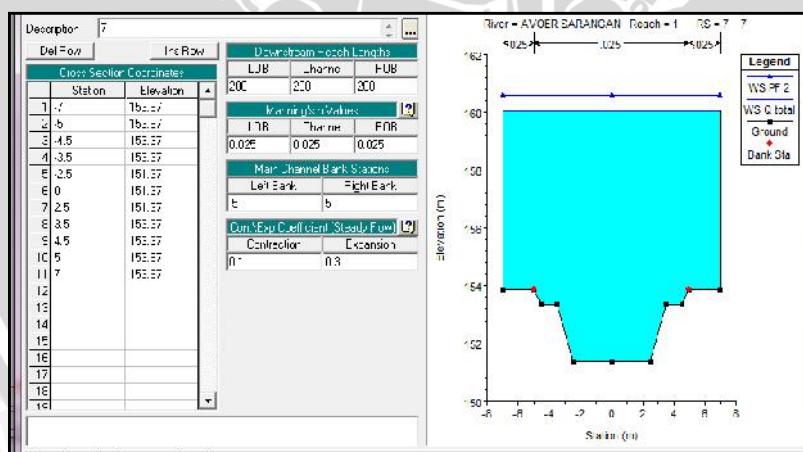
Data yang dimasukkan dalam program HEC-RAS 4.1.0 yaitu data banjir rancangan yang telah didapat dari perhitungan sebelumnya menggunakan metode HSS Nakayasu. Data yang dimasukkan untuk analisis adalah Q_{release} dari waduk Dawuhan.



Gambar 4. 9 Input data Steady Flow pada HEC-RAS
Sumber: Analisis HEC-RAS

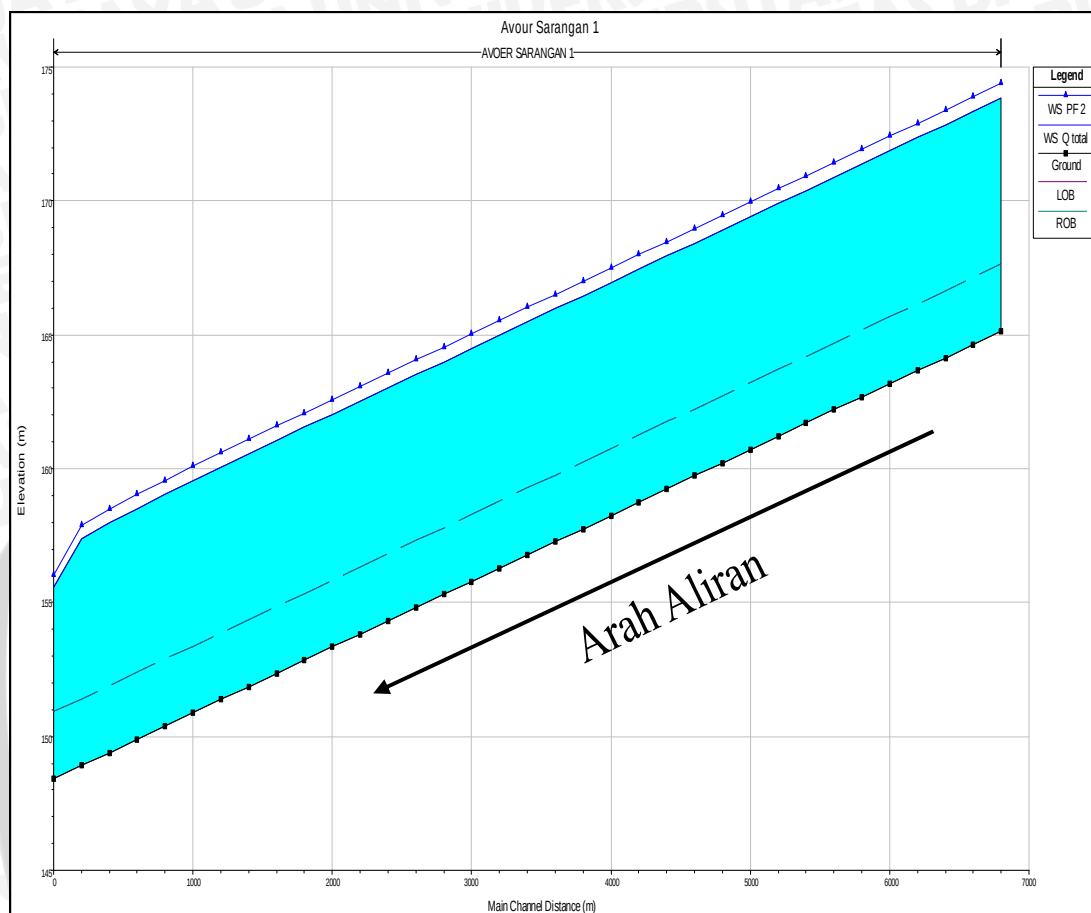
4.4.1.3 Hasil Running HEC-RAS

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



Gambar 4. 10 Profil Aliran pada Cross 7 (Hilir)
Sumber: Analisis HEC-RAS

Dari hasil running HEC-RAS dapat diketahui terjadi limpasan pada bagian hilir Avour Sarangan yaitu mulai dari patok 35 hingga ke muara Avour Sarangan (patok 1).



Gambar 4. 11 Kondisi Eksisting Avour Sarangan Patok 35-1 dengan Q_{release}
Sumber: Analisa HEC-RAS

4.3 Perencanaan Bangunan Pelimpah Samping(Sideweir)

Dengan debit banjir rancangan maksimum(Q_{25}) sebesar $744,714 \text{ m}^3/\text{dt}$ mengakibatkan banjir di sepanjang Avour Sarangan terutama di bagian hilir. Debit $372,36 \text{ m}^3/\text{dt}$ harus dibuang dan dialirkan ke saluran banjir baru (*floodway*).

Maka:

Hulu Avour Sarangan: $Q = 744,714 \text{ m}^3/\text{dt}$

$B = 8 \text{ meter}$

$V = 6,7 \text{ m/dt}$

$N = 1:1$

$k = 50$

$n = 0,007$

$$A=Q/V= 111,15 \text{ m}^2$$

$$A=(b+n.h)h=(8+h)h= 111,15 \text{ m}^2$$

$$h^2+8h-111,15=0$$

$$h = (-b \pm \sqrt{(b^2-4ac)}) / 2a$$

$$h = (-8 \pm (64-444,6)) / 2 = 7,28 \text{ m}$$

$$V=KxR^{0.667}xS^{0.5}$$

$$6,7=50x(1,1135)^{0.667}xS^{0.5}$$

$$S^{0.5}= 0,036$$

$$S= 0,0013$$

$$A=(8+0,051)x 7,28= 58,58 \text{ m}^2$$

$$P= (8+2\sqrt{2} x 0,051)= 8,14 \text{ m}$$

$$R=A/P=7,193 \text{ m}$$

$$R^{0.667} = 3,73 \text{ m}$$

Jadi data sungai A:Q = 372,36 m³/dt; B = 8m; V = 6,7 m³/dt n = 1:1 dan K = 50.

Perhitungan dengan excel menunjukkan tinggi kritis (h_c) = 5 m, jenis aliran sub kritis.

Perhitungan dimulai dari sisi hilir Avour Sarangan.

Hilir Avour Sarangan:

$$Q = 372,36 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B= 8 \text{ m}$$

$$V= 6,7 \text{ m}/\text{dt}$$

$$N= 1:1$$

$$k= 50$$

$$n = 0,007$$

$$A=Q/V= 55,58 \text{ m}^2$$

$$A=(b+n.h)h=(8+h)h= 55,58 \text{ m}^2$$

$$h^2+8h - 55,58=0$$

$$h = \{-b \pm \sqrt{(b^2-4ac)}\} / 2a$$

$$h = \{-8 \pm (64 - 111,2)\} / 2 = 4,46 \text{ m}$$

$$V = KxR^{0.667}xS^{0.5}$$

$$6,7 = 50x(1,1135)^{0.667}xS^{0.5}$$

$$S^{0.5} = 0,0497$$

$$S = 0,0025$$

$$A = (8 + 0,03)x 4,46 = 35,83 \text{ m}^2$$

$$P = (8 + 2\sqrt{2} x 0,03) = 8,09 \text{ m}$$

$$R = A/P = 4,43 \text{ m}$$

$$R^{0.667} = 2,67 \text{ m}$$

Jadi data sungai B: Q = 372,36 m³/dt; B = 8 m; V = 6,7 m³/dt; ho = 4,46 m; n = 1:1;

K = 50, S = 0,007

Perhitungan dengan excel menunjukkan tinggi kritis (hc) = 3,155 m (tidak diperlukan untuk nilai c = hc).

Untuk Avour Sarangan

$$Q = 744,714 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 8 \text{ m}$$

$$V = 6,7 \text{ m}/\text{dt}$$

$$h = 7,28 \text{ m}$$

$$n = 1$$

$$k = 50$$

$$S = 0,007$$

$$hc = 3,155 \text{ m}$$

Maka mencari hc Avour Sarangan (Q hilir) = 372,36 m³/dt

$$\text{Persamaan} = (512hc^3 + 192hc^5 + 24hc^5 + hc^6) / (8 + 2hc) = 8260,93$$

Tabel 4.15 Perhitungan tinggi *Side weir*

Hc	512Hc ³	192Hc ⁴	24Hc ⁵	Hc ⁶	8+2Hc	Persamaan
4.00	13824.0	27648.0	18432.0	4096.0	17.3	3696.9
4.05	14348.9	29056.5	19613.2	4413.0	17.5	3863.5
4.10	14886.9	30518.2	20854.1	4750.1	17.6	4035.8
4.15	15438.2	32034.4	22157.1	5108.4	17.7	4213.9
4.20	16003.0	33606.3	23524.4	5489.0	17.9	4397.8
4.25	16581.4	35235.4	24958.4	5893.0	18.0	4587.8
4.30	17173.5	36923.1	26461.5	6321.4	18.2	4784.0
4.35	17779.6	38670.6	28036.2	6775.4	18.3	4986.5
4.40	18399.7	40479.4	29684.9	7256.3	18.4	5195.4
4.45	19034.2	42351.0	31410.3	7765.3	18.6	5411.0
4.50	19683.0	44286.8	33215.1	8303.8	18.7	5633.3
4.55	20346.4	46288.1	35101.8	8873.0	18.9	5862.5
4.60	21024.6	48356.5	37073.3	9474.3	19.0	6098.7
4.65	21717.6	50493.5	39132.5	10109.2	19.2	6342.1
4.70	22425.8	52700.6	41282.1	10779.2	19.3	6592.9
4.75	23149.1	54979.2	43525.2	11485.8	19.4	6851.2
4.80	23887.9	57330.9	45864.7	12230.6	19.6	7117.2
4.85	24642.2	59757.3	48303.8	13015.2	19.7	7390.9
4.90	25412.2	62259.9	50845.5	13841.3	19.9	7672.7
4.95	26198.1	64840.2	53493.2	14710.6	20.0	7962.7
5.00	27000.0	67500.0	56250.0	15625.0	20.1	8260.9
5.05	27818.1	70240.8	59119.3	16586.3	20.3	8567.7
5.10	28652.6	73064.2	62104.5	17596.3	20.4	8883.1
5.15	29503.6	75971.8	65209.2	18657.1	20.6	9207.3

Sumber: Perhitungan, 2014

Tinggi *Side weir* = 5 m

Tinggi cress *Side weir* : c = 3,155 m

Tinggi air pada hulu : h = 7,28 m

Tinggi air pada hilir : h = 4,46 m

Maka disebut aliran kritis.

4.3.1 Perencanaan Lebar Pelimpah Samping (*Sideweir*)

Untuk dapat menghitung lebar pelimpah samping (*Side weir*) digunakan rumus

$$L = 1,16. B. V. H_1^{0,13} [(1/h_2^{0,5} - 1/h_1^{0,5})] (N.B Weber, 1978: 225)$$

Maka:

$$L = 1,16. 8. 6,7. 7,28^{0,13} [(1/4,46^{0,5} - 1/7,28^{0,5})]$$

$$= 7,7925 \sim 7,8 \text{ meter.}$$

Maka, lebar pelimpah samping (*Side weir*) yang direncanakan sebesar 7,8 m.

Perhitungan lebar *Sideweir* ditinjau dari potongan $\Delta x_1 = 1\text{ m}$ dari ujung hilir:

$$\begin{aligned} Q_0 &= 372,36 \text{ m}^3/\text{dt} \\ B &= 8 \text{ m} \\ V &= 6,7 \text{ m/dt} \\ H_0 &= 4,46 \text{ m} \\ n &= 1 \\ k &= 50 \\ S &= 0,007 \end{aligned}$$

Dari data yang telah diketahui dapat dihitung lebar *Side weir* potongan $\Delta x_1 = 1 \text{ m}$ dari ujung hilir:

$$Q_{x_1} = \mu \Delta x \sqrt{(2g)\{(H_0 - c)\}^{3/2}}$$

$$H_0 = 4,46 + (372,36^2)/(2g \cdot 4,46^2) = 359$$

$$\mu = 0,95 \times 1,71 = 1,62; \Delta X_1 \text{ adalah potongan pertama dengan } \Delta X_1 = 1 \text{ m dari ujung hilir.}$$

$$\sqrt{(2g)} = 4,4294$$

$$H_0 - C = 4,46 - 3,155 = 1,305 \text{ m}$$

$$(H_0 - C)^{3/2} = 1,491$$

$$Q_{x_1} = 1,62 \cdot 1 \cdot 4,429 \cdot 1,491 = 7,175$$

$$H_0 = 4,46 + (372,36^2)/(2g \cdot 4,46^2) = 359 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_x = Q_0 + Q_{x_1} = 372,36 + 7,175 = 379,5 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$H_0 \text{ konstan, maka } H_x = 359.$$

$$\text{Maka persamaanya adalah: } H_{x_1}^3 = 359H_{x_1}^2 + 7321 = 0$$

Dengan menggunakan metode coba-coba H_{x_1} dapat diketahui lebar pelimpah samping (*Side weir*) potongan 1 m dari hilir sesuai tabel di bawah ini.

Tabel 4.16 Perhitungan Lebar *Sidew weir* potongan Hx_1

Hx_1	Hx_1^3	$359Hx_1^2$	Konstanta	Persamaan
0.1	0.001	3.59	7321	7317.411
0.3	0.027	32.31	7321	7288.717
0.5	0.125	89.75	7321	7231.375
0.7	0.343	175.91	7321	7145.433
0.9	0.729	290.79	7321	7030.939
1	1	359	7321	6963
1.25	1.953	560.938	7321	6762.0156
1.5	3.375	807.75	7321	6516.625
1.75	5.360	1099.438	7321	6226.922
2	8	1436	7321	5893
2.25	11.3906	1817.438	7321	5514.953
2.5	15.625	2243.75	7321	5092.875
3	27	3231	7321	4117
3.25	34.328	3791.938	7321	3563.391
3.5	42.875	4397.75	7321	2966.125
3.75	52.734	5048.438	7321	2325.297
4	64	5744	7321	1641
4.25	76.766	6484.438	7321	913.328
4.5	91.125	7269.75	7321	142.375
4.51	91.734	7302.096	7321	110.638
4.52	92.345	7334.514	7321	78.832
4.53	92.96	7367.003	7321	46.956
4.54	93.58	7399.564	7321	15.012
4.55	94.196	7432.198	7321	-17.001
5	125	8975	7321	-1529
5.25	144.703	9894.938	7321	-2429.234

Sumber: Perhitungan, 2014

Potongan ke 1 dari ujung hilir $\Delta x_1=1m$

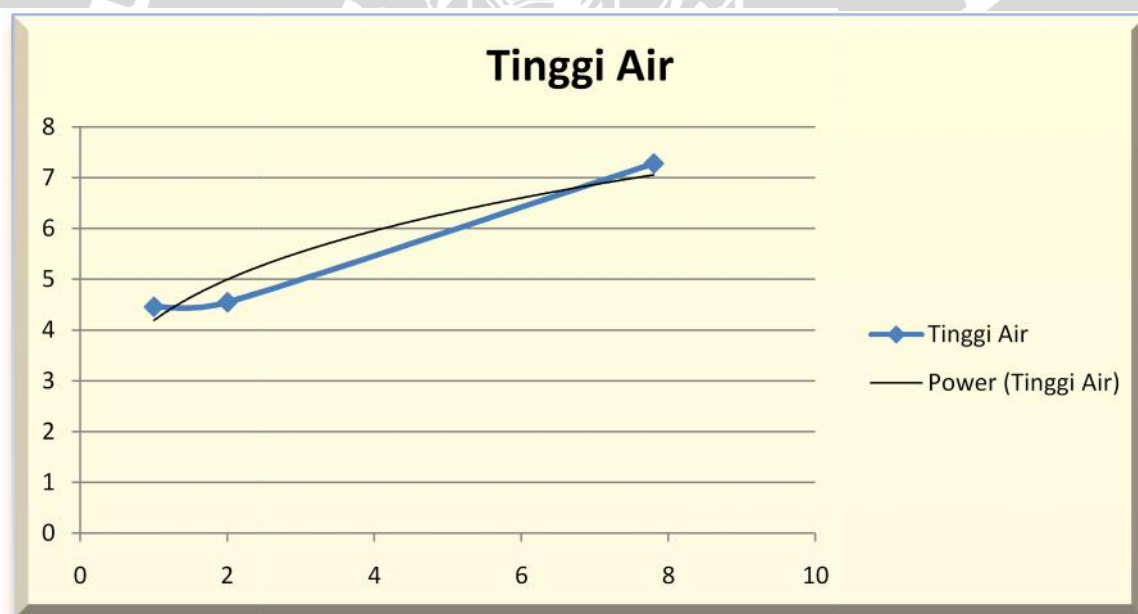
$Hx_1= 4,55 m.$

$H = 4,55 + (379,54^2)/((2.g(4,55^2)) = 359,2 m^3/dt$

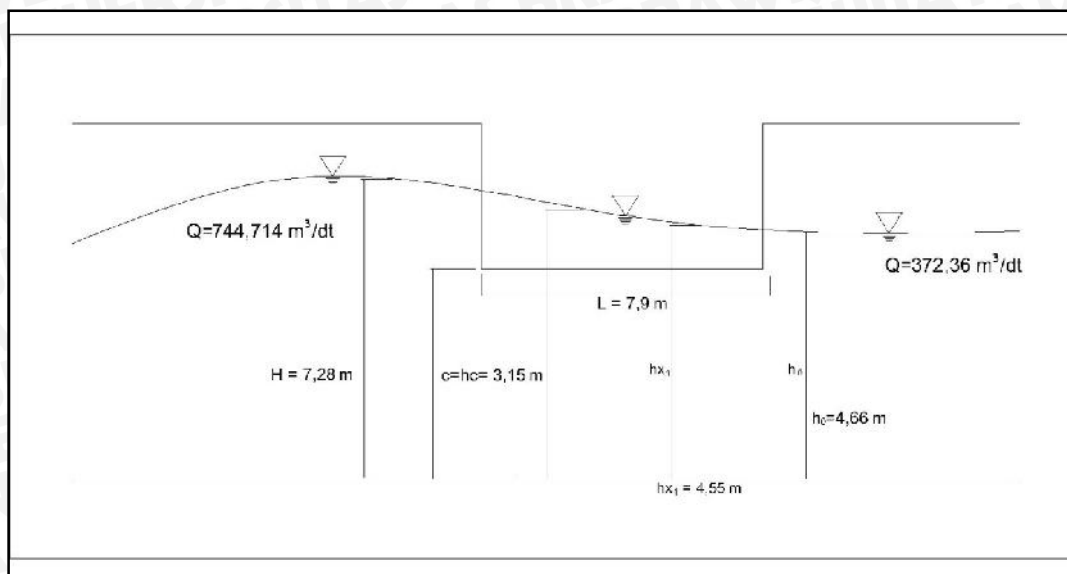
Untuk menentukan lebar per potongan 1 m dari hilir dapat dilakukan dengan langkah yang sama, sehingga dapat diketahui lebar per 1 m dari tinggi 4,46 m (tinggi air di hilir) sampai tinggi 7,28 m (tinggi air di hulu) sesuai tabel di bawah ini.

Jarak (m)	Tinggi Air (m)
1	4.460
2	4.550
3	5.534
4	5.952
5	6.297
6	6.595
7	6.857
7.8	7.047
7.9	7.286

Sumber: Perhitungan



Gambar 4. 12 Grafik Tinggi dan Lebar Pelimpah Samping (Side Weir)



Gambar 4. 13 Pelimpah Samping (*Sideweir*) yang Direncanakan

4.4 Perencanaan Dimensi Saluran Banjir (*Floodway*)

Setelah ditentukan letak pembuatan saluran *floodway* yang akan direncanakan, yaitu di bagian hilir Avoir Sarangan (Patok 7), maka yang perlu diketahui terlebih dahulu adalah dimensi dari Avoir Sarangan yang menjadi saluran utama. Di mana lebar Avoir Sarangan yang variatif antara 5-8 meter dan kedalaman Avoir Sarangan antara 4-6 meter. Sementara debit keluaran (Q_{release}) dari waduk Dawuhan adalah $250 \text{ m}^3/\text{detik}$.

Dengan adanya kondisi seperti di atas dapat kita ketahui berapa tinggi muka air dan lebar saluran yang akan direncanakan untuk membuat saluran *floodway*, sesuai perhitungan di bawah ini.

Diketahui:

$$n = 0,025$$

$$S = 0,007$$

$$m = \frac{\sqrt{3}}{3} = \tan 30^\circ$$

$$Q_{\text{rencana}} = 372,36 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Agar $Q_{\text{hitung}} = Q_{\text{rencana}}$, h coba-coba, $h = 5,67 \text{ m}$

$$\begin{aligned} A &= h^2 \sqrt{3} \\ &= 5,67^2 \sqrt{3} \\ &= 55,58 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= 2h\sqrt{3} \\
 &= 2 \times 5,67\sqrt{3} \\
 &= 19,62 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= A/P \\
 &= 55,58/19,62 \\
 &= 2,83 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \\
 &= \frac{1}{0,0025} \times 2,83^{\frac{2}{3}} \times 0,007^{\frac{1}{2}} \\
 &= 6,70 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{hitung}} &= Q_{\text{rencana}} \\
 Q_{\text{hitung}} &= A \times V \\
 &= 55,58 \times 6,70 \\
 &= 372,36 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

maka nilai b:

$$\begin{aligned}
 A &= (b+m \times h) \times h \\
 55,58 &= 5,66b + 18,53 \\
 b &= 6,54 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

Tabel dengan menggunakan

system

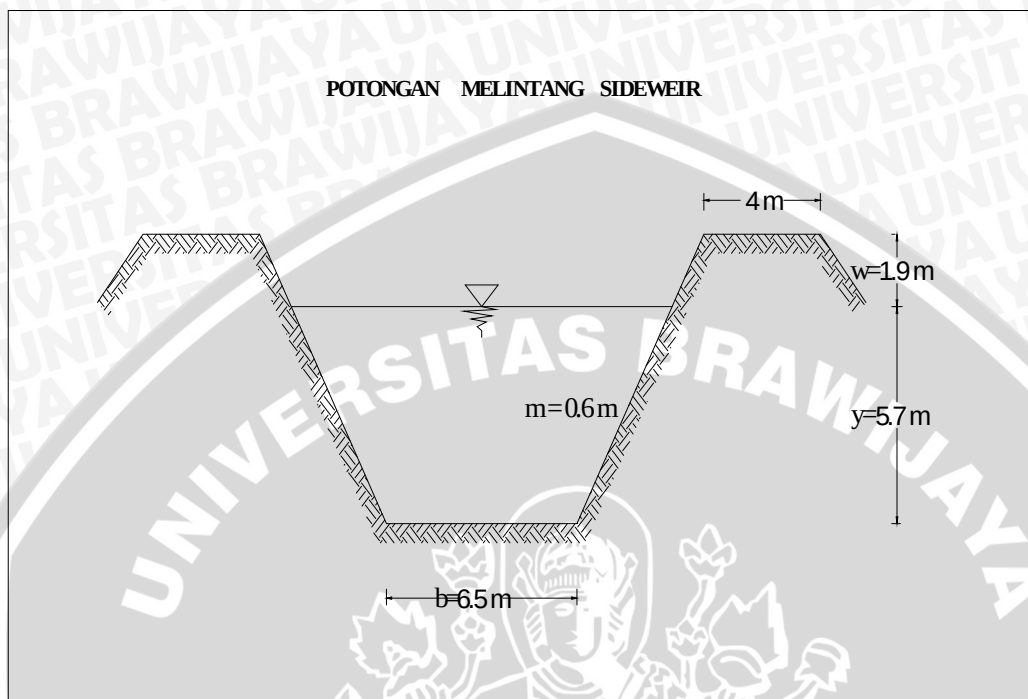
percobaan untuk mengetahui gerdan lebarsaluran flood way dengan metode goalseek:

Tabel 4. 21 Perhitungan Dengan Metode *Goalseek*.

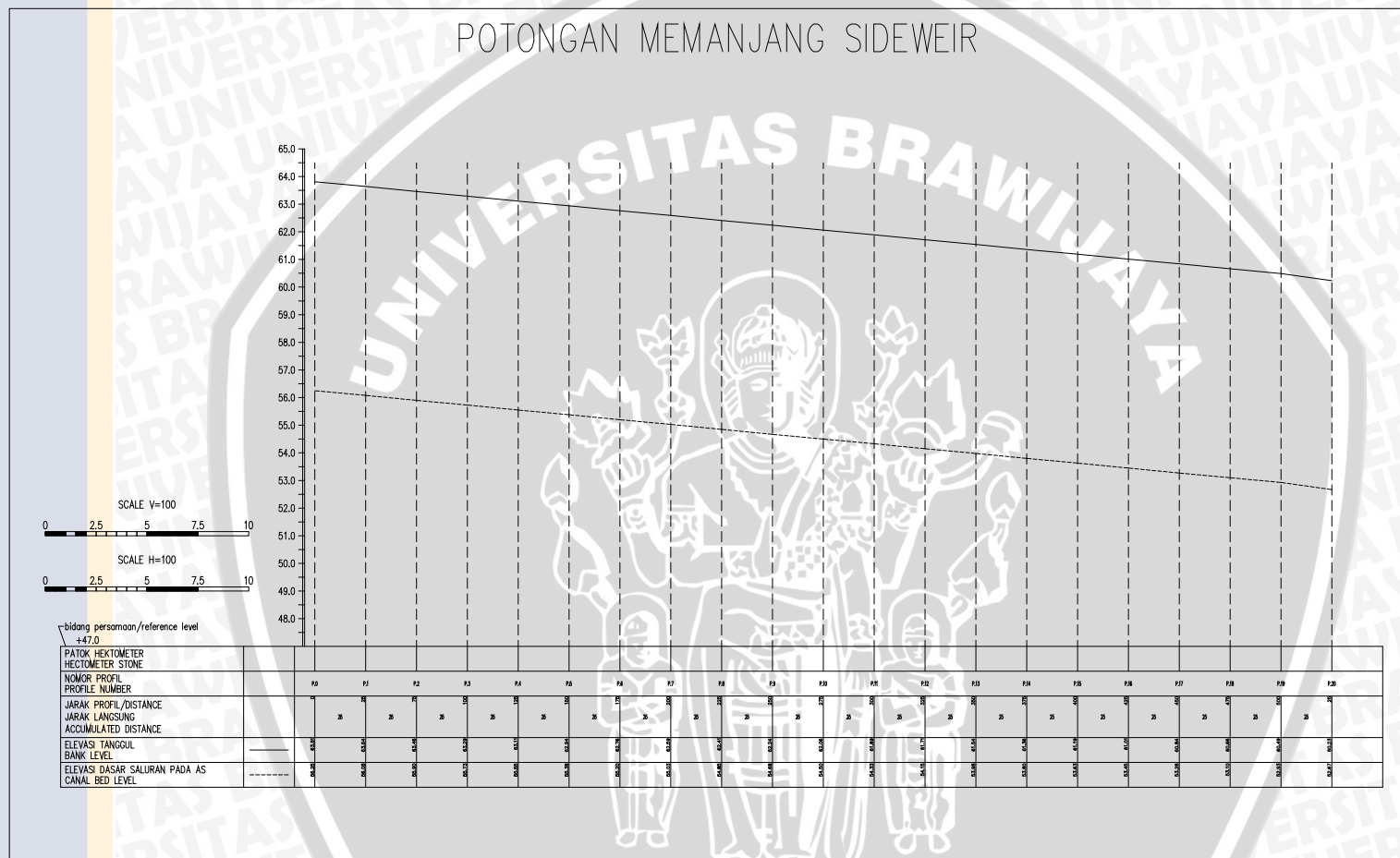
No	y (m)	w (m)	n	s	m	b (m)	A Hitung (m ²)	A kontrol (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q Hitung (m ³ /dt)	Q Rencana (m ³ /dt)
1	1.00	0.33	0.025	0.007	0.577	1.16	1.732	1.732	3.464	0.50	2.11	3.652	372.360
2	2.00	0.67	0.025	0.007	0.577	2.31	6.928	6.928	6.928	1.00	3.35	23.186	372.360
3	3.00	1.00	0.025	0.007	0.577	3.47	15.588	15.588	10.392	1.50	4.39	68.361	372.360
4	4.00	1.33	0.025	0.007	0.577	4.62	27.713	27.713	13.856	2.00	5.31	147.223	372.360
5	5.00	1.67	0.025	0.007	0.577	5.78	43.301	43.301	17.321	2.50	6.16	266.933	372.360
6	5.66	1.89	0.025	0.007	0.577	6.54	55.580	55.580	19.623	2.83	6.70	372.360	372.360
7	6.00	2.00	0.025	0.007	0.577	6.93	62.354	62.354	20.785	3.00	6.96	434.063	372.360

Sumber: Perhitungan, 2014

Setelah ditentukan tinggi kedalaman air saluran adalah 5,7 meter dan lebar saluran 6,5 meter, dapat direncanakan gambar potongan melintang dan memanjang saluran seperti di bawah ini.



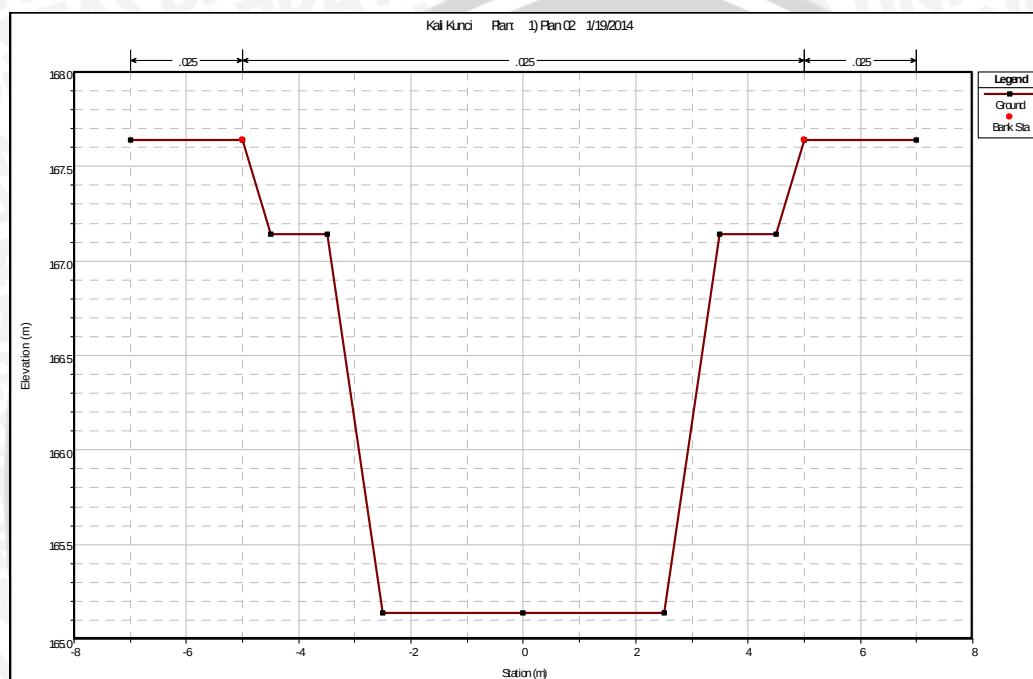
Gambar 4. 14 Potongan Melintang Dimensi Saluran Floodway



Gambar 4. 15 PotonganMemanjangDimensiSaluranFloodway

4.5 Perencanaan Floodway Avour Sarangan

Setelah mengetahui titik – titik lokasi banjir maka langkah selanjutnya adalah melakukan perencanaan normalisasi pada lokasi yang terjadi banjir. Dari analisis sebelumnya didapatkan lokasi banjir terjadi pada patok 35 hingga patok 1 (muara Avour Sarangan). Sehingga perencanaan *floodway* direncanakan pada patok 7 Avour Sarangan, dengan panjang saluran(*floodway*) yang direncanakan adalah 512 m dan terdapat 21 patok yang direncanakan. Dimensi yang direncanakan adalah seperti gambar berikut.

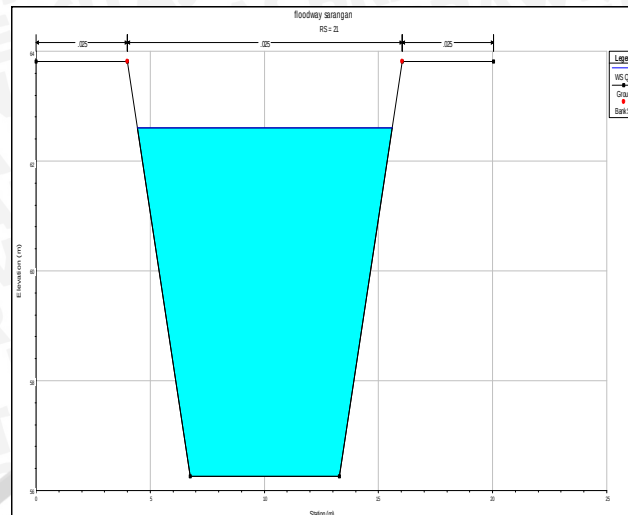


Gambar 4. 16 Dimensi Rencana Floodway
Sumber: Analisis HEC-RAS

- Lebar Saluran : 6,5 meter
- Tinggi Kedalaman : 5,7 meter
- Tinggi Jagaan : 1,9 meter

Pertimbangan yang diambil adalah berdasarkan Avour Sarangan antara 5 - 8 m dan dengan tinggi kedalaman rata-rata 4 - 6 m.

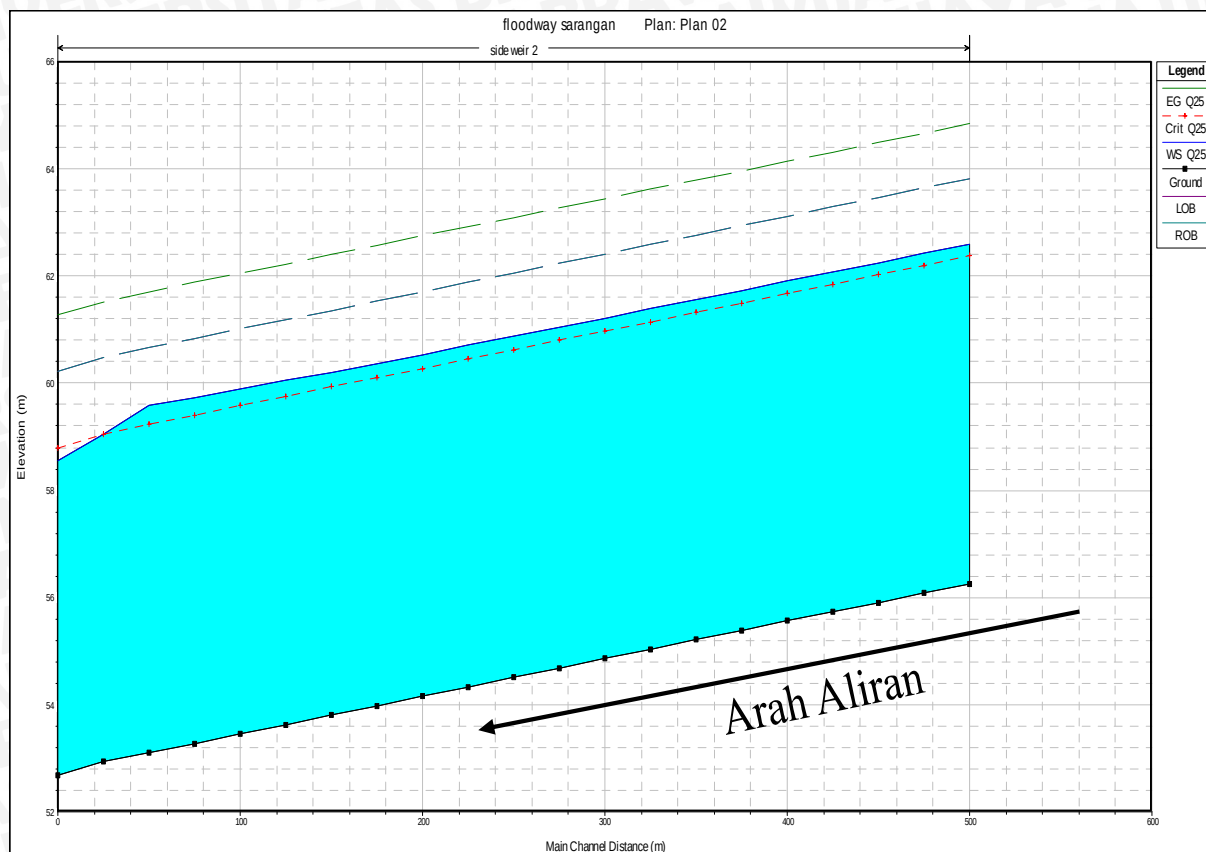
Setelah dilakukan perencanaan saluran banjir (*floodway*) dilakukan simulasi kembali untuk mengetahui keadaan aliran setelah dilakukan normalisasi, hasil simulasi dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 4. 17 Kondisi Patok 21 Saluran floodway
Sumber: Analisis HEC-RAS

Dari gambar di atas membuktikan bahwa pada patok 21 saluran floodway atau pada bagian hulu, sudah tidak terjadi limpasan atau banjir setelah dilakukan running HEC-RAS sesuai data penampang saluran yang telah direncanakan.





Gambar 4. 18KondisiPotonganMemanjangPatok 21 – 1Saluranfloodway yang direncanakan.
Sumber: Analisis HEC-RAS

KondisiEksistingsaluran *floodway* yang akandirencanakandaribagianhulusampaihilir yaitupatok21-1denganjarakantarpatok 25 metertiapatoknya. Dari hasil running dapat diketahuidengan debit banjirmaksimum yang telahdihitungkeadaansaluran*floodway*tetapamandarilimpasansungaidanbanjir.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan pada hasil perhitungan perencanaan *floodway* pada bab sebelumnya, dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Data hujan yang yang digunakan untuk menghitung curah hujan rancangan pada studi ini diambil dari stasiun hujan, yaitu Stasiun Kertobanyon, Stasiun Dawuhan, Stasiun Babadandan Stasiun Dungusselama 10 tahun mulaidari tahun 2003-2012. Metode yang digunakan untuk mendapatkan debit banjir rancangan adalah Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu. Dengan kala ulang 1, 01, 2, 5, 10, 20, 25, 50, dan 100 tahun. Untuk perencanaan saluran banjir sendiri menggunakan kala ulang 25 dengan kala ulang 50 sebagai control. Berdasarkan perhitungan hidrologi diperoleh debit maksimum untuk kala ulang 25 adalah 744,714 m³/detik, dengan curah hujan rancangan 169,991 mm/hari. Sementara untuk kala ulang 50 adalah 872,176 m³/detik dan curah hujan rancangan 199,308 mm/hari.
2. Kondisi darimorfologi Avour Sarangan cenderung berkelok-kelok dan landai dengan rata-rata slope 0,007, Avour Sarangan memanjang dari hulu ke hilir dengan jarak 9,873 km dan lebar saluran antara 4-5 m, dengan debit keluaran (Q_{release}) sebesar 250 m³/detik. Dengan perbandingan antara besarnya debit keluaran dari waduk Dawuhan (Q_{release}) dengan kondisi geometri Avour Sarangan yang meliputi kondisi penampang saluran, slope, dan panjang saluran dapat dipastikan terjadi banjir, maka direncanakan pembuatan saluran banjir baru (*floodway*) di daerah hilir Avour Sarangan. Sementara itu, juga terdapat padataran yang cenderung rendah dikarenakan lokasinya yang tidak jauh dari Bengawan Solo. Sedangkan kondisi aliran pada sungai ini setelah dianalisis menggunakan HEC-RAS adalah subkritis.
3. Salah satu upaya yang dapat diupayakan untuk mengatasi banjir pada kawasan hilir Avour Sarangan adalah dengan pembangunan *floodway*. Untuk perencanaan *floodway* sendiri direncanakan dengan pertimbangan lokasi tersebut jauh dari pemukiman penduduk dan profil sungainya cenderung lurus, untuk debit rencana digunakan Q_{25} sebesar 744,714

m^3/det dan $Q_{pelimpah}$ yang merupakan debit rencana yang akan melewati saluran *floodway* adalah $372,36 m^3/det$.

4. Pada studi ini direncanakan bangunan pelimpah samping (*Side weir*) dengan tinggi pelimpah samping 5 m dan lebar pelimpah 7,9 m. Sementara saluran *Floodway* dengan penampang tunggal berbentuk trapesium dengan dimensi lebar saluran 6,54 m, tinggi kedalaman air 5,67 m, tinggi jagaan 1,89 m dan panjang saluran yang direncanakan 512 m.

5.2 Saran

Untuk lebih sempurna study ini, beberapa saran yang dapat diajukan antara lain:

1. Data yang digunakan sebaiknya lengkap dan terbaru sehingga dapat menghasilkan analisis yang mendekati dengan keadaan kondisi di lapangan,
2. Pemahaman yang lebih mendalam mengenai *software* HEC-RAS untuk menghasilkan analisis dan perencanaan yang tepat,
3. Referensi berupa buku-buku maupun jurnal mengenai perencanaan *floodway* perlu dikembangkan agar metode-metode serta standar perencanaan yang digunakan selalu diperbaharui dan mengikuti perkembangan teknologi terkini.
4. Pemahaman tentang konsep dasar studi perencanaan saluran banjir lebih ditekankan supaya didapat hasil yang sesuai dengan konsep judul tersebut.