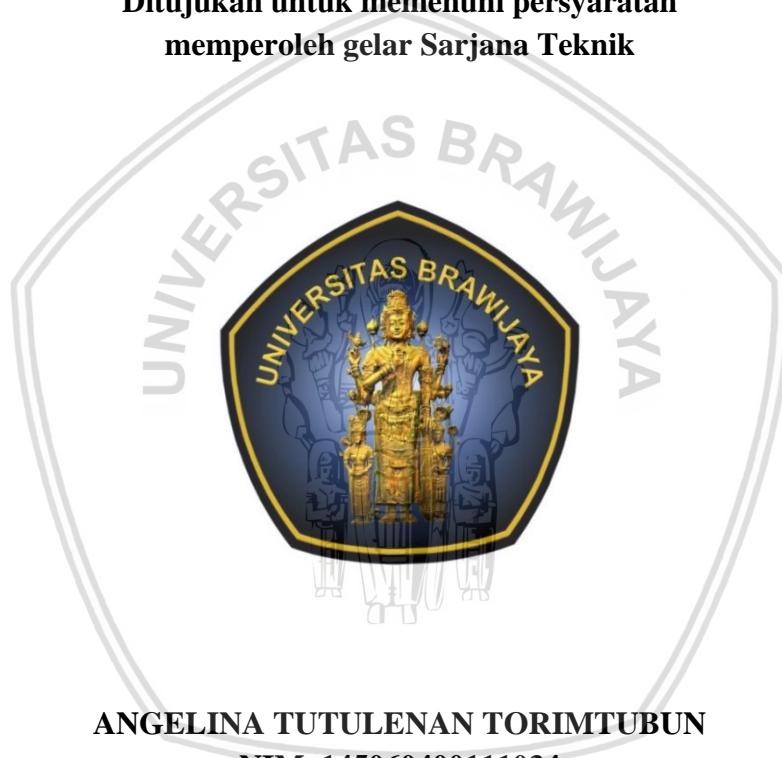


**ANALISIS BANJIR AKIBAT KERUNTUHAN BENDUNGAN BANYUKUWUNG
DENGAN MENGGUNAKAN *HEC-RAS***

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI SISTEM INFORMASI SUMBER DAYA AIR**

**Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik**



**ANGELINA TUTULENAN TORIMTUBUN
NIM. 145060400111034**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2018**

LEMBAR PENGESAHAN

**ANALISIS BANJIR AKIBAT KERUNTUHAN BENDUNGAN BANYUKUWUNG
DENGAN MENGGUNAKAN HEC-RAS**

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI SISTEM INFORMASI SUMBER DAYA AIR**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**ANGELINA TUTULENAN TORIMTUBUN
NIM. 145060400111034**

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 8 November 2018

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan



[Signature]
Dr. Ir. Ussy Andawayanti, M.S.
NIP. 19610131 198609 2 001

Dosen Pembimbing

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Runi Asmaranto".

Dr. Runi Asmaranto, S.T., M.T.
NIP. 19710830 200012 1 001





PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang sepengetahuan saya, di dalam Naskah SKRIPSI ini tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam Naskah SKRIPSI ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur PLAGIASI, saya bersedia SKRIPSI ini digugurkan dan gelar akademik yang telah saya peroleh (SARJANA TEKNIK/Strata-1) dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku.

(Peraturan Menteri Pendidikan Nasional RI No. 17 Tahun 2010, Pasal 12 dan Pasal 13)





UNDANG – UNDANG REPUBLIK INDONESIA NOMOR 20 TAHUN 2003 SISTEM PENDIDIKAN NASIONAL

Pasal 25 Ayat 3 :

Lulusan Perguruan Tinggi Yang Karya Ilmiahnya Digunakan Untuk Memperoleh Gelar Akademik, Profesi, Atau Vokasi Terbukti Merupakan Jiplakan Dicabut Gelarnya.

Pasal 70 :

Lulusan Yang Karya Ilmiah Yang Digunakan Untuk Mendapatkan Gelar Akademik, Profesi, Atau Vokasi Sebagaimana Dimakud Dalam Pasal 25 Ayat (2) Terbukti Merupakan Jiplakan Dipidana Penjara Paling Lama Dua Tahun Dan/Atau Pidana Denda Paling Banyak Rp. 200.000.000,00 (Dua Ratus Juta Rupiah).





**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM SARJANA**



SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 116/UN10.F07.14.11/TU/2018

Sertifikat ini diberikan kepada :

ANGELINA TUTULENAN TORIMTUBUN

Dengan judul Skripsi :

**ANALISIS BANJIR AKIBAT KERUNTUHAN BENDUNGAN BANYUKUWUNG DENGAN
MENGUNAKAN HEC-RAS**

Telah dideteksi tingkat plagiasinya dengan kriteria toleransi $\leq 20\%$, dan dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal 16 NOVEMBER 2018

Ketua Jurusan Teknik Pengairan

Dr. Ir. Hussy Andawayanti, MS
NIP. 19810131 198609 2 001

Ketua Program Studi S1 Teknik Pengairan

Dr. Very Dermawan, ST., MT
NIP. 19730217 199903 1001



Teriring ucapan Terimakasih kepada:

Ayah dan Ibu tercinta

& Mbak ku



KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Kaya Ilmu-Nya, yang telah memberikan limpahan ilmu dan rahmat-Nya kepada penulis sehingga dapat menyelesaikan laporan Skripsi dengan judul **“Analisis Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung dengan Menggunakan HEC-RAS”**.

Dalam kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang telah membantu penulis dalam penulisan skripsi ini.

1. Tuhan Yesus, yang telah melimpahkan berkat-Nya, dan menemani selama pengerjaan dan juga saat sidang skripsi.
2. Kedua orang tua tercinta, keluarga atas segala doa dan pengorbanannya yang telah memberikan dorongan, semangat dan cintanya dalam penyusunan tugas ini.
3. Bapak Dr. Runi Asmaranto, ST., MT. Selaku dosen pembimbing yang telah memberikan arahan dan bimbingan dalam penyelesaian laporan ini.
4. Kepada PT. Caturbina Guna Persada dan PT. Triando Konsultama, atas ketersediaannya untuk memberikan data-data yang penulis butuhkan dalam penyelesaian laporan skripsi ini.
5. Saudara saya, Mbak Elen yang telah memberikan dorongan, semangat dan kasih sayang dalam penyelesaian laporan ini.
6. Dam Break Squad (Sunan, Agung, Laily, Pica, Hafidh, Roid, Valdi, Yudhis), khususnya Sunan yang sudah sama-sama belajar dari 0.
7. My Squad (Jenny, Indah, Sunan, Erlia, Aisah) wanita tangguh yang kelakuannya diluar nalar manusia.
8. Ika dan seseorang disana yang tidak bisa disebutkan namanya (AR) yang sudah membantu dan menemani dalam pengerjaan skripsi saya, dan mendengarkan keluh kesah saya.
9. Rekan-rekan Teknik Pengairan 2014 yang telah memberikan masukan-masukan kepada penulis.
10. Semua pihak yang telah membantu terselesaikannya laporan ini yang tidak dapat penulis sebutkan satu persatu.

Semoga atas amal baik bapak/ibu/saudara dibalas dengan sebaik-baiknya balasan oleh Tuhan Yang Maha Bijaksana. Penulis menyadari bahwa penyusunan laporan skripsi ini masih jauh dari kata sempurna sehingga kritik dan saran sangatlah penulis harapkan.

Akhir kata, semoga penyusunan laporan skripsi ini dapat memberikan ilmu yang bermanfaat bagi kita semua

Malang, November 2018

Penulis



DAFTAR ISI

	Halaman
PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xv
RINGKASAN	xvii
SUMMARY	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1.Latar Belakang Masalah.....	1
1.2.Identifikasi Masalah.....	2
1.3.Rumusan Masalah.....	2
1.4.Batasan Masalah.....	3
1.5.Tujuan.....	3
1.6.Manfaat.....	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Bendungan.....	5
2.1.1. Definisi.....	5
2.1.2. Pembagian Tipe Bendungan.....	5
2.2. Keruntuhan Bendungan.....	12
2.2.1. Keruntuhan Bendungan Akibat Overtopping.....	13
2.2.2. Keruntuhan Bendungan Akibat Piping.....	15
2.2.3. Parameter Keruntuhan Bendungan.....	16
2.3. Analisa Hidrologi.....	21
2.3.1. Pengisian Data Hilang.....	22
2.3.2. Pengujian Kualitas Data Hujan.....	22
2.3.3. Hujan Rerata Daerah.....	26
2.3.4. Analisa Frekuensi.....	30
2.3.5. Uji Kesesuaian Distribusi.....	35
2.3.6. PMP (Probable Maximum Precipitation).....	38
2.3.7. Distribusi Hujan Jam-Jaman.....	42
2.3.8. Menentukan Debit Banjir Rencana.....	45
2.3.9. Penelusuran Banjir Waduk.....	49



2.4. Software HEC-RAS	51
2.4.1. Langkah Utama Simulasi HEC-RAS	52
2.4.2. Keruntuhan Bendungan dengan HEC-RAS	56
2.5. Klasifikasi Tingkat Bahaya Bendungan	61
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	65
3.1. Gambaran Umum Skripsi	65
3.2. Gambaran Umum Lokasi Daerah Studi	65
3.3. Pengumpulan Data-data.....	68
3.3.1. Data yang Diperlukan.....	68
3.3.2. Data Teknis Bendungan Banyukuwung.....	69
3.4. Langkah Pengerjaan Skripsi	71
3.4.1 Analisa Hidrologi pada DTA Waduk Banyukuwung.....	71
3.4.2 Analisa Keruntuhan pada Bendungan Banyukuwung	73
3.4.3 Plot Peta Genangan	79
3.4.4. Klasifikasi Tingkat Bahaya Bendungan	79
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN	83
4.1. Analisa Hidrologi	83
4.1.1. Pengisian Data Kosong	83
4.1.2. Uji Kualitas Data Hujan	83
4.1.3. Perhitungan Hujan Daerah	90
4.1.4. Analisa Frekuensi	92
4.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi	96
4.1.6. Perhitungan PMP (Probable Maximum Precipitation).....	101
4.1.7. Distribusi Hujan Jam-jaman Metode PSA 007	105
4.1.8. Hidrograf Satuan Sintetis	106
4.1.9. Debit Metode Rasional	125
4.1.10. Lengkung Kapasitas Waduk.....	126
4.1.11. Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah	127
4.2. Simulasi Keruntuhan Bendungan Menggunakan HEC-RAS.....	135
4.2.1. Pembuatan Project.....	137
4.2.2. Input Data DEM (Digital Elevation Model)	137
4.2.3. Input Data Geometri.....	138
4.2.4. Input Unsteady Flow Data.....	142
4.2.5. Menjalankan Simulasi Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.....	143

4.2.6. Output Simulasi Program HEC-RAS 144

4.3. Analisa Tingkat Bahaya Bendungan 163

4.3.1. Pemetaan Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan 163

4.3.2. Klasifikasi Tingkat Bahaya Bendungan 166

BAB V PENUTUP 171

5.1. Kesimpulan..... 171

5.2. Saran 172

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN





DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Hubungan Kemungkinan Keruntuhan Bendungan dengan Jenis/Tipe Bendungan	13
Tabel 2.2	Koefisien Keruntuhan Bendungan.....	17
Tabel 2.3	Batasan Nilai untuk Karakteristik Rekahan.....	18
Tabel 2.4	Ringkasan persamaan Regresi untuk Ukuran Rekahan dan Waktu Keruntuhan (Wahl 1998).....	19
Tabel 2.5	Nilai Kritis $Q/(n^{0,5})$ dan $R/(n^{0,5})$	23
Tabel 2.6	Niali Kritis t_c untuk Distribusi-t uji dua sisi.....	24
Tabel 2.7	Niai G Log Pearson III	31
Tabel 2.8	Y_n dan S_n Gumbel	33
Tabel 2.9	Y_t Gumbel	34
Tabel 2.10	Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji satu sisi).....	35
Tabel 2.11	Nilai Kritis (D_{cr}) untuk Uji Smirnov-Kolmogorof	38
Tabel 2.12	Tabel Intensitas Hujan dalam % yang Disarankan PSA 007.....	44
Tabel 2.13	Tabel Koefisien Pengaliran	44
Tabel 2.14	Nilai “n” Manning untuk Saluran Alami pada HEC-RAS	59
Tabel 2.15	Matriks Jumlah Penduduk (Orang) Terkena Risiko Keruntuhan Bendungan Untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan	62
Tabel 2.16	Matriks Jumlah Keluarga yang Terancam Bahaya Keruntuhan Bendungan Untuk Maisng-masing Kelas Bahaya Bendungan	62
Tabel 3.1	Jumlah Data Stasiun Hujan yang Diperlukan	63
Tabel 3.2	Proses Menjalankan HEC-RAS.....	73
Tabel 3.3	Jumlah Penduduk Beberapa Wilayah Bagian Hilir Bendungan Banyukuwung di Kabupaten Rembang	80
Tabel 4.1	Jarak Stasiun Hujan Pembanding dalam km	83
Tabel 4.2	Konsistensi Data dengan Metode RAPS Stasiun Hujan Sumber	84
Tabel 4.3	Uji Konsistensi Data dengan Metode RAPS Stasiun Hujan Sulang	85
Tabel 4.4	Uji <i>Outlier</i> Data Hujan Stasiun Hujan Sumber	86

Tabel 4.5	Uji <i>Outlier</i> Data Hujan Stasiun Hujan Sulang	87
Tabel 4.6	Uji Kecenderungan Data Stasiun Hujan Sumber	88
Tabel 4.7	Uji Kecenderungan Data Stasiun Hujan Sulang.....	89
Tabel 4.8	Hujan Daerah Bendungan Banyukurung Metode Polygon Thiessen	91
Tabel 4.9	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson III	92
Tabel 4.10	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Log Pearson III Kala Ulang Tertentu	93
Tabel 4.11	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel	94
Tabel 4.12	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Gumbel Kala Ulang Tertentu	95
Tabel 4.13	Rekapitulasi Analisa Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III dan Metode Gumbel	95
Tabel 4.14	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Metode Gumbel	96
Tabel 4.15	Perhitungan T_r , Y_t , K dan R Batas Kelas.....	96
Tabel 4.16	Perhitungan Chi- Square Gumbel.....	98
Tabel 4.17	Perhitungan Batas Kelas Distribusi Log Pearson III.....	98
Tabel 4.18	Perhitungan Chi-Square Log Pearson III	98
Tabel 4.19	Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorof Gumbel	99
Tabel 4.20	Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorof Log Pearson III.....	100
Tabel 4.21	Rekapitulasi Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi.....	100
Tabel 4.22	Perhitungan X_n , $X(n-m)$, S_n , dan $S(n-m)$	101
Tabel 4.23	Intensitas Hujan Dalam % dengan Durasi Hujan 6 Jam	105
Tabel 4.24	Distribusi Hujan dengan Durasi 6 Jam dalam Bentuk Genta	105
Tabel 4.25	Perhitungan Hujan Efektif.....	106
Tabel 4.26	Distribusi Hujan Netto Jam-jaman	106
Tabel 4.27	Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	108
Tabel 4.28	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun Metode Nakayasu.....	110
Tabel 4.29	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun Metode Nakayasu.....	111
Tabel 4.30	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun Metode Nakayasu.....	112
Tabel 4.31	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 1000 Tahun Metode Nakayasu.....	113
Tabel 4.32	Debit Banjir Rancangan PMF Metode Nakayasu	114

Tabel 4.33	Rekapitulasi Nilai Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu.....	115
Tabel 4.34	Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.....	117
Tabel 4.35	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun Metode Limantara	119
Tabel 4.36	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun Metode Limantara	120
Tabel 4.37	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun Metode Limantara	121
Tabel 4.38	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 1000 Tahun Metode Limantara	122
Tabel 4.39	Debit Banjir Rancangan PMF Metode Limantara.....	123
Tabel 4.40	Rekapitulasi Nilai Debit Banjir Rancangan Metode Limantara.....	124
Tabel 4.41	Rekapitulasi Nilai Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu dan Metode Limantara.....	125
Tabel 4.42	Lengkung Kapasitas Waduk Banyukuwung.....	126
Tabel 4.43	Hubungan H-C-Q di atas Pelimpah.....	129
Tabel 4.44	Hubungan H – S – Q di atas Pelimpah	130
Tabel 4.45	Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q_{1000}	132
Tabel 4.46	Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan $0,5PMF$	134
Tabel 4.47	Parameter Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.....	136
Tabel 4.48	Nilai Parameter Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.....	140
Tabel 4.49	Luas Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.....	145
Tabel 4.50	Kedalaman Banjir Maksimum (H_{max}) Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.....	147
Tabel 4.51	<i>Water Storage Elevation</i> (WSE) Sebaran Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.....	153
Tabel 4.52	Debit Banjir Maksimum Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung..	159
Tabel 4.53	Kecepatan Maksimum Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.....	162
Tabel 4.54	Karakteristik Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung Karena <i>Overtopping</i>	163
Tabel 4.55	Desa yang Terkena Dampak Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.....	166
Tabel 4.56	Matrik Jumlah Penduduk (Jiwa) Terkena Resiko Keruntuhan Bendungan untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan.....	167
Tabel 4.57	Daftar Jumlah Penduduk Terkena Resiko	167

Tabel 4.58 Klasifikasi Zona Bahaya Pada Desa Terdampak 168



DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2.1	Bendungan Tipe Urugan (a), dan Bendungan Tipe Beton (b).....	10
Gambar 2.2	Tampak Depan dari Formasi Berubahan Ukuran Rekahan yang Terjadi pada Tubuh DAM akibat <i>Overtopping</i>	14
Gambar 2.3	Proses Keruntuhan Bendungan Akibat <i>Overtopping</i>	14
Gambar 2.4	Ilustrasi Rekahan Pada Bendungan Akibat <i>Overtopping</i>	15
Gambar 2.5	Proses Keruntuhan Bendungan Akibat <i>Piping</i>	16
Gambar 2.6	Gambaran Parameter Rekahan	18
Gambar 2.7	Gambar Polygon	27
Gambar 2.8	Metode Isohyet	29
Gambar 2.9	Menentukan harga K_m	40
Gambar 2.10	Faktor penyesuaian rata-rata terhadap pengamatan maksimum.....	41
Gambar 2.11	Faktor penyesuaian simpangan baku terhadap pengamatan maksimum	41
Gambar 2.12	Faktor penyesuaian Rata-rata dan simpangan baku terhadap panjang pengamatan data	42
Gambar 2.13	HSS Nakayasu	47
Gambar 2.14	Contoh Tampilan <i>Software</i> HEC-RAS.....	51
Gambar 2.15	Menu Utama HEC-RAS 5.0	52
Gambar 2.16	Contoh Tampilan <i>New Project</i> HEC-RAS	53
Gambar 2.17	Tampilan Jendela Geometri Data Editor	54
Gambar 2.18	Contoh Tampilan <i>Unsteady Flow Data</i>	54
Gambar 2.19	Contoh Tampilan Jendela <i>Unsteady Flow Analysis</i>	55
Gambar 2.20	Hasil Analisa Aliran Banjir 2D Akibat Keruntuhan Bendungan	56
Gambar 2.21	Contoh Tampilan Parameter <i>Dam Breach</i> HEC-RAS	57
Gambar 2.22	Contoh Tampilan <i>Parameter Calculator</i> Keruntuhan HEC-RAS.....	59
Gambar 2.23	Tinggi dan Kecepatan Aliran Banjir yang Berbahaya untuk Hunian	63
Gambar 3.1	Lokasi Bendungan Banyukuwung.....	65
Gambar 3.2	Gambar Citra Satelit Google Earth Bagian Hilir Bendungan Banyukuwung .65	65
Gambar 3.3	Isohyet PMP Bendungan Banyukuwung.....	69



Gambar 4.1	Garis Polygon Thiessen DTA Banyuwung	90
Gambar 4.2	Polygon Thiessen Lokasi Bendungan Banyuwung	90
Gambar 4.3	Faktor Penyesuaian Rata-rata Terhadap Pengamatan Maksimum	102
Gambar 4.4	Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum ...	103
Gambar 4.5	Faktor Penyesuaian Rerata dan Simpangan Baku terhadap Panjang Pengamatan Data	103
Gambar 4.6	Menentukan Harga Km	104
Gambar 4.7	Posisi Bendungan Banyuwung untuk Perhitungan HSS	106
Gambar 4.8	Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	109
Gambar 4.9	Hidrograf Banir Rancangan Metode Nakayasu.....	116
Gambar 4.10	Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Limantara.....	118
Gambar 4.11	Hidrograf Banir Rancangan Metode Limantara.....	125
Gambar 4.12	Lengkung Kapasitas Waduk Banyuwung	127
Gambar 4.13	Grafik Hubungan <i>Inflow</i> dan <i>Outflow</i> pada pelimpah.....	135
Gambar 4.14	Elevasi Muka Air $Q_{0,5PMF}$, MAB, MAN, dan Elevasi Puncak Bendungan ...	135
Gambar 4.15	Nama <i>Project</i> untuk Simulasi Keruntuhan Bendungan Banyuwung	137
Gambar 4.16	Tampilan DEM pada RAS-Mapper.....	137
Gambar 4.17	Tampilan <i>Editing Geometry Data</i> pada HEC-RAS 5.0	138
Gambar 4.18	Input Data Bendungan Banyuwung	141
Gambar 4.19	<i>Input</i> Nilai Parameter Keruntuhan Bendungan Banyuwung.....	141
Gambar 4.20	<i>Input Data Unsteady Flow</i>	142
Gambar 4.21	Proses <i>Running</i> Keruntuhan Bendungan Banyuwung pada HEC-RAS....	143
Gambar 4.22	Sebaran Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung...	144
Gambar 4.23	Grafik Kedalaman Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung Sepanjang Alur Sungai Bagian Hilir.	146
Gambar 4.24	Grafik <i>Water Storage Elevation</i> (WSE) akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung.....	152
Gambar 4.25	Debit Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung.....	158
Gambar 4.26	Kecepatan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung Pada Tubuh Bendungan.....	160

Gambar 4.27 Kecepatan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung Sepanjang Alur Sungai Bagian Hilir Bendungan..... 161

Gambar 4.28 Pemetaan Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung 164

Gambar 4.29 Sebaran Genangan Banjir pada Batas Administratif Desa Terdampak 165





DAFTAR LAMPIRAN

No.	Judul	Halaman
Lampiran 1.	Peta Situasi Tubuh Bendungan Banyukuwung	175
Lampiran 2.	Potongan Memanjang Pelimpah Bendungan Banyukuwung	176
Lampiran 3.	Peta Ikhtisar	177
Lampiran 4.	Peta Pengukuran Bhatimetri dan Tachimetri Bendungan Banyukuwung	178
Lampiran 5.	Kontur Bagian Hilir Bendungan Banyukuwung	179
Lampiran 6.	Peta Sebaran Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung, Rembang, Jawa Tengah.....	180





RINGKASAN

Angelina Tutulenan Torimtubun, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, September 2018, *Analisa Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung dengan Menggunakan HEC-RAS*, Dosen Pembimbing: Dr. Runi Asmaranto, ST., MT.

Bendungan merupakan bangunan yang berupa urukan tanah, urukan batu, beton, dan/atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat pula dibangun untuk menahan dan menampung air limbah tambang, atau menampung lumpur sehingga terbentuk waduk. Pembangunan sebuah bendungan selain ditujukan untuk memperoleh manfaat tertentu juga menyimpan potensi keruntuhan yang dapat menyebabkan kerugian besar. Penyebab keruntuhan bendungan urugan seringkali disebabkan oleh *overtopping* dan juga *piping*. Keruntuhan bendungan akibat *overtopping* terjadi karena melimpahnya air pada waduk melalui tubuh bendungan, sedangkan keruntuhan bendungan akibat *piping* tidak bisa dipastikan awal mula lokasinya dikarenakan gerusan yang diakibatkan oleh rembesan terjadi di dalam tubuh bendungan. Maka perlu dilakukan studi analisa keruntuhan bendungan yang nantinya dapat diketahui bencana serta wilayah-wilayah yang terkena dampak bencana

Tujuan penelitian ini adalah melakukan analisa dari alternatif keruntuhan bendungan dengan menggunakan program HEC-RAS versi 5.0.3 yang dikembangkan oleh *Hydrolic Engineering Center* dalam berbagai skenario keruntuhan bendungan. Dimana dalam program ini memungkinkan untuk melakukan simulasi banjir akibat keruntuhan bendungan dengan model 2D. Dalam penelitian ini, dilakukan simulasi keruntuhan bendungan akibat *overtopping* dengan memasukkan parameter rekahan tertentu guna mendapatkan sebaran genangan banjir yang terjadi. Selain akibat *overtopping*, banjir pada keruntuhan bendungan akibat *piping* juga disimulasikan.

Bendungan Banyukuwung merupakan bendungan urugan homogen yang dibangun pada tahun 1996. Batas hilir dari Bendungan Banyukuwung berada di Teluk Rembang (Laut Jawa), dimana merupakan pemukiman padat penduduk dan merupakan pusat Kabupaten Rembang. Keruntuhan Bendungan Banyukuwung dapat disebabkan karena *overtopping* dan *piping*. Dari simulasi yang dilakukan, keruntuhan *overtopping* merupakan penyebab keruntuhan Bendungan Banyukuwung yang menimbulkan dampak paling besar dengan banjir desain 0,5PMF dengan puncak debit Q_{Inflow} sebesar 239,9 m³/det dan menghasilkan luas genangan sebesar 1907,475 ha dengan tinggi genangan maksimum sebesar 7,95 m. Akibat dari keruntuhan Bendungan Banyukuwung ini terdapat 23 desa di 4 kecamatan di bagian hilir Bendungan Banyukuwung yang terkena genangan. Terdapat 17015 jiwa penduduk terkena risiko akibat dari keruntuhan Bendungan Banyukuwung. Dengan jumlah penduduk terkena risiko tersebut dan jarak Bendungan Banyukuwung sampai hilir yang hanya sejauh 9 km, maka Bendungan Banyukuwung termasuk dalam klasifikasi bendungan dengan bahaya tingkat 4 yaitu bahaya sangat tinggi.

Kata kunci: keruntuhan bendungan, bendungan banyukuwung, *overtopping*, *piping*, HEC-RAS



SUMMARY

Angelina Tutulenan Torimtubun, Department of Water Engineering, Faculty of Engineering, Brawijaya University, September 2018. *Flood Analysis Due to The Banyuwung Dam Break Using HEC-RAS*, Lecturer: Dr. Runi Asmaranto, ST., MT.

Dam is a building in the form of landfill, rock bricks, concrete, and stone pairs built to hold and hold the water, it also can be built for withstand and hold waste water, or hold mud so that a reservoir is formed. The beside to obtain certain benefits, has a potential collapse which can cause large losses. According to research, the cause of homogeneous dam break is overtopping and piping. Dam break due to overtopping occurs because of the overflow water in the reservoir through the body of the dam. In the other hand, the collapse of the dam due to piping can not be ascertained by the initial collapse location due to scour caused by seepage occuring inside the dam's body. Therefore, of the dam break it is necessary to analyze the collapse of the dam to know the disaster and affected areas caused by dam break.

The purpose of this research is analyzing the alternative in the various scenario of the dam break using HEC-RAS program version 5.0.3 developed by Hydrolic Engineering Center. The program allows to perform simulations of flooding due to the dam break with the 2D model. In this study, it is conducted a simulation of the overtopping due to the dam break. In addition, to the overtopping the flood in the dam break due to the piping was also simulated.

Banyuwung Dam is a homogeneous dam built at 1996. The downstream of the Banyuwung Dam is located in Rembang Bay (Java Sea). Banyuwung Dam break may occur due to the overtopping and piping. Simulations conducted with program HEC-RAS 5.0.3, suggested that a collapse due to the overtopping is a cause of Banyuwung Dam break showing the greatest impact with a condition of design floods of 0,5PMF, a peak discharge Qinflow 239,9 m³/sec and area puddle 1907,475 ha with high maximum inundation of 7,95 m. As a result of the Banyuwung Dam break, there are 23 villages in the downstream of the Banyuwung Dam are exposed to inundation with a number of population exposed to the risk is 17015 inhabitants. The distance of the Banyuwung Dam to the downstream is only 9 km, it can be concluded that Banyuwung Dam is classified as a dam with a danger level of 4 which means a very high danger level.

Keywords : dam break, Banyuwung Dam, overtopping, piping, HEC-RAS



BAB I

PENDAHULUAN

1.1.Latar Belakang Masalah

Salah satu sumber kehidupan yang mutlak diperlukan oleh makhluk hidup, baik itu manusia, hewan, atau tumbuhan adalah air. Manusia memerlukan air dalam memenuhi kebutuhan hidupnya, baik untuk minum, mandi, mencuci, irigasi, pembangkit listrik, dan sebagainya. Peningkatan jumlah penduduk mengakibatkan bertambahnya pula kebutuhan akan air, namun kuantitas air tidak mungkin dapat ditingkatkan.

Dalam siklus hidrologi, air yang sampai ke permukaan bumi disebabkan karena adanya presipitasi atau proses jatuhnya air hujan. Pasokan air tidak akan berkurang saat musim penghujan tiba, namun sebaliknya, pasokan air akan berkurang saat musim kemarau. Untuk itu, dibutuhkan waduk yang berfungsi menampung air pada musim penghujan dan menyimpan air di musim kemarau di waktu air sungai mengalir dalam debit yang kecil. Menurut Permen PU No. 27 Tahun 2015, waduk dapat terbentuk karena adanya bendungan dimana definisi bendungan adalah bangunan yang berupa tanah, batu, beton, atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat juga dibangun untuk menampung limbah tambang atau lumpur. Pembangunan bendungan dimaksudkan untuk memperoleh manfaat dari bendungan itu sendiri, seperti sebagai penyimpan cadangan air, mencegah banjir, menyediakan air untuk irigasi, menjadi tempat wisata, menyediakan energi untuk pembangkit listrik, dan sebagainya.

Selain banyaknya manfaat yang dapat diperoleh dari sebuah pembangunan bendungan, bendungan juga dapat menimbulkan risiko yang besar pula (Aniskurlillah, S.G, 2013, p.4). Permen PU No. 27 Tahun 2015 mendefinisikan kegagalan bendungan adalah keruntuhan sebagian atau seluruh bendungan atau bangunan pelengkapanya dan/atau kerusakan yang mengakibatkan tidak berfungsinya bendungan. Keruntuhan bendungan dapat menimbulkan banjir besar di daerah bagian hilir bendungan. Bencana dahsyat tersebut tidak hanya terjadi pada lokasi sekitar bangunan, tetapi mencakup area yang luas yang terdapat di bagian hilir bendungan dan juga dapat menyebabkan kerugian yang sangat besar.

Mengingat terdapat daerah pemukiman, lahan pertanian hingga berbagai fasilitas umum lainnya, maka begitu besar dampak yang ditimbulkan akibat keruntuhan bendungan

terhadap kondisi daerah di hilir bendungan, seperti yang terjadi pada Bendungan Situ Gintung pada tahun 2009 silam. Permen PU Nomor 27 Tahun 2015, tentang bendungan, menyebutkan bahwa setiap bendungan harus dilengkapi dengan Dokumen Rencana Tindak Darurat (RTD) dalam rangka antisipasi penyelamatan jiwa dan harga benda, apabila terjadi keruntuhan bendungan. Oleh karena itu perlu dilakukan analisis banjir akibat keruntuhan bendungan agar dapat diketahui risiko bahaya bendungan serta bencana pada wilayah-wilayah yang terkena dampak bencana.

1.2. Identifikasi Masalah

Bendungan Banyukuwung merupakan bendungan di Kabupaten Rembang, Jawa Tengah yang dibangun pada tahun 1996 dengan tujuan utama adalah untuk pemenuhan air irigasi dan air baku, yang pada kenyataannya lebih ditujukan sebagai pemenuhan kebutuhan air baku di daerah sekitar bendungan. Suatu konstruksi bendungan selain dibangun untuk tujuan tertentu juga menyimpan potensi bencana yang besar pula bila mengalami keruntuhan atau kegagalan bendungan. Costa dalam buku "*Using HEC-RAS for Dam Break Studies*", halaman 8, melaporkan bahwa untuk bendungan tipe urugan, 35% terjadi karena *overtopping*, 38% karena *piping*. Keruntuhan pada bendungan dapat mengakibatkan banjir besar yang menjadi sebuah bencana besar bagi penduduk. Masyarakat, lahan pertanian, dan fasilitas umum lainnya di bagian hilir bendungan akan mengalami kerugian akibat banjir besar yang akan terjadi jika bendungan tersebut mengalami keruntuhan.

Semakin berkembangnya daerah hilir bendungan tersebut, maka perlu dilakukan studi analisis keruntuhan bendungan yang nantinya dapat diketahui resiko bahaya bendungan dan bencana serta wilayah-wilayah yang terkena dampak bencana. Sehingga dampak banjir yang menimbulkan korban manusia maupun kerugian harta benda sebagai akibat dari pengeluaran debit air waduk akibat runtuhnya bendungan dapat diminimalkan.

1.3. Rumusan Masalah

Rumusan masalah dalam kajian ini adalah:

1. Berapa besarnya debit banjir rancangan yang terjadi pada Bendungan Banyukuwung?
2. Berdasarkan peta sebaran genangan banjir, daerah mana saja yang terkena banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung?
3. Berapa tinggi genangan maksimum yang terjadi akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung?
4. Bagaimana klasifikasi bahaya Bendungan Banyukuwung?

1.4. Batasan Masalah

Agar dapat memfokuskan permasalahan yang dihadapi, maka terdapat beberapa batasan masalah pada studi ini, yaitu sebagai berikut:

1. Wilayah studi ini adalah bagian hilir Bendungan Banyukuwung.
2. Penelitian menggunakan program HEC RAS.
3. Tidak membahas biaya akibat keruntuhan bendungan.
4. Tidak membahas bangunan air di sepanjang sungai bagian hilir Bendungan Banyukuwung.
5. Tidak membahas transport sedimen di sepanjang sungai.

1.5. Tujuan

Adapun tujuan dalam kajian ini antara lain sebagai berikut:

1. Untuk mengetahui skenario banjir di hilir bendungan akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung dengan debit keluaran dari waduk.
2. Untuk mengetahui daerah terkena banjir berdasarkan pemetaan bagian hilir Bendungan Banyukuwung akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung.
3. Untuk menambah pengetahuan tentang pengaplikasian *software HEC-RAS* pada analisis keruntuhan Bendungan Banyukuwung.

1.6. Manfaat

Manfaat yang didapatkan dari studi ini adalah untuk meningkatkan kemampuan mahasiswa dalam memahami dan menganalisis banjir akibat keruntuhan bendungan, serta dapat meningkatkan kemampuan mahasiswa dalam mengoperasikan *software* yang berkaitan dengan ilmu pengairan. Studi ini juga dapat dijadikan sebagai masukan untuk penyusunan peta bencana banjir Bendungan Banyukuwung yang akan dipakai sebagai sarana pendukung dalam penyusunan Panduan Rencana Tindak Darurat Bendungan Banyukuwung.



Halaman ini sengaja dikosongkan



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Bendungan

2.1.1. Definisi

Menurut Permen PU Nomor 27 Tahun 2015, bendungan adalah bangunan yang berupa urukan tanah, urukan batu, beton, dan/atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat pula dibangun untuk menahan dan menampung air limbah tambang, atau menampung lumpur sehingga terbentuk waduk. Sedangkan menurut Peraturan Menteri Nomor 72/PRT/1997, bendungan adalah setiap bangunan penahan air buatan, jenis urugan atau jenis lainnya yang menampung air atau dapat menampung air, termasuk pondasi, bukit/tebing tumpuan, serta bangunan pelengkap dan peralatannya, termasuk juga bendungan limbah galian, tetapi tidak termasuk bendung dan tanggul.

Bendungan difungsikan sebagai penangkap air dan menyimpannya di musim hujan waktu air sungai mengalir dalam jumlah besar dan yang melebihi kebutuhan baik untuk keperluan irigasi, air minum, industri atau yang lainnya. Dengan memiliki daya tampung tersebut sejumlah besar air yang melebihi kebutuhan dapat disimpan dalam sebuah tampungan (waduk) dan digunakan sesuai kebutuhan.

Bila aliran sungai yang masuk ke waduk melebihi air yang dialirkan keluar waduk sesuai kebutuhan, maka isi waduk akan semakin penuh dan dapat melampaui batas daya tampung rencana. Untuk itu pada sebuah bendungan dibangun sebuah pelimpah yang lokasinya dipilih menurut kondisi topografi yang terbaik guna mengalirkan air untuk mencegah limpasan terjadi pada tubuh bendungan.

2.1.2. Pembagian Tipe Bendungan

Terdapat banyak tipe bendungan yang sukar dibandingkan antara satu dengan lainnya. Sebuah bendungan dapat dipandang dari beberap segi yang masing-masing menghasilkan tipe yang berbeda-beda pula. Maka dari itu pembagian tipe bendungan dapat dilihat dari 7 kondisi, yaitu: berdasarkan ukurannya, tujuan pembangunannya, penggunaannya, jalannya air, konstruksi, fungsinya dan menurut *The International Commision on Large Dams (ICOLD)* . Berikut merupakan penjelasan dari pembagian tipe-tipe bendungan (Soediby, 2003, p.3).

2.1.2.1. Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Ukurannya

Ada 2 tipe bendungan berdasarkan ukurannya, yaitu bendungan besar dan bendungan kecil.

1) Bendungan besar (*large dams*)

Menurut ICOLD definisi bendungan besar adalah:

- Bendungan yang tingginya lebih dari 15 m, diukur dari bagian terbawah pondasi sampai ke puncak bendungan.
- Bendungan yang tingginya antara 10 m – 15 m dapat pula disebut bendungan besar asal memenuhi salah satu atau lebih kriteria sebagai berikut:
 - Panjang puncak bendungan tidak kurang dari 500m
 - Kapasitas waduk yang terbentuk tidak kurang dari 1 juta m³.
 - Debit banjir maksimal yang diperhitungkan tidak kurang dari 2000m³/detik.
 - Bendungan menghadapi kesulitan-kesulitan khusus pada pondasinya
 - Bendungan didesain tidak seperti umumnya.

2) Bendungan kecil (*small dams, weir, bendung*)

Semua bendungan yang tidak memenuhi syarat sebagai bendungan besar disebut bendungan kecil.

2.1.2.2. Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Tujuan Pembangunannya

Ada 2 tipe bendungan dengan tujuan tunggal dan bendungan serbaguna.

1) Bendungan dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk : pembangkit tenaga listrik atau irigasi atau pengendali banjir atau perikanan darat atau tujuan lainnya, tetapi hanya untuk satu tujuan saja.

2) Bendungan serbaguna (*multipurpose dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan, misalnya: pembangkit tenaga listrik (PLTA) dan irigasi, pengendali banjir dan PLTA, air minum dan air industri, dan lain-lain.

2.1.2.3. Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Penggunaannya

Ada 3 tipe pembagian bendungan berdasarkan penggunaannya, yaitu bendungan untuk membentuk waduk, bendungan penangkap/pembelok air dan bendungan untuk memperlambat aliran air.

1) Bendungan untuk membentuk waduk (*storage dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk membentuk waduk guna menyimpan air pada waktu kelebihan agar dapat dipakai pada waktu diperlukan.

2) Bendungan penangkap/pembelok air (*diversion dams*)

Adalah bendungan yang dibangun agar permukaan airnya lebih tinggi sehingga dapat mengalir masuk ke dalam saluran air atau terowongan air. Apabila bukan termasuk bendungan besar disebut bendungan penangkap. Banyak digunakan untuk irigasi, PLTA, dan penyediaan air untuk industri.

3) Bendungan untuk memperlambat jalannya air (*detension dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk memperlambat aliran air sehingga dapat mencegah terjadinya banjir besar. Bendungan untuk memperlambat jalannya air dapat dibagi menjadi 2, yaitu:

- Untuk menyimpan air sementara dan dialirkan ke dalam saluran air di bagian hilir
- Untuk menyimpan air selama mungkin agar dapat meresap di daerah sekitarnya.

Apabila tujuannya untuk menangkap lumpur dan pasir maka disebut *debris dam*, *check dam* atau *sabo dam*.

2.1.2.4. Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Jalannya Air

Ada 2 tipe pembagian bendungan berdasarkan jalannya air, yaitu bendungan untuk dilewati air dan bendungan untuk menahan air.

1) Bendungan untuk dilewati air (*overflow dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk dilewati air misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*).

2) Bendungan untuk menahan air

Adalah bendungan yang sama sekali tidak boleh dilewati air. Kedua tipe ini biasanya dibangun berbatasan dan dibuat dari beton, pasangan batu atau pasangan bata.

2.1.2.5. Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Konstruksinya

Ada 3 tipe bendungan berdasarkan konstruksinya, yaitu bendungan urugan, bendungan beton dan bendungan lainnya.

1) Bendungan urugan (*fill dams, embankment dams*)

Menurut ICOLD definisi bendungan urugan adalah bendungan yang dibangun dari hasil penggalian bahan (material) tanpa tambahan bahan lain yang bersifat campuran secara kimia, jadi hanya bahan pembentuk bendungan asli.

Bendungan tipe urugan dapat dibagi menjadi:

- Bendungan urugan serbasama (*homogeneous dams*)

Merupakan suatu bendungan urugan apabila bahan yang membentuk tubuh bendungan tersebut terdiri dari tanah yang hampir sejenis dan gradasinya (susunan ukuran butiran) hampir seragam. Tubuh bendungan secara keseluruhan berfungsi ganda, yaitu sebagai bangunan penyangga dan sekaligus sebagai penahan rembesan air (Sosrodarsono, 1976, p.11).

- Bendungan urugan zonal

Merupakan suatu bendungan urugan yang apabila timbunan yang membentuk tubuh bendungan terdiri dari batuan dengan gradasi (susunan ukuran butiran) yang berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu.

Pada bendungan tipe ini sebagai penyangga terutama dibebankan kepada timbunan yang lulus air, sedang penahan rembesan dibebankan kepada timbunan yang kedap air.

Berdasarkan letak dan kedudukan dari zona kedap airnya, maka bendungan tipe urugan zonal ini dapat dibedakan menjadi 3, yaitu:

- Bendungan urugan zonal dengan tirai kedap air atau “bendungan tirai” (*front core fill type dam*), ialah bendungan zonal dengan zona kedap air yang membentuk lereng udik bendungan tersebut.
- Bendungan urugan zonal dengan inti kedap air miring atau “bendungan inti miring” (*inclined-core fill type dam*), ialah bendungan zonal yang zona kedap airnya terletak di dalam tubuh bendungan dan berkedudukan miring ke arah hilir.
- Bendungan urugan zonal dengan inti kedap air tegak atau “bendungan inti tegak” (*central-core fill type dam*), ialah bendungan zonal yang zona kedap airnya terletak dalam tubuh bendungan dengan kedudukan vertikal. Biasanya inti tersebut terletak di bidang tengah dari tubuh bendungan.

- Bendungan urugan bersekat

Merupakan suatu bendungan urugan yang apabila di lereng udik tubuh bendungan dilapisi dengan sekat tidak lulus air (dengan kekedapan yang tinggi) seperti lembaran baja

tahan karat, beton aspal, lembaran beton bertulang, hamparan plastik, susunan beton blok, dan lain sebagainya.

2) Bendungan beton (*concrete dams*)

Adalah bendungan yang terbuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak. Bendungan tipe beton dapat dibagi menjadi: bendungan beton berdasar berat sendiri, bendungan beton dengan penyangga, bendungan beton berbentuk lengkung dan bendungan beton kombinasi.

- Bendungan beton berdasar berat sendiri (*concrete gravity dams*)

Adalah bendungan beton yang didesain untuk menahan beban dan gaya yang bekerja padanya hanya dengan berat sendiri saja.

- Bendungan beton dengan penyangga (*concrete buttres dams*)

Adalah bendungan beton yang mempunyai penyangga untuk menyalurkan gaya-gaya yang bekerja padanya. Banyak digunakan apabila sungai sangat lebar sedangkan keadaan geologinya baik.

- Bendungan beton berbentuk lengkung (Benton berbentuk busur atau *concrete arch dams*)

Adalah bendungan beton yang didesain untuk menyalurkan gaya-gaya yang bekerja padanya lewat abutmen kiri dan abutmen kanan bendungan.

- Bendungan beton kombinasi (*combination concrete dams, mixed type concrete dams*)

Merupakan kombinasi antara lebih dari satu tipe. Apabila suatu bendungan beton berdasar berat sendiri berbentuk lengkung maka disebut *concrete arch gravity dams*. Apabila suatu bendungan beton merupakan gabungan beberapa lengkung maka disebut *concrete multiple arch dams*. Terdapat pula suatu bendungan yang sebagian panjangnya berbentuk lengkung dan beton dengan penyangga lainnya (Bendungan Itaipu di perbatasan Praguay dan Brasil). Terdapat pula suatu bendungan yang sebagian panjangnya dengan penyangga sedang lainnya berbentuk lengkung (Roselend).

3) Bendungan lainnya

Biasanya hanya untuk bendungan kecil misalnya: bendungan kayu, bendungan besi, bendungan pasangan bata, bendungan pasangan batu. Pada tahun 1980 mulai diadakan penelitian tentang bendungan beton ringan (*rollcrete dams* atau *roller compact concrete dams*). Ini adalah bendungan yang dibuat dari beton ringan sehingga bahan betonnya dapat diangkut dengan *dumptruck*, *tipper* dan *truck* biasa. Syarat untuk beton tidak terlalu berat

dengan jumlah pemakaian PC kecil yaitu kira-kira hanya 120 kg per m³ beton. Bendungan tipe ini yang telah berhasil dibangun adalah Willow Creek Dam (Amerika Serikat) setinggi 53 m dengan volume 300.000m³.



a

b

Gambar 2.1 Bendungan Tipe Urugan (a), dan Bendungan Tipe Beton (b)

Sumber: muhbisri.wordpress.com (diakses Januari 2018).

2.1.2.6. Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Fungsinya

Terdapat 8 tipe bendungan berdasarkan fungsinya, yaitu: bendungan pengelak pendahuluan, bendungan pengelak, bendungan utama, bendungan sisi, bendungan di tempat rendah, tanggul, bendungan limbah industri dan bendungan pertambangan.

1) Bendungan pengelak pendahuluan (*primary cofferdam, dike*)

Adalah bendungan yang pertama-tama dibangun di sungai pada waktu debit air rendah agar lokasi rencana bendungan pengelak menjadi kering yang memungkinkan pembangunannya secara teknis.

2) Bendungan pengelak (*cofferdam*)

Adalah bendungan yang dibangun sesudah selesainya bendungan pengelak pendahuluan sehingga lokasi rencana bendungan utama menjadi kering yang memungkinkan pembangunannya secara teknis.

3) Bendungan utama (*main dam*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk memenuhi satu atau lebih tujuan tertentu.

4) Bendungan sisi (*high level dam*)

Adalah bendungan yang terletak di sebelah sisi kiri dan atau sisi kanan bendungan utama yang tinggi puncaknya juga sama. Ini digunakan untuk membuat proyek se optimal mungkin, artinya dengan menambah tinggi pada bendungan utama diperoleh hasil yang sebesar-besarnya

walaupun harus menaikkan sebelah sisi kiri dan atau sisi kanan. Biaya yang digunakan untuk menaikkan tinggi air masih ekonomis dibandingkan dengan hasil besar yang akan diperoleh.

5) Bendungan di tempat rendah (*saddle dam*)

Adalah bendungan yang terletak di tepi waduk yang jauh dari bendungan utama yang dibangun untuk mencegah keluarnya air dari waduk sehingga air waduk tidak mengalir ke daerah sekitarnya.

6) Tanggul

Adalah bendungan yang terletak di sebelah sisi kiri dan atau kanan bendungan utama dan di tempat yang jauh dari bendungan utama yang tinggi maksimalnya hanya 5 m dengan panjang puncaknya maksimal 5 kali tingginya.

Apabila tanggul ini digunakan untuk mencegah banjir di sepanjang sungai maka disebut dengan tanggul banjir (*flood bank*). Sedangkan apabila dibuat dari pasangan bata, pasangan batu atau beton maka disebut dinding penahan banjir (*flood wall*).

7) Bendungan limbah industri (*industrial waste dam*)

Adalah bendungan yang terdiri atas timbunan secara bertahap untuk menahan limbah yang berasal dari industri.

8) Bendungan pertambangan (*mine tailing dam, tailing dam*)

Adalah bendungan yang terdiri atas timbunan secara bertahap untuk menahan hasil galian pertambangan dan bahan pembuatnya pun berasal dari hasil galian pertambangan juga. Salah satu bendungan pertambangan yang terkenal adalah Stava di Italia yang jebol pada bulan Juli 1985.

2.1.2.7. Pembagian Tipe Bendungan Menurut ICOLD (*The International Commission on Large Dams*).

ICOLD membagi tipe bendungan menjadi 6, yaitu bendungan urugan tanah, bendungan urugan batu, bendungan beton berdasar berat sendiri, bendungan beton dengan penyangga, bendungan beton berbentuk lengkung dan bendungan beton berbentuk lebih dari satu lengkung.

1) Bendungan urugan tanah

2) Bendungan urugan batu (*rockfill dams*)

Adalah bendungan urugan yang kekuatan konstruksinya didasarkan pada urugan batu dan sebagai lapisan kedap air memakai tanah liat, tanah liat bercampur pasir atau kerikil, lapisan

aspal, beton bertulang atau *geotextile*. Di dalam tipe ini termasuk bendungan urugan berlapis dan bendungan urugan abut dengan lapisan kedap air.

- 3) Bendungan beton berdasarkan berat sendiri
- 4) Bendungan beton dengan penyangga
- 5) Bendungan beton berbentuk lengkung
- 6) Bendungan beton berbentuk lebih dari satu lengkung (*multiple arch dams*)

Ini adalah bendungan beton yang berbentuk lengkungnya lebih dari satu dan diperkuat dengan kolom beton bertulang.

2.2. Keruntuhan Bendungan

Menurut Peraturan Menteri PUPR, kegagalan bendungan didefinisikan sebagai keruntuhan sebagian atau seluruh atau bangunan pelengkapannya dan atau kerusakan yang mengakibatkan tidak berfungsinya bendungan. Sebenarnya mekanisme dalam keruntuhan bendungan tidak begitu dipahami, baik untuk bendungan urugan tanah maupun bendungan beton. Dalam melakukan peramalan banjir di daerah hilir akibat dari keruntuhan bendungan biasanya dianggap bahwa bendungan runtuh secara total dan secara mendadak.

Seperti yang tertulis pada dokumen “*Using HEC-RAS for Dam Break Studies*” yang ditulis oleh U.S Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center halaman 7, secara historis, semua jenis bendungan mengalami kegagalan karena satu atau lebih kejadian. Namun, sejauh ini sebagian besar kegagalan bendungan yang terjadi adalah bendungan urugan. Ada banyak kejadian yang bisa menjadi pemicu terjadinya kegagalan bendungan. Berikut adalah daftar kejadian yang dapat menyebabkan kegagalan bendungan:

- Kejadian banjir
- *Piping* atau rembesan
- Tanah yang longsor
- Gempa
- Kegagalan Pondasi
- Kegagalan atau kerusakan peralatan pendukung
- Kegagalan structural
- Kegagalan hulu sungai
- Sabotase

Dengan kejadian yang berbeda yang mengakibatkan kegagalan bendungan, Tabel berikut menunjukkan daftar jenis bendungan dan hubungannya dengan kemungkinan kegagalan (Costa, 1985; Atallah,2002).

Tabel 2.1

Hubungan Kemungkinan Keruntuhan Bendungan dengan Jenis/Tipe Bendungan

Failure Mode	Earthen/ Embankment	Concrete Gravity	Concrete Arch	Concrete Buttress	Concrete Multi- Arch
Overtopping	X	X	X	X	X
Piping/Seepage	X	X	X	X	X
Foundation Defects	X	X	X	X	X
Sliding	X	X		X	
Overturning		X	X		
Cracking	X	X	X	X	X
Equipment Failure	X	X	X	X	X

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2014, p.8)

Costa (1985) melaporkan bahwa dari semua kegagalan bendungan pada tahun 1985 34% disebabkan oleh *overtopping*, 30% karena cacat pondasi, 28% karena *piping* dan rembesan, dan 8% lainnya. Costa juga melaporkan bahwa untuk bendungan tipe urugan, 35% terjadi karena *overtopping*, 38% karena *piping*, 21% karena cacat pondasi, dan 6% disebabkan karena hal lainnya. Sehingga pada umumnya keruntuhan bendungan urugan disebabkan oleh:

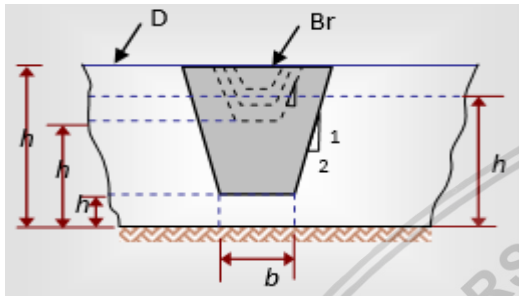
- Akibat *overtopping*
- Akibat *piping*

2.2.1. Keruntuhan Bendungan Akibat *Overtopping*

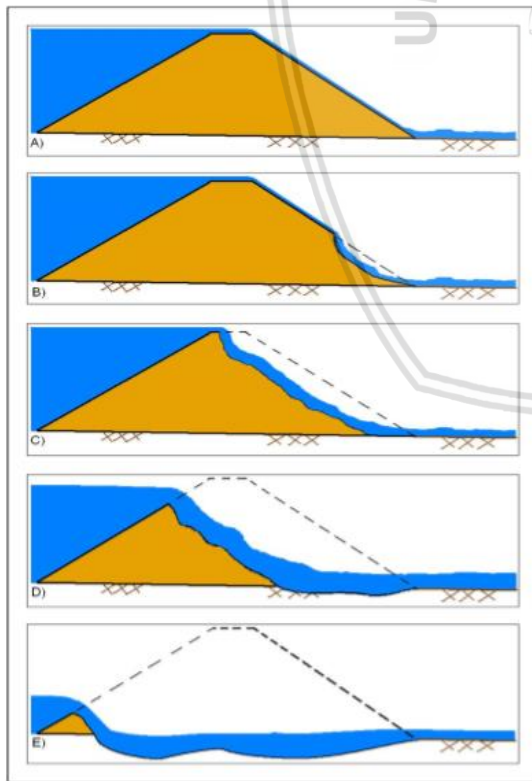
Kondisi *overtopping* pada bendungan dapat menjadi awal mula penyebab keruntuhan bendungan. *Overtopping* yaitu melimpasnya air pada waduk melalui tubuh bendungan, hal ini terjadi karena kapasitas pelimpah (*spillway*) yang tidak lagi bisa mengakomodir banjir dalam waduk, atau bahkan karena terhalangnya pelimpah oleh suatu hal, misalnya reruntuhan, atau bisa juga dikarenakan oleh kecacatan pondasi bendungan sehingga tubuh bendungan mengalami *landslide* yang menyebabkan elevasinya menurun. Secara umum, keruntuhan *overtopping* pada bendungan urugan, proses erosi awal terjadi pada bagian hilir dari tubuh bendungan. Saat air melewati puncak bendungan, puncak bendungan bertindak seperti ambang lebar bendung. Potongan tersebut akan terkikis kembali ke pusat bendungan dan melebar seiring waktu. Ketika potongan mulai memotong ke dalam puncak bendungan, panjang puncak bendungan akan menjadi lebih pendek. Ketika potongan mencapai hulu dari puncak bendungan, kegagalan dari

hulu puncak dapat terjadi. Potongan akan berlanjut mengikis bagian hulu melalui tanggul bendungan (U.S Army Corps of Engineers, 2014, p.10).

Keruntuhan bendungan akibat *overtopping* disimulasikan dengan rekahan yang berbentuk segiempat, trapesium, atau segitiga. Rekahan ini makin lama makin membesar dengan waktu secara progresif dari puncak bendungan ke bawah sampai mencapai pondasi. Aliran yang lewat pada rekahan ini diperhitungkan sebagai aliran yang melewati ambang lebar (Rachmadan, L.C, 2013, p.5).



Gambar 2.2 Tampak Depan dari Formasi Berubah Ukuran Rekahan yang Terjadi pada Tubuh DAM akibat *Overtopping*
 Sumber: Rachmadan (2013,p.5)

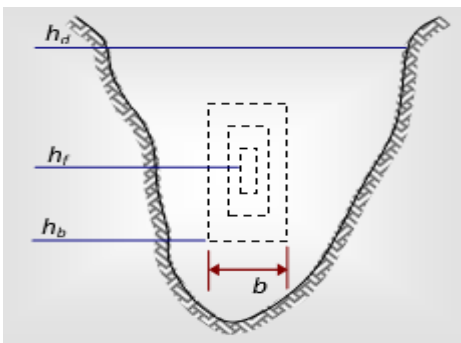


Gambar 2.3 Proses Keruntuhan Bendungan Akibat *Overtopping*
 Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2014, p.11).

2.2.2. Keruntuhan Bendungan Akibat *Piping*

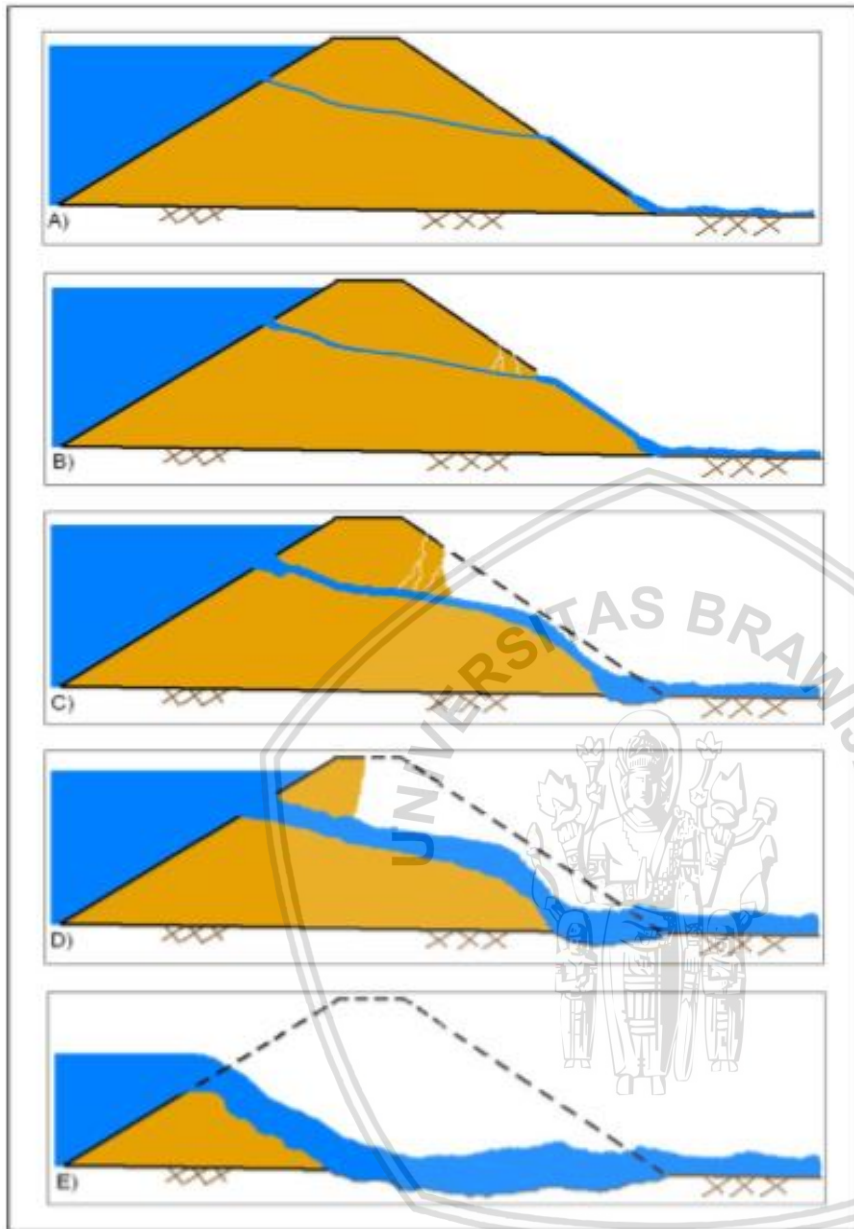
Rekahan yang diakibatkan oleh *piping* tidak bisa dipastikan awal mula lokasinya dikarenakan gerusan yang diakibatkan oleh rembesan terjadi didalam tubuh bendungan. Sedangkan untuk proses dari rekahan sampai tubuh bendungan tererosi sepenuhnya merupakan akibat dari rusaknya tatanan konstruksi pada bagian bawah (*piping point*) sehingga membuat runtuh konstruksi bagian atas. Kegagalan *piping* dimulai dari air merembes melalui material, lubang yang lebih besar terbentuk, sehingga mampu membawa lebih banyak air dan mengikis lebih banyak material. Pergerakan air melalui bendungan selama proses ini dimodelkan sebagai aliran jenis lubang bertekanan. Selama proses aliran *piping*, erosi dan pemotongan akan mulai terjadi di bagian hilir bendungan sebagai hasil aliran keluar dari *piping*. Saat lubang *piping* semakin membesar, material di atas lubang akan mulai runtuh dan jatuh ke air yang bergerak. Proses erosi dan bahan material akan bergerak ke sisi hulu bendungan, sementara lubang *piping* akan terus berkembang secara bersamaan. Jika lubang *piping* sudah cukup besar, berat material di atas lubang mungkin terlalu berat untuk dipertahankan, dan masa keruntuhan dari material akan terjadi. Ini akan menghasilkan sebuah kerusakan besar pada outflow di atas kerusakan dan akan mempercepat proses keruntuhan. Potongan dan proses erosi akan dilanjutkan kembali melalui bendungan, serta ke bawah. Selain itu, keruntuhan akan semakin melebar. Tergantung pada volume dari air di waduk, keruntuhan dapat terus berkurang dan melebar sampai ke dasar saluran alami tercapai. Kemudian keruntuhan akan masuk fase yang melebar (U.S Army Corps of Engineers , 2014, p.10)

Keruntuhan bendungan akibat *piping* ini dapat disimulasikan dengan menentukan elevasi sumbu *piping* yang disimulasikan sebagai lubang berbentuk segiempat yang melebar dengan waktu keatas dan kebawah dalam tubuh bendungan.



Gambar 2.4 Ilustrasi Rekahan Pada Bendungan Akibat *Piping*

Sumber: Rachmadan (2013,p.5)



Gambar 2.5 Proses Keruntuhan Bendungan Akibat Piping

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2014,p.12).

Debit yang keluar dari dua jenis rekahan ini merupakan hidrograf banjir yang terjadi pada penampang melintang 0 (permulaan), yang harus ditelusur ke hilir disepanjang lembah sungai dengan metode “*unsteady flow*”.

2.2.3. Parameter Keruntuhan Bendungan

- Koefisien Rekahan

Dalam memperkirakan parameter keruntuhan merupakan hal yang sulit. Saat ini dalam perangkat lunak seperti HEC-RAS, pengguna hanya diperbolehkan memasukkan satu nilai

untuk koefisien keruntuhan bendung dan untuk koefisien *piping*. Karena perkiraan arus puncak sangat penting dalam proses ini, kita harus mencoba untuk memperkirakan koefisien ini berdasarkan fase proses keruntuhan yang menurutnya arus terbesar kemungkinan besar akan terjadi. Misalnya, bendungan urugan dengan volume sedang sampai besar, kemungkinan akan runtuh sampai ke elevasi aliran sungai alami, dan berada dalam fase pelebaran saat arus keluar puncak terjadi. Untuk hal tersebut disarankan menggunakan koefisien weir (C) yaitu 2,6. Namun, untuk bendungan dengan volume air yang relatif rendah dibandingkan dengan ketinggian bendungan, arus puncak dapat terjadi selama fase keruntuhan dimana keruntuhan tersebut masih melalui bendungan. Untuk kasus ini, koefisien weir (C) yaitu 3,2. Faktor lain yang perlu dipertimbangkan adalah jenis bahan bendungan. Bendungan yang memiliki inti tanah liat, dan umumnya terbuat dari bahan tanah liat, akan cenderung memiliki proses pemotongan yang jauh lebih nyata. Sementara bendungan yang lebih banyak berada di pasir dan kerikil akan memiliki proses *headcut* yang kurang jelas. Hal ini dapat menyebabkan penggunaan koefisien bendung yang lebih tinggi untuk bendungan tanah liat (yaitu C=3,2, bendung dengan ambang tajam) versus bendungan kerikil/pasir (yaitu C=2,6, bendung dengan ambang lebar).

Selama keruntuhan *piping*, laju air yang mengalir melalui bendungan dimodelkan dengan persamaan aliran tekan orifice. Persamaan ini juga membutuhkan koefisien debit, yang merupakan ukuran sebaran efisien arus bisa masuk ke lubang *piping*. Nilai yang disarankan untuk koefisien aliran *piping* berada pada kisaran 0,5 sampai 0,6. Pedoman pemilihan koefisien aliran dalam tabel dibawah (U.S Army Corps of Engineers, 2014, p.13).

Tabel 2.2

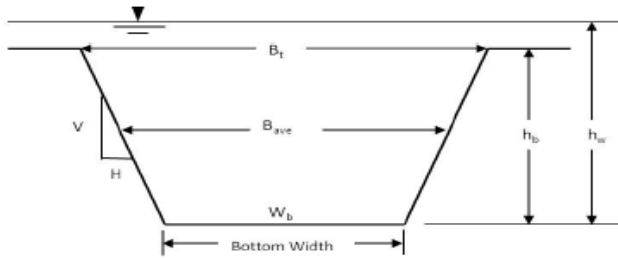
Koefisien Keruntuhan Bendungan

Dam Type	Overflow/Weir Coefficient	Piping/Pressure Flow Coefficients
Earthen Clay or Clay Core	2.6 – 3.3	0.5-0.6
Earthen Sand and gravel	2.6-3.0	0.5-0.6
Concrete Arch	3.1-3.3	0.5-0.6
Concrete Gravity	2.6-3.0	0.5-0.6

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2014, p.13).



• Bentuk dan Waktu Rekahhan



Gambar 2.6 Gambaran Parameter Rekahhan

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2014, p.14).

Gambar di atas merupakan gambaran parameter rekahan pada proses keruntuhan bendungan. Dimana lebar rekahan digambarkan sebagai lebar keruntuhan rata-rata (B_{ave}) dalam banyak persamaan, sementara HEC-RAS memerlukan lebar dasar keruntuhan (W_b) untuk input. Tinggi keruntuhan (h_b) adalah batas vertikal dari bagian atas bendungan sampai elevasi terbalik rata-rata keruntuhan. Banyak persamaan juga menggunakan tinggi air (h_w), yang merupakan permukaan vertikal dari permukaan air maksimum sampai elevasi balik dari keruntuhan. Lereng samping dinyatakan dalam $H:V$ (U.S Army Corps of Engineers, 2014, p.13).

Banyak lembaga federal telah menerbitkan panduan dalam bentuk rentang nilai yang mungkin untuk lebar rekahan, kemiringan samping, dan waktu pengembangan. Tabel berikut merangkum beberapa panduan tersebut. Nilai pada tabel ini harus digunakan sebagai batas minimum dan batas maksimum untuk memperkirakan parameter rekahan.

Tabel 2.3

Batasan Nilai untuk Karakteristik Rekahhan

Dam Type	Average Breach Width (B_{ave})	Horizontal Component of Breach Side Slope ($H:V$)	Failure Time, t_f (Hours)	Agency
Earthen/Rockfill	(0.5 to 3.0) x HD	0 to 1.0	0.5 to 4.0	USACE 1980
	(1.0 to 5.0) x HD	0 to 1.0	0.1 to 1.0	FERC
	(2.0 to 5.0) x HD	0 to 1 (slightly larger)	0.1 to 1.0	NWS
	(0.5 to 5.0) x HD*	0 to 1.0	0.1 to 4.0*	USACE 2007
Concrete Gravity	Multiple Monoliths	Vertical	0.1 to 0.5	USACE 1980
	Usually $\leq 0.5 L$	Vertical	0.1 to 0.3	FERC
	Usually $\leq 0.5 L$	Vertical	0.1 to 0.2	NWS
	Multiple Monoliths	Vertical	0.1 to 0.5	USACE 2007



Lanjutan Tabel 2.3 Batasan Nilai untuk Karakteristik Rekahan

Dam Type	Average Breach Width (B_{ave})	Horizontal Component of Breach Side Slope ($H:V$)	Failure Time, t_f (Hours)	Agency
Concrete Arch	Entire Dam	Valley wall slope	≤ 0.1	USACE 1980
	Entire Dam	0 to valley walls	≤ 0.1	FERC
	(0.8 x L) to L	0 to valley walls	≤ 0.1	NWS
	(0.8 x L) to L	0 to valley walls	≤ 0.1	USACE 2007
Slag/Refuse	(0.8 x L) to L	1.0 to 2.0	0.1 to 0.3	FERC
	(0.8 x L) to L		≤ 0.1	NWS

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2014, p.15)

Beberapa peneliti telah mengembangkan persamaan regresi untuk dimensi keruntuhan (lebar, lereng samping, volume terkikis) serta waktu keruntuhan. Secara umum, beberapa persamaan regresi harus digunakan untuk membuat perkiraan dimensi keruntuhan dan waktu keruntuhan. Penggunaan salah satu persamaan regresi harus dilakukan dengan hati-hati. Persamaan regresi berikut telah digunakan untuk beberapa studi keamanan bendungan ayng ditemukan dalam literatur (kecuali persamaan Xu dan Zhang, yang disajikan karena berbagai nilai data historisnya) (U.S Army Corps of Engineers, 2014, p.15).

Tabel 2.4

Ringkasan persamaan Regresi untuk Ukuran Rekahan dan Waktu Keruntuhan (Wahl 1998)

Reference	Number of Case Studies	Relations Proposed (S.I. units, meters, m ³ /s, hours)	
Johnson and Illes (1976)		$0.5hd \leq B \leq 3hd$ for earthfill dams	
Singh and Snorrason (1982, 1984)	20	$2hd \leq B \leq hd$ $0.15 \text{ meters} \leq d_{ovtop} \leq 0.61 \text{ meters}$ $0.25 \text{ hours} \leq t_f \leq 1.0 \text{ hours}$	
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	42	Earthfill dams: $V_{er} = 0.0261(V_{out} * h_w)^{0.769}$ $t_f = 0.0179(V_{er})^{0.564}$ Non-earthfill dams: $V_{er} = 0.00348(V_{out} * h_w)^{0.852}$	[best-fit] [upper envelope] [best-fit]



Lanjutan Tabel 2.4 Ringkasan persamaan Regresi untuk Ukuran Rekahan dan Waktu Keruntuhan (Wahl 1998)

Reference	Number of Case Studies	Relations Proposed (S.I. units, meters, m ³ /s, hours)
FERC (1987)		<p>B is normally 2-4 times h_d</p> <p>B can range from 1-5 times h_d</p> <p>$Z = 0.25$ to 1.0 [engineered, compacted dams]</p> <p>$Z = 1$ to 2 [non-engineered, slag or refuse dams]</p> <p>$t_f = 0.1$-1 hours [engineered, compacted earth dams]</p> <p>$t_f = 0.1$-0.5 hours [non-engineered, poorly compacted]</p>
Froehlich (1987)	43	<p>$\bar{B}^* = 0.47K_o(S^*)^{0.25}$</p> <p>$K_o = 1.4$ overtopping; 1.0 otherwise</p> <p>$Z = 0.75K_c(hw^*)^{1.57}(\bar{W}^*)^{0.73}$</p> <p>$K_c = 0.6$ with corewall; 1.0 without a corewall</p> <p>$t_f^* = 79(S^*)^{0.47}$</p>
Reclamation		<p>$B = (3)h_w$</p> <p>$T_f = (0.011)B$</p>
Singh and Scarlatos (1988)	52	<p>Geometri rekahan dan Waktu tendensi keruntuhan</p> <p>B_{top}/B_{bottom} rata-rata 1.29</p>
Von Thun and Gillette (1990)	57	<p>B, Z, t_f guidance (see discussion)</p>
Dewey and Gillette (1993)	57	<p>Model inisiasi rekahan; B, Z, t_f guidance</p>
Froehlich (1995b)	63	<p>$\bar{B} = 0.1803K_oV_w^{0.32}h_b^{0.19}$</p> <p>$t_f = 0.00254V_w^{0.55}h_b^{(-0.90)}$</p> <p>$K_o = 1.4$ for overtopping; 1.0 otherwise</p>

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2014, p.16)

Persamaan regresi ini telah digunakan pada beberapa studi bendungan dan telah ditemukan untuk memberikan kisaran nilai yang wajar untuk tanah, dikategorikan tanah, tanah dengan dinding inti (yaitu tanah liat), dan dam batuan. Salah satu persamaan yang dikembangkan adalah persamaan dari Froehlich (2008). Berikut ini adalah diskusi singkat persamaan Froehlich (2008).

Froehlich (2008): Di tahun 2008, Dr. Froehlich memperbaharui persamaan keruntuhan berdasarkan pada penambahan data baru. Dr. Froehlich menggunakan 74 *earthen, zoned*

earthen, *earthen* dengan data dinding inti (yaitu tanah liat), dan *rockfill* untuk dikembangkan sebagai serangkaian persamaan untuk memprediksi lebar rata-rata keruntuhan, kemiringan samping, dan waktu keruntuhan. Data yang digunakan Froechlich untuk analisis regresinya memiliki rentang sebagai berikut:

- Tinggi bendungan: 3,05 – 92,96 meter (10-305 kaki)
- Volume air saat keruntuhan : 0,0139-660 m³ x 10⁶ (11,3 – 535.000 acre-feet)

Persamaan regresi Froechlich (2008) untuk lebar rata-rata rekahan dan waktu keruntuhan adalah sebagai berikut:

$$B_{ave} = 0,27 \cdot K_0 \cdot V_w^{0,32} \cdot h_b^{0,04} \dots\dots\dots(2-1)$$

$$t_f = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{ghb^2}} \dots\dots\dots(2-2)$$

Dimana:

- B_{ave} : lebar rata-rata rekahan (m)
- K_0 : konstanta (1,3 untuk keruntuhan *overtopping* , 1,0 untuk *piping*)
- V_w : volume tampungan saat keruntuhan (m³)
- h_b : tinggi akhir rekahan (m)
- g : persamaan gravitasi (9,80665 m/s²)
- t_f : waktu keruntuhan (detik)

Froechlich (2008) menyatakan bahwa lereng sisi rata-rata seharusnya 1.0H: 1V untuk keruntuhan *overtopping* dan 0,7H : 1V untuk keruntuhan lainnya (seperti *piping*). Meskipun tidak secara jelas dinyatakan dalam makalah Froechlich, ketinggian dari keruntuhan biasanya dihitung dengan mengasumsikan bahwa keruntuhan berjalan dari atas bendungan sampai ke ketinggian tanah alami di lokasi keruntuhan (U.S Army Corps of Engineers , 2014, p.18).

2.3. Analisis Hidrologi

Dalam praktek, para teknisi yang berkepentingan dengan perencanaan dan pembangunan bangunan air, tidak dapat mengabaikan hidrologi sebagai alat penganalisis jumlah air untuk maksud tersebut. Seorang ahli hidrologi harus dapat menginterpretasikan data yang tersedia dan diperuntukan bagi studinya untuk mendapatkan nilai maksimal suatu besaran ekstrim yaitu debit maksimum (banjir) atau debit minimum (debit andalan) (Soemarto, 1986, p.19).

Persyaratan data dalam perhitungan banjir rencana meliputi ketersediaan data serta kualitas datanya. Dalam analisis frekuensi debit banjir agar dapat diperiksa data yang



digunakan sebaiknya lebih dari 20 tahun pengamatan dan dipelajari karakteristik dari fungsi distribusi datanya (SNI 2415, 2016, p.6).

2.3.1. Pengisian Data Hilang

Untuk memperkirakan data hujan yang hilang, terdapat berbagai metode yang dapat dilakukan. Salah satunya dengan Metode *Inversed Square Distance*. Pada Metode *Inversed Square Distance* digunakan adalah jumlah curah hujan dalam 1 tahun. Dalam metode ini variabel yang digunakan adalah jarak stasiun terdekat dengan stasiun yang akan dicari data curah hujan yang hilang. Rumus Metode *Inversed Square Distance* untuk mencari data hujan yang hilang adalah sebagai berikut .

$$P_x = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{P_i}{L_i^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{L_i^2}} \dots\dots\dots(2-3)$$

Dimana:

- P_x : Nilai hujan yang hilang di stasiun x
- P_i : Data hujan di stasiun sekitarnya pada periode yang sama
- L_i : Jarak antar stasiun

2.3.2. Pengujian Kualitas Data Hujan

Sebelum digunakan, data dalam perhitungan debit banjir rencana dan hujan rencana, seri data debit banjir maksimum sesaat atau seri data hujan harian maksimum perlu diuji dengan analisis pencilan (*outlier*) dan analisis kecenderungan (*trend*) (SNI 2415, 2016, p.5). Selain itu data yang telah diterima di Pusat Pengolahan Data kemudian diurutkan menurut fungsi waktu sehingga merupakan data deret berkala. Data deret berkala itu kemudian dilakukan pengesanan/pengujian salah satunya uji konsistensi (Soewarno, 1995, p.23).

2.3.2.1. Uji Konsistensi

Uji konsistensi yang dilakukan dengan menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*). Cara tersebut dilakukan dengan cara menghitung nilai kumulatif penyimpangannya terhadap nilai-nilia rata-rata (*mean*) dengan persamaan sebagai berikut:

$$S^*_0 = 0$$

$$S^*_k = \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y}) \dots\dots\dots(2-4)$$

Denngan k = 1,2,3,...,n

$$S_{k^{**}} = \frac{|S_{k^*}|}{D_y} \dots\dots\dots(2-5)$$



$$Dy^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(Y_i - \bar{y})^2}{n} \dots\dots\dots(2-6)$$

$$Q = |Sk^{**}_{maksimal}| \dots\dots\dots(2-7)$$

$$R = |Sk^{**}_{maksimal}| - |Sk^{**}_{minimal}| \dots\dots\dots(2-8)$$

Dengan:

Sk**= simpangan mutlak data

Sk**= nilai konsistensi data

Dy = simpangan rata-rata data

yi = nilai data ke-i

\bar{y} = nilai rerata data

n = jumlah atau banyak data

Q = nilai statistik data untuk $0 \leq k \leq n$

R = nilai *range* statistik terhadap data

Terdapat hipotesa dalam metode RAPS ini, yaitu apabila nilai $Q/(n^{0.5})_{hitung} < Q/(n^{0.5})_{kritis}$, dan $R/(n^{0.5})_{hitung} < R/(n^{0.5})_{kritis}$ pada derajat kepercayaan 5%, maka data tersebut bersifat konsisten. Dibawah ini adalah nilai nilai kritis dari parameter tersebut:

Tabel 2.5

Nilai Kritis $Q/(n^{0.5})$ dan $R/(n^{0.5})$

n	Q/ \sqrt{n}			R/ \sqrt{n}		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1.05	1.14	1.29	1.21	1.28	1.38
20	1.10	1.22	1.42	1.34	1.43	1.60
30	1.12	1.24	1.46	1.40	1.50	1.70
40	1.13	1.26	1.50	1.42	1.53	1.74
50	1.14	1.27	1.52	1.44	1.55	1.78
100	1.17	1.29	1.55	1.50	1.62	1.86
∞	1.22	1.36	1.63	1.62	1.75	2.00

Sumber: Harto (2009, p.41)

2.3.2.1. Uji Kecenderungan

Apabila dalam deret berkala menunjukkan adanya trend maka datanya tidak disarankan untuk digunakan untuk beberapa analisis hidrologi, misalnya analisis peluang dan simulasi. Ketidakadaan trend dapat diuji dengan banyak cara. Beberapa metode statistik yang dapat digunakan untuk menguji ketidakadaan *trend* dalam deret berkala salah satunya adalah Uji Korelasi Peringkat Metode Spearman.



Berdasarkan Uji Korelasi Peringkat Metode Spearman, *trend* dapat dipandang sebagai korelasi antara waktu dengan variat dari suatu variable hidrologi. Oleh karena itu koefisien korelasinya dapat digunakan untuk menentukan ketidakadaan *trend* dari suatu deret berkala. Salah satu cara adalah dengan menggunakan koefisien korelasi peringkat metode Spearman, yang dirumuskan sebagai berikut:

$$KP = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n (dt)^2}{n^3 - n} \dots\dots\dots(2-9)$$

$$t = KP \left[\frac{n-2}{1-KP^2} \right]^{1/2} \dots\dots\dots(2-10)$$

Keterangan:

KP = koefisien korelasi peringkat dari Spearman

n = jumlah data

dt = $R_t - T_t$

T_t = peringkat dari waktu

R_t = peringkat dari variabel hidrologi dalam deret berkala

t = nilai distribusi t, pada derajat kebebasan (n-2) untuk derajat kepercayaan tertentu (umumnya 5%)

Uji-t digunakan untuk menentukan apakah variabel waktu dan variabel hidrologi itu saling tergantung (*dependent*) atau tidak tergantung (*independent*). Dalam hal ini yang di uji adalah T_t dan R_t . Untuk pengambilan keputusan maka perlu melihat tabel 1.1 nilai t_c dibawah ini, dengan nilai $dk = n-2$. Jika $t_c (-) < t \text{ hitung} < t_c (+)$ maka tidak dapat menolak hipotesis nol pada derajat kepercayaan tertentu, atau dapat dikatakan dua seri data (R_t dan T_t) adalah independen dan tidak mungkin menunjukkan adanya *trend*.

Tabel 2.6

Niali Kritis t_c untuk Distribusi-t uji dua sisi

dk	Derajat Kepercayaan α				
	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005
1	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657
2	1.886	2.92	4.303	6.965	9.925
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032
6	1.44	1.943	2.447	3.143	3.707



Lanjutan Tabel 2.6 Niali Kritis t_c untuk Distribusi-t uji dua sisi

dk	Derajat Kepercayaan α				
	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	1.397	1.86	2.306	2.896	3.355
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.25
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055
13	1.35	1.771	2.16	2.65	3.013
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
16	1.337	1.746	2.12	2.583	2.921
17	1.333	1.74	2.11	2.567	2.898
18	1.33	1.734	2.101	2.552	2.878
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
21	1.323	1.721	2.08	2.518	2.831
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819
23	1.319	1.714	2.069	2.5	2.807
24	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797
25	1.316	1.708	2.06	2.485	2.787
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756
inf.	1.282	1.645	1.96	2.326	2.576

Sumber: Bonnier (1981)

2.3.2.2. Uji Pencilan (*Outlier*)

Uji deteksi *outlier* adalah pengujian untuk mencari *outlier* pada data, yaitu nilai dalam data yang bernilai jauh dengan data yang lain, karena keberadaan data *outlier* biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi untuk suatu sampel data (SNI, 2004:5). Prosedur SNI dalam tata cara perhitungan Hujan Maksimum Boleh Jadi atau *Probable Maximum Precipitation (PMP)* menyarankan pengujian uji deteksi *outlier* pada data hujan menggunakan Metode *Grubbs and Beck*. Mekanisme pengujiannya adalah untuk mendapatkan nilai batas atas data (X_H) dan nilai batas bawah data (X_L), yang pengambilan keputusannya adalah bila terdapat nilai dalam deret data yang melewati nilai batas atas data (X_H) dan bawah data (X_L)

maka nilai tersebut harus dibuang. Berikut persamaan yang digunakan dalam menggunakan Metode *Grubbs and Beck*:

$$X_H = e^{(\bar{x} + K_n \cdot S)} \dots\dots\dots(2-11)$$

$$X_L = e^{(\bar{x} - K_n \cdot S)} \dots\dots\dots(2-12)$$

$$K_n = -3,62201 + 6,28446 \cdot n^{0,25} - 2,49835 \cdot n^{0,5} + 0,491436 \cdot n^{0,75} - 0,037911 \cdot n \dots\dots\dots(2-13)$$

dengan:

\bar{x} = rerata dari data yang telah diubah menjadi bentuk Ln

S = simpangan baku dari data yang telah diubah menjadi bentuk Ln

K_n = parameter *Grubbs and Beck* berdasarkan jumlah data (n)

n = jumlah data

2.3.3. Hujan Rerata Daerah

Curah hujan yang diperlukan dalam menyusun rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan daerah dan dinyatakan dalam mm.

Hujan yang terjadi dapat merata di seluruh kawasan yang luas atau terjadi hanya bersifat setempat. Hujan yang bersifat setempat artinya ketebalan hujan yang diukur dari suatu stasiun hujan belum tentu dapat mewakili hujan untuk kawasan yang lebih luas, kecuali hanya untuk lokasi di sekitar stasiun hujan itu. Peluang hujan pada intensitas tertentu dari suatu lokasi ke lokasi yang lain dapat berbeda-beda. Untuk lokasi stasiun di tempat A mungkin nilai intensitas hujan itu pada periode ulang 50 tahunan, tetapi untuk lokasi stasiun hujan B dengan intensitas yang sama hanya periode ulang 10 tahun saja, meskipun kedua lokasi stasiun hujan itu jaraknya tidak jauh.

Dengan melakukan penakaran pada suatu stasiun hujan hanya akan didapat curah hujan pada suatu titik tertentu. Jika dalam sebuah area terdapat penakar curah hujan, maka untuk mendapatkan nilai curah hujan areal yaitu dengan mengambil nilai rata-ratanya

Terdapat tiga metode dalam perhitungan curah hujan rerata daerah, yaitu:

2.3.3.1. Metode Rata-Rata Hitung

Metode ini paling sederhana dalam menghitung curah hujan daerah. Metode ini cocok digunakan untuk kawasan dengan topografi datar, alat penakar tersebar merata atau hampir



merata, dan nilai individual curah hujan tidak terlalu jauh dari nilai rata-ratanya (Suripin, 2003, p.27).

$$d = \frac{d_1+d_2+d_3+\dots+d_n}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n} \dots\dots\dots(2-14)$$

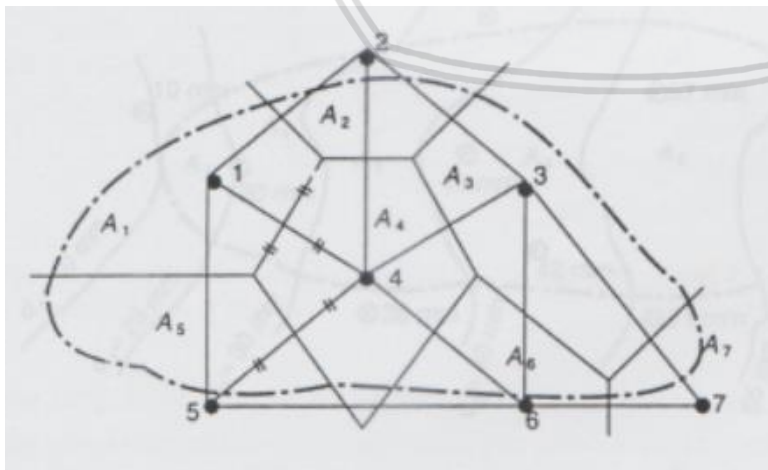
dengan:

- d = tinggi curah hujan rata-rata daerah (DAS) → mm
- d₁, d₂,... ,d_n = tinggi curah hujan pada pos penakar 1,2,...,n → mm
- n = banyaknya pos penakar (Limantara, 2010)

2.3.3.2. Metode Poligon Thiessen

Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh pos penakar hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Metode ini telah memberikan bobot tertentu kepada masing-masing stasiun sebagai fungsi jarak stasiun hujan. Prosedur perhitungan Metode Polygon Thiessen:

- 1) Menggambar stasiun hujan pada peta daerah yang ditinjau
- 2) Menggambar garis lurus penghubung antar stasiun, hingga didapat bentuk segitiga
- 3) Membuat garis berat tiap segitiga, sehingga saling bertemu dan terbentuk segitiga
- 4) Mengukur tiap bagian luas yang telah dibagi
- 5) Mengalikan luas tiap polygon dengan tinggi hujannya.
- 6) Menjumlahkan hasil dari poin 5 pada tiap-tiap polygon
- 7) Membagi hasil poin 6 dengan luas total daerah yang ditinjau.



Gambar 2.7 Gambar Polygon

Sumber: Soemarto (1995, p.46)



Metode Poligon Thiessen dapat dihitung dengan rumus:

$$d = \frac{A_1d_1 + A_2d_2 + \dots + A_nd_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2-15)$$

dengan:

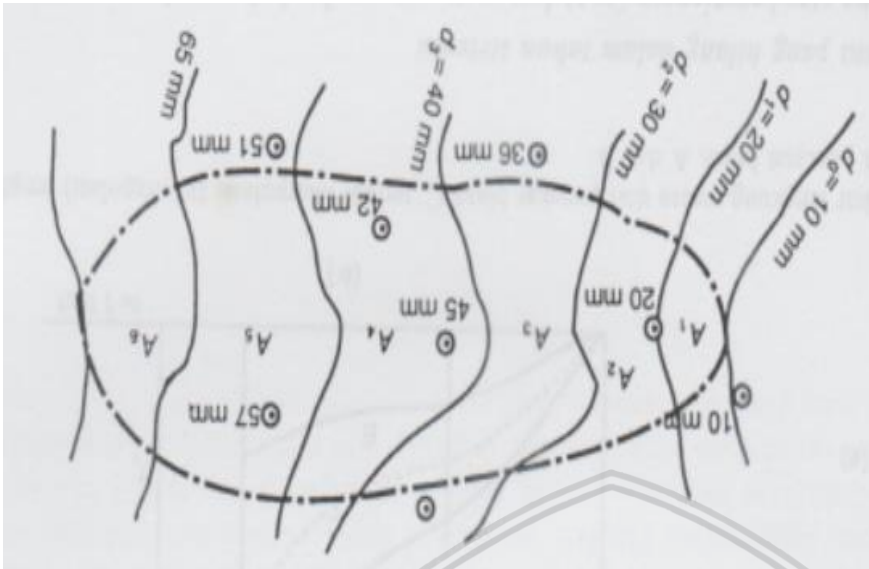
- d = tinggi curah hujan rata-rata daerah (DAS) → mm
- A = luas daerah (DAS) → km²
- d₁, d₂, ... , d_n = tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2, ..., n → mm
- A₁, A₂, ... , A_n = luas daerah pengaruh pos 1, 2, ..., n → km²
- n = banyaknya pos penakar (Limantara, 2010, p.41)

2.3.3.3. Metode Isohyet

Pada prinsipnya isohyet adalah garis yang menghubungkan titik-titik dengan tinggi/kedalaman hujan yang sama. Kesulitan dari penggunaan metode ini adalah jika jumlah stasiun di dalam dan sekitar DAS terlalu sedikit. Hal tersebut akan mengakibatkan kesulitan dalam menginterpolasi. Jadi isohyet adalah cara dengan garis yang menghubungkan daerah-daerah yang mempunyai tinggi hujan yang sama. Prosedur perhitungan Metode Isohyet:

- 1) Menggambar lokasi stasiun hujan dan ketinggian hujan pada peta
- 2) Dari nilai ketinggian hujan pada stasiun yang berdampingan dibuat interpolasi dengan penambahan nilai yang ditetapkan
- 3) Dibuat kurva yang menghubungkan titik-titik interpolasi yang mempunyai ketinggian hujan yang sama. Ketelitian bergantung pada pembuatan garis isohyet dan intervalnya,
- 4) Mengukur luas daerah antara 2 isohyet yang berurutan dan kemudian dikalikan dengan nilai rerata dari nilai ketinggian hujan pada dua garis isohyet tersebut.
- 5) Jumlah hitungan pada butir 4 untuk semua garis isohyet dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan ketinggian hujan rerata daerah tersebut.





Gambar 2.8 Metode Isohyet

Sumber: Soemarto (1995, p.47)

Metode Isohyet dapat dihitung dengan rumus:

$$d = \frac{A_1 \frac{d_0+d_1}{2} + A_2 \frac{d_1+d_2}{2} + \dots + A_n \frac{d_n+d_{n+1}}{2}}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2-16)$$

dengan:

- d = tinggi curah hujan rata-rata daerah (DAS) → mm
- A = luas daerah (DAS) → km²
- d₀, d₁, ..., d_n = curah hujan pada isohyet 1,2,...,n → mm
- A₁, A₂, ..., A_n = luas bagian areal yang dibatasi oleh isohyet → km²
- n = banyaknya pos penakar (Limantara, 2010, p.42)

Penentuan atau pemilihan metode curah hujan daerah dapat dipertimbangkan dari parameter luas daerah tinjauan yaitu (Sosrodarsono, 2003, p.51):

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



namun jika stasiun pengamatan tersebar tidak merata maka dapat menggunakan metode Poligon Thiessen,

- 4) Untuk daerah yang ditinjau luasnya lebih dari 500.000 ha dapat menggunakan metode Isohyet.

2.3.4. Analisis Frekuensi

Tujuan dari analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Besarnya kejadian ekstrim mempunyai hubungan terbalik dengan probabilitas kejadian. Dengan analisis frekuensi akan diperkirakan besarnya banjir dengan interval kejadian tertentu seperti 10 tahunan, 100 tahunan atau 1000 tahunan, dan juga berapakah frekuensi banjir dengan besar tertentu yang mungkin terjadi selama suatu periode waktu, misalnya 100 tahun.

Analisis frekuensi dapat diterapkan untuk data debit sungai atau data hujan. Data yang digunakan adalah data debit atau hujan maksimum tahunan, yaitu data terbesar yang terjadi selama satu tahun, yang terukur selama beberapa tahun.

Ada beberapa bentuk fungsi distribusi kontinyu (teoritis), yang sering digunakan dalam analisis frekuensi untuk hidrologi, seperti distribusi Normal, Log Normal, Gumbel, Pearson, Log Pearson, dan sebagainya.

2.3.4.1 Metode Log Pearson III

Untuk menghitung banjir perencanaan dalam praktek *The Hidrology Commite of the Water Resources Council, USA*, menganjurkan pertama kali mentranformasi data ke nilai-nilai logaritmanya, kemudian menghitung parameter-parameter statistiknya karena transformasi tersebut, maka cara ini disebut Log Pearson III. Distribusi Log-Pearson Tipe III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrem (Soewarno, 1995, p.141). Garis besar cara tersebut adalah sebagai berikut:

- 1) Ubah data hujan tahunan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\log X_1, \log X_2, \log X_3, \dots, \log X_n$.
- 2) Hitung nilai rata-rata log data ($\overline{\log x}$)
- 3) Hitung nilai standar deviasinya dengan rumus berikut:

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n |(\log x - \overline{\log x})|^2}{(n-1)}} \dots \dots \dots (2-17)$$



4) Hitung nilai kemencengannya dengan rumus:

$$C_s = \frac{n \cdot \sum(\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot S_d^3} \dots\dots\dots (2-18)$$

5) Hitung logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus:

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } \bar{X}} + K \cdot S_d \dots\dots\dots (2-19)$$

dengan :

K = faktor frekuensi Log Pearson III yang dapat dilihat pada Tabel Log Pearson dengan hubungannya Cs dan P(X).

6) Cari nilai antilog dari Log X untuk mendapatkan debit banjir rancangannya.

Tabel 2.7

Niai G Log Pearson III

Skew Coefficient (Cs)	Return period in years							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Exceedence probability (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,595
0,2	-0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,580
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,501
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675



Lanjutan Tabel 2.7 Nilai G Log Pearson III

Skew Coefficient (C _s)	Return period in years							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Exceedence probability (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber: Soewarno (1995, p.219)

2.3.4.2 Metode Gumbel

Distribusi Gumbel atau dapat disebut distribusi ekstrem tipe I umumnya digunakan pada analisis data maksimum, seperti analisis frekuensi banjir (Soewarno, 1995, p.123). Menurut Gumbel (1941), persoalan tertua adalah berhubungan dengan nilai-nilai ekstrem yang datang dari persoalan banjir. Tujuan teori statistik nilai ekstrem adalah untuk menganalisis hasil pengamatan nilai-nilai ekstrem tersebut untuk memperkirakan nilai ekstrem berikutnya. Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan Metode Gumbel adalah sebagai berikut:

$$Y_t = -\ln \left[-\ln \left(\frac{Tr(X)-1}{Tr(X)} \right) \right] \dots\dots\dots(2-20)$$

$$Tr = \frac{1}{1 - e^{-e^{-Yt}}} \dots\dots\dots(2-21)$$

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn} \dots\dots\dots(2-22)$$

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n |X - \bar{X}|^2}{(n-1)}} \dots\dots\dots(2-23)$$

$$X = \bar{X} + Sd \cdot K \dots\dots\dots(2-24)$$

dengan:

Y_t = *reduced variate*, merupakan fungsi dari probabilitas.

Y_n = *reduced mean* yang tergantung dari besarnya sampel n .

S_n = *reduced standar deviation* yang tergantung pada besarnya sampel n .

X = Banjir rancangan.

\bar{X} = harga rerata sampel.

Sd = simpangan baku sampel.

K = faktor frekuensi.

Tabel 2.8

Y_n dan S_n Gumbel

n	Y_n	σ_n	n	Y_n	σ_n	n	Y_n	σ_n
8	0,4843	0,9043	39	0,5430	1,1388	70	0,5548	1,1854
9	0,4902	0,9288	40	0,5436	1,1413	71	0,5550	1,1863
10	0,4952	0,9497	41	0,5442	1,1436	72	0,5552	1,1873
11	0,4996	0,9676	42	0,5448	1,1458	73	0,5555	1,1881
12	0,5053	0,9833	43	0,5453	1,1480	74	0,5557	1,1890
13	0,5070	0,9972	44	0,5258	1,1490	75	0,5559	1,1898
14	0,5100	1,0098	45	0,5463	1,1518	76	0,5561	1,1906
15	0,5128	1,0206	46	0,5468	1,1538	77	0,5563	1,1915
16	0,5157	1,0316	47	0,5473	1,1557	78	0,5565	1,1923
17	0,5181	1,0411	48	0,5447	1,1574	79	0,5567	1,1930
18	0,5202	1,0493	49	0,5481	1,1590	80	0,5569	1,1938
19	0,5220	1,0566	50	0,5485	1,1607	81	0,5570	1,1945
20	0,5235	1,0629	51	0,5489	1,1623	82	0,5572	1,1953
21	0,5252	1,0696	52	0,5493	1,1638	83	0,5574	1,1959
22	0,5268	1,0754	53	0,5497	1,1653	84	0,5576	1,1967
23	0,5283	1,0811	54	0,5501	1,1667	85	0,5578	1,1973
24	0,5296	1,0864	55	0,5504	1,1681	86	0,5580	1,1980
25	0,5309	1,0914	56	0,5508	1,1696	87	0,5581	1,1987
26	0,5302	1,0961	57	0,5511	1,1708	88	0,5583	1,1994
27	0,5332	1,1004	58	0,5515	1,1721	89	0,5585	1,2001
28	0,5343	1,1047	59	0,5518	1,1734	90	0,5586	1,2007
29	0,5353	1,1086	60	0,5521	1,1747	91	0,5587	1,2013

Lanjutan Tabel 2.8 Y_n dan σ_n Gumbel

n	Y_n	σ_n	n	Y_n	σ_n	n	Y_n	σ_n
30	0,5362	1,1124	61	0,5524	1,1759	92	0,5589	1,2020
31	0,5371	1,1159	62	0,5527	1,1770	93	0,5591	1,2026
32	0,5380	1,1193	63	0,5530	1,1782	94	0,5592	1,2032
33	0,5388	1,1226	64	0,5533	1,1793	95	0,5593	1,2038
34	0,5396	1,1255	65	0,5535	1,1803	96	0,5595	1,2044
35	0,5403	1,1285	66	0,5538	1,1814	97	0,5596	1,2049
36	0,5410	1,1313	67	0,5540	1,1824	98	0,5598	1,2055
37	0,5418	1,1339	68	0,5543	1,1834	99	0,5599	1,2060
38	0,5424	1,1363	69	0,5545	1,1844	100	0,5600	1,2065

Sumber: Limantara (2010, p.58)

Tabel 2.9

Y_t Gumbel

T_r (Tahun)	Y_T
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2504
15	2,6738
20	2,9702
25	3,1985
30	3,3843
35	3,5409
40	3,6762
45	3,7954
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2958
500	6,2136
1000	6,9073
2500	7,8238
5000	8,5171
10000	9,2103

Sumber: Soemarto (1995, p.148)



2.3.5 Uji Kesesuaian Distribusi

Terdapat 2 cara dalam menguji apakah jenis distribusi yang dipilih sesuai dengan data yang ada, yaitu uji *Chi-Square* dan Smirnov Kolmogorof .

2.3.5.1 Uji *Chi-Square*

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

$$X_{hitung}^2 = \sum_{j=1}^N \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j} \dots\dots\dots(2-24)$$

dengan:

X_{hitung}^2 = parameter chi-kuadrat terhitung

N = jumlah sub kelompok dalam satu grup

O_j = frekuensi pengamatan kelas j , atau yang terbaca pada kelas yang sama

E_j = frekuensi teoritis kelas j , atau frekuensi yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya

Parameter X_{hitung}^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai X_{hitung}^2 sama atau lebih besar dari pada nilai chi-kuadrat yang sebenarnya (X^2) pada tabel berikut:

Tabel 2.10

Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji satu sisi)

DK	χ_{cr}^2 pada peluang:							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188

Lanjutan Tabel 2.10 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji satu sisi)

DK	χ_{cr}^2 pada peluang:							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,92	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,388	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,448	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,114	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,98	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,733	46,979	50,892	53,672

Sumber: Soewarno (1995:222)

Nilai X_{hitung}^2 harus lebih kecil dari nilai X_{cr}^2 (Chi-Kuadrat Kritis), untuk suatu derajat nyata tertentu, yang sering diambil 5%. Derajat kebebasan dihitung dengan persamaan:

$$Dk = K - 1 - m \dots \dots \dots (2-26)$$

dengan:

Dk = derajat kebebasan

$$K = \text{banyaknya kelas} \rightarrow K = 1 + 3,22 \log n \dots \dots \dots (2-27)$$

(banyaknya kelas minimal adalah 5 kelas, jika nilai $k < 5$, maka diambil banyaknya kelas = 5)

n = banyak data

m = banyaknya keterikatan (banyaknya parameter) pada sampel.

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah:

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Menghitung jumlah kelas k
3. Membuat kelompok-kelompok kelas sesuai dengan jumlah kelas
4. Menentukan batas kelas untuk masing-masing kelompok kelas yang dihitung dengan menggunakan distribusi frekuensi yang akan diuji untuk peluang tertentu (tergantung jumlah kelas)
5. Menghitung frekuensi teoritis ($E_j = n / \text{jumlah kelas } (k)$)
6. Mencari jumlah data (hujan atau debit) yang masuk dalam batas kelas (O_j) sesuai dengan tahap (3).
7. Menghitung nilai X_{hitung}^2 dengan rumus X_{hitung}^2
8. Menentukan X_{cr}^2 dari tabel Chi Square dengan menentukan derajat kepercayaan (α) dan derajat kebebasan (dk)
9. Menyimpulkan hasil perhitungan apabila $X_{hitung}^2 < X_{cr}^2$ maka distribusi terpenuhi dan apabila nilai $X_{hitung}^2 > X_{cr}^2$ maka distribusi tidak terpenuhi.

Interpretasi hasilnya adalah:

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
2. Apabila peluang lebih kecil 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima

Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu ditambah data (Soewarno, 1995, p.195)

2.3.5.2. Uji Smirnov Kolmogorov

Dalam bukunya, Soewarno mengatakan uji kecocokan Smirnov-Kolmogorof, juga sering disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu dalam pengujiannya.

Prosedur dalam pengujian Smirnov-Kolmogorof adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Tentukan besarnya Peluang Empiris dari data hujan/debit $\rightarrow P_e$
3. Tentukan nilai Peluang Teoritis dari hasil perhitungan dengan menggunakan persamaan distribusi frekuensi atau garis yang mewakili sebaran data (metode plotting paper) $\rightarrow P_t$

4. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih besarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis

$$D = \text{Max } |Pe - Pt| \dots \dots \dots (2-28)$$

5. Berdasarkan tabel nilai kritis Smirnov-Kolmogorof berikut, tentukan harga Dkritis.

Tabel 2.11

Nilai Kritis (Dcr) untuk Uji Smirnov-Kolmogorof

N	α (derajat kepercayaan) ketika peluang			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$n > 50$	$1,07 / n^{0,5}$	$1,22 / n^{0,5}$	$1,36 / n^{0,5}$	$1,63 / n^{0,5}$

Sumber: Soewarno (1995, p.199)

dengan:

Pt = posisi nilai peluang data hujan/debit menurut garis sebaran teoritis dari plotting paper atau berdasarkan perhitungan analisis frekuensi distrbusi yang diuji

Pe = posisi nilai peluang data hujan/debit menurut pengamatan → dipakai posisi plotting menurut Weibull.

Kesimpulan hasil uji:

Jika $D_{max} < D_{cr}$ maka distribusi teoritis diterima, sebaliknya ditolak.

2.3.6 PMP (Probable Maximum Precipitation)

Probable Maximum Precipitation atau Kemungkinan hujan maksimum (PMP) secara teori didefinisikan sebagai ketebalan hujan maksimum untuk lama waktu tertentu yang secara fisik mungkin terjadi dalam suatu wilayah aliran dalam kurun waktu tertentu. “Kemungkinan”



maksudnya bahwa karena proses fisik yang terjadi di atmosfer kurang begitu dimengerti dan data iklim yang terbatas maka menjadi tidak mungkin untuk menentukan besarnya hujan maksimum dengan ketelitian tinggi (Asdak, 2002, p.62).

Metode Hershfield merupakan metode yang digunakan untuk memperkirakan nilai hujan maksimum boleh jadi. Metode ini digunakan saat data meteorologi sangat kurang atau perlu perkiraan secara cepat. Rumus dari Metode Hershfield adalah:

$$X_m = \bar{X}_P + K_m S_p \dots\dots\dots(2-29)$$

dengan:

X_m = nilai hujan maksimum boleh jadi atau PMP

\bar{X}_P = rata-rata seri data hujan harian maksimum tahunan sebanyak n yang telah dikalikan factor penyesuaian

K_m = nilai fungsi dari durasi hujan dan rata-rata hujan harian maksimum tahunan

S_p = simpangan baku dari data hujan harian maksimum tahunan sebanyak n yang telah dikalikan faktor penyesuaian

Didasarkan dari penelitian pada ribuan pos hujan untuk durasi 24 jam yang berasal dari pengukuran durasi tunggal, yaitu durasi 24 jam. Nilai PMP tersebut harus dikalikan 1,13 (faktor pengali untuk durasi hujan 24 jam atau lebih) agar hasil dari hujan maksimum yang sebenarnya dapat dihasilkan atau mendekati. Faktor pengali tersebut tidak berlaku pada hujan 24 jam yang berasal dari pengukuran durasi lebih kecil misal 1 jam atau 6 jam.

Nilai K_m tergantung pada rata-rata dan durasi hujan harian maksimum tahunan. Semakin tinggi nilai K_m , semakin kering suatu daerah. Nilai K_m didapatkan dari gambar di bawah.

Nilai \bar{X}_P dan S_p adalah yang telah disesuaikan terhadap pengamatan maksimum dan terhadap panjang pencatan data. Penghitungannya terhadap faktor-faktor koreksinya adalah (SNI 2415, 2016, p.67):

$$\bar{X}_P = \bar{X}_n \cdot f_1 \cdot f_2 \dots\dots\dots(2-30)$$

dengan:

\bar{X}_n = rata-rata data hujan harian maksimum tahunan yang telah lolos penyaringan

f_1 = faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum (Gambar 2.10)

f_2 = faktor penyesuaian terhadap panjang data (Gambar 2.12)



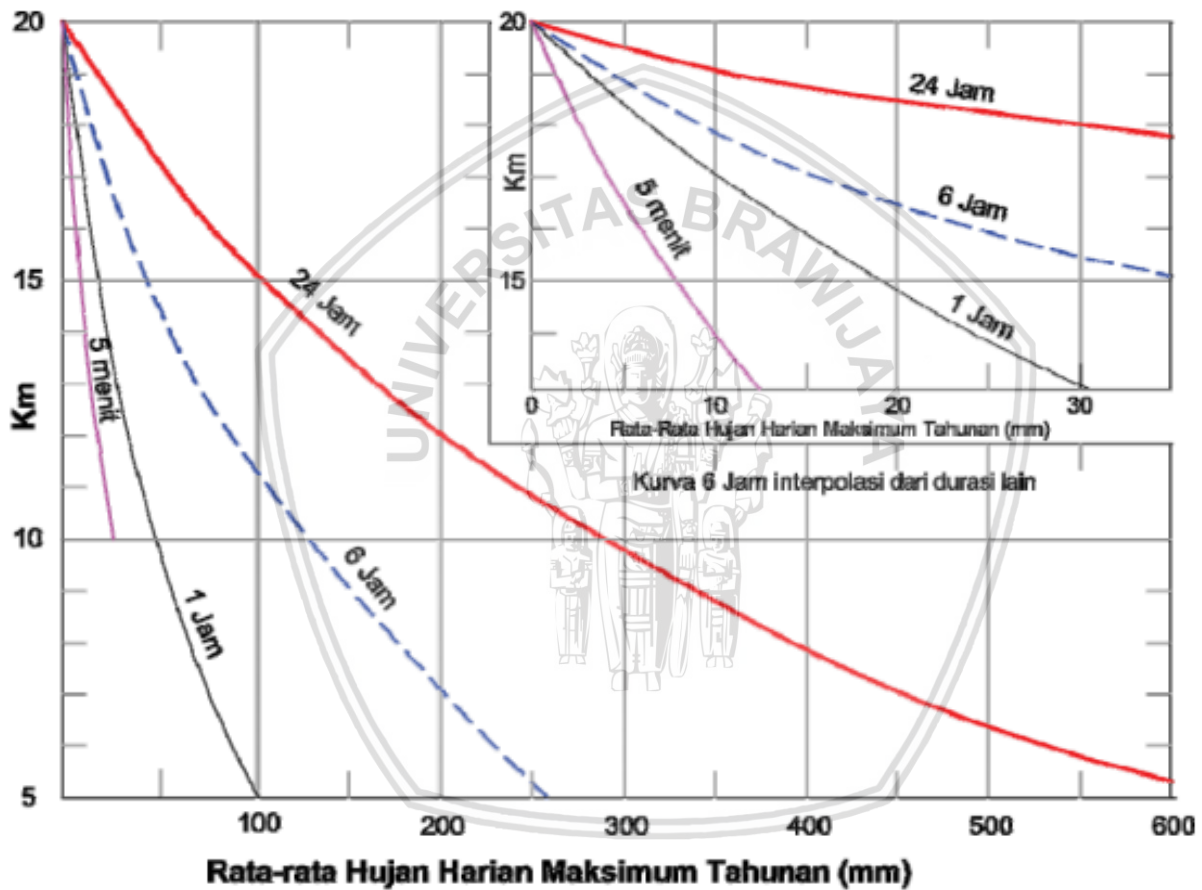
$$S_p = S_n \cdot f_3 \cdot f_4 \dots \dots \dots (2-31)$$

dengan:

S_n = simpangan baku dari data hujan harian maksimum tahunan yang telah lolos penyaringan

f_3 = faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum (Gambar 2.11)

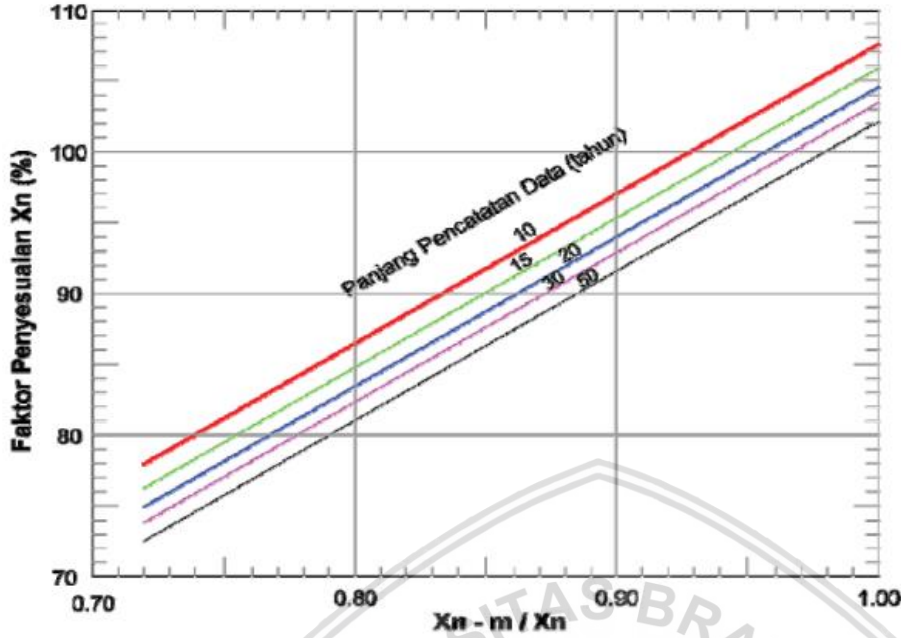
f_4 = faktor penyesuaian terhadap panjang data (Gambar 2.112)



Gambar 2.9 Menentukan harga K_m

Sumber: SNI 2415 (2016, p.68)





Gambar 2.10 Faktor penyesuaian rata-rata terhadap pengamatan maksimum

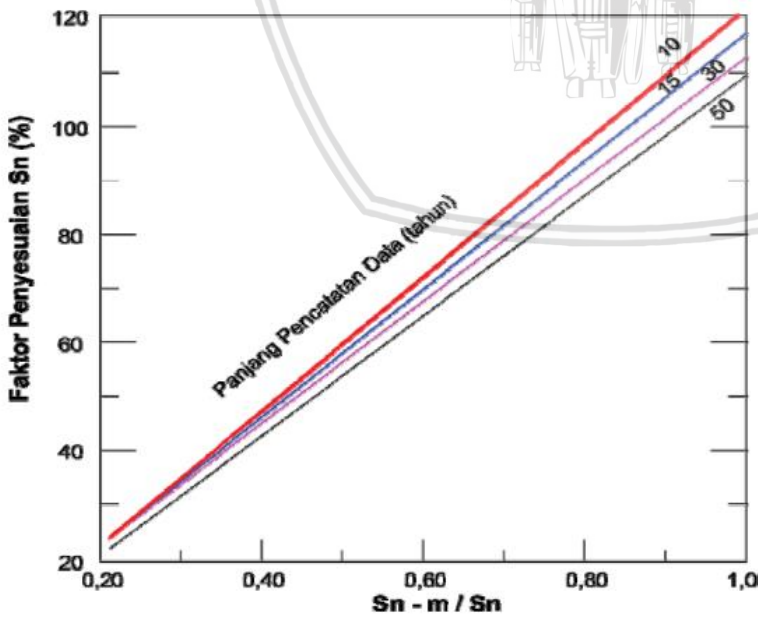
Sumber: SNI 2415 (2016, p.69)

dengan:

X_n = rata-rata hujan harian maksimum tahunan

$X_n - m$ = rata-rata hujan harian maksimum tahunan tanpa nilai maksimum

Faktor penyesuaian X_n (%) adalah f_1



Gambar 2.11 Faktor penyesuaian simpangan baku terhadap pengamatan maksimum

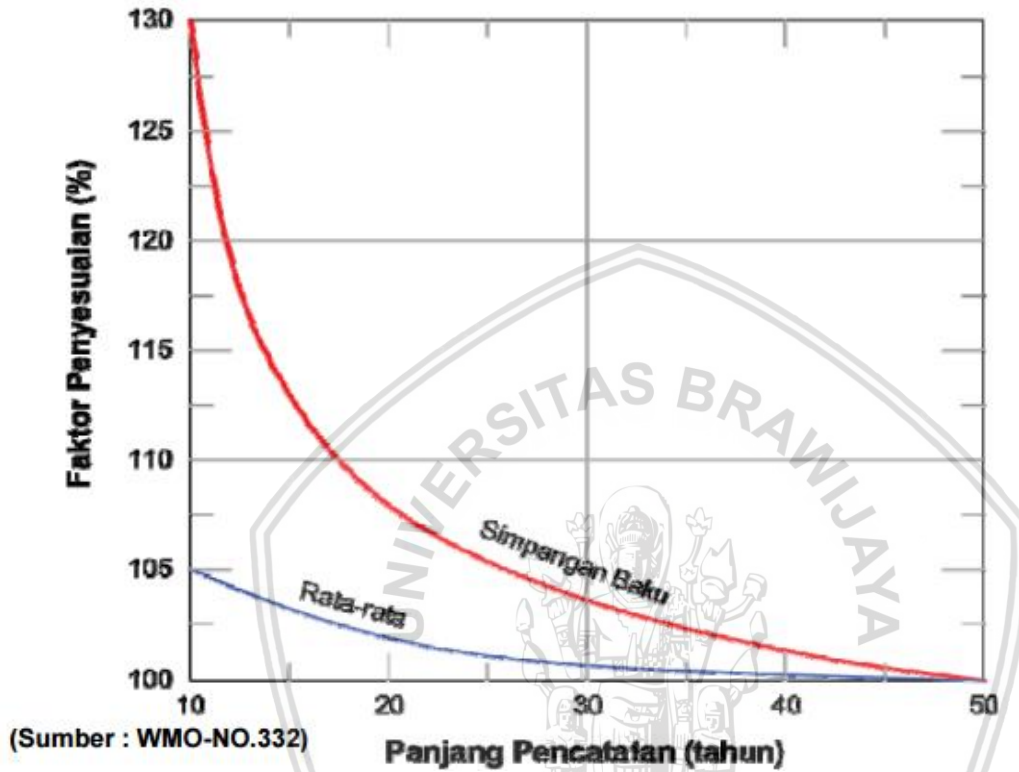
Sumber: SNI 2415 (2016, p.69)

dengan:

S_n = simpangan baku

S_{n-m} = simpangan baku tanpa nilai maksimum

Faktor penyesuaian S_n (%) adalah f_3



Gambar 2.12 Faktor penyesuaian Rata-rata dan simpangan baku terhadap panjang pengamatan data

Sumber: SNI 2415 (2016, p.70)

dengan:

Faktor penyesuaian rata-rata adalah f_2

Faktor penyesuaian simpangan baku adalah f_4

Nilai PMP yang telah didapatkan tersebut dibandingkan dengan nilai pada peta Isohyet Curah Hujan Tahunan. Jika memenuhi maka hasil perhitungan dipergunakan.

2.3.7 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Dalam menentukan atau membuat distribusi hujan jam-jaman pada periode kala ulang tertentu diperlukan beberapa langkah, yaitu: menghitung rasio intensitas hujan, menentukan koefisien pengaliran atau limpasan, membuat distribusi hujan jam-jaman.

2.3.7.1 Rasio Intensitas Hujan

1) Mononobe

Dalam menentukan rasio intensitas hujan jam-jaman, maka untuk menghitung intensitas hujan itu sendiri dapat dilakukan dengan beberapa cara, seperti cara Ishiguro, Talbot, Sherman, dan Mononobe. Dari beberapa cara tersebut yang paling praktis adalah cara Mononobe sehingga sering digunakan, dengan rumus sebagai berikut:

$$I = R_{24} / 24 [24/t]^n \dots\dots\dots(2-32)$$

dengan:

- I = intensitas curah hujan → mm/jam
- t = waktu konsentrasi hujan (untuk Indonesia 5-7 jam) → jam
- R₂₄ = curah hujan maksimum dalam 1 hari → mm/jam
- n = tetapan (untuk Indonesia diperkirakan n = 2/3)

catatan : faktor kala ulang dimasukan pada R₂₄ (Limantara, 2010)

Selanjutnya ditetapkan Rasio Curah Hujan jam ke-T, dengan rumus:

$$RT = t . Rt - (t-1) . R_{(t-1)} \dots\dots\dots(2-33)$$

dengan:

- RT = curah hujan jam ke T
- t = waktu ke
- Rt = curah hujan saat jam tersebut (saat t)
- R_(t-1) = intensitas hujan saat jam sebelumnya

Rasio Curah Hujan jam ke-T = RT x 100%, dari rasio ini jika dikumulatitkan akan membentuk grafik pola distribusi hujan.

2) PSA 007

Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume II tengan Analisis Hidrologi menyarankan dalam perhitungan distribusi hujan jam-jaman menggunakan PSA 007. Bila Data hidrograf banjir dari posduga air otomatis dan data distribusi hujan jam-jaman dari stasiun hujan otomatis tidak tersedia, pola distribusi hujan dapat ditetapkan dengan mengacu dari PSA-007.



Tabel 2.12

Tabel Intensitas Hujan dalam % yang Disarankan PSA 007

Kala ulang Tahun	Durasi Hujan							
	0.5 jam	0.75 jam	1 jam	2 jam	3 jam	6 jam	12 jam	24 jam
5	32	41	48	59	66	78	88	100
10	30	38	45	57	64	76	88	100
25	28	36	43	55	63	75	88	100
50	27	35	42	53	61	73	88	100
100	26	34	41	52	60	72	88	100
1000	25	32	39	49	57	69	88	100
CMB	20	27	34	45	52	64	88	100

Sumber: Dept. PU Dirjen Pengairan (1999, Vol.2 ,p.38)

Untuk mendapatkan nilai curah hujan kritis selanjutnya sesuai dengan PSA 007, distribusi hujan disusun dalam bentuk genta, dimana hujan tertinggi ditempatkan di tengah, tertinggi kedua di sebelah kiri, tertinggi yang ketiga di sebelah kanan dan seterusnya.

2.3.7.2 Nilai C (Koefisien Pengaliran)

Nilai koefisien pengaliran berbeda-beda yang disebabkan oleh topografi daerah pengaliran, perbedaan penggunaan tanah dan lain-lain. Jika pembangunan dikemudian hari di daerah pengaliran itu harus turut dipertimbangkan, maka pada perhitungan banjir lebih baik digunakan koefisien yang lebih besar dari 0,7 dan koefisien yang kurang dari 0,5 harus ditiadakan (Sosrodarsono, 2003, p.145).

Tabel 2.13

Tabel Koefisien Pengaliran

Kondisi daerah pengaliran dan sungai	Harga dari C
Daerah pegunungan yang curam	0,75 - 0,9
Daerah pegunungan tersier	0,70 - 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 - 0,75
Tanah dataran yang ditanami	0,45 - 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 - 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 - 0,85
Sungai kecil di dataran	0,45 - 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran	0,50 - 0,75

Sumber: Sosrodarsono (2003, p. 145)

2.3.7.3 Membuat Distribusi Hujan Jam-jaman

Distribusi hujan jam-jaman ini memasukkan faktorkala ulang. Untuk menghitung atau membuat distribusi hujan jam-jaman dimulai dengan menghitung hujan efektif dengan hujan rancangan kala ulang periode tertentu dan harga C yang didapat sebelumnya, selanjutnya pendistribusian hujan jam-jaman dimulai dengan mengalikannya dengan rasio intensitas hujan

$$R_{ef} = C \times R_{rancangan} \dots\dots\dots(2-34)$$

$$R_{jam-jaman} = Rasio \times R_{ef} \dots\dots\dots(2-35)$$

dengan:

C = koefisien pengaliran

R_{ef} = hujan efektif

Rasio = rasio curah hujan

2.3.8 Menentukan Debit Banjir Rencana

Dalam memperkirakan dan menghitung debit banjir rencana ternyata tidak mudah, terdapat beberapa cara dan rumus-rumus yang kadang-kadang sangat berbeda hasilnya. Apabila diambil kecil, yang timbul terkadang besar, sebaliknya dapat terjadi diambil besar, ternyata yang timbul hanya kecil. Apabila debit banjir rencana diambil terlalu kecil maka biaya pembanunan proyek kecil, tetapi risiko kerusakan sebagai akibat banjir menjadi besar, setidak-tidaknya biaya pemeliharaan menjadi besar. Sebaliknya apabila diambil debit banjir rencana besar maka biaya pembangunannya bertambah besar, tetapi risiko kerusakan sebagai akibat terjadinya banjir menjadi kurang.

Untuk hal-hal tertentu maka debit banjir rencana yang diambil harus cukup besar yaitu:

- Apabila akan digunakan bendungan urugan supaya dapat dihindarkan terjadinya bahaya limpahan (*overtopping*).
- Apabila volume waduk adalah kecil dibandingkan aliran air yang diperkirakan masuk ke dalamnya (inflow lebih dari 5 kali volume waduk).
- Apabila di sebelah hilir bendungan terdapat daerah pemukiman yang padat penduduknya, atau terdapat instalasi vital yang harus dijaga kemasannya.

Untuk menghitung besarnya debit banjir rencana terdapat beberapa macam cara, diantaranya sebagai berikut (Soediby, 2003, p.237):



2.3.8.1. Berdasar Hidrograf

Hidrograf satuan digunakan dalam analisis menentukan banjir rancangan jika data yang tersedia merupakan data hujan. Metode ini relatif sederhana, mudah penerapannya, data yang diperlukan sederhana, dan hasil rancangan yang dibekirkan cukup teliti (Triatmojo, 2010, 161).

Hidrograf satuan sintetis biasanya digunakan pada sungai-sungai yang tidak mempunyai hidrograf banjir pengamatan. Hidrograf satuan sintetis yang telah dikembangkan oleh para pakar antara lain HSS Snyder, HSS Nakayasu, HSS Gama I, HSS Limantara, dan lain-lain (Limantara, 2010, p.149).

1. Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu berasal dari jepang dengan parameter-parameter sebagai berikut:

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf, T_p
2. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf, T_g
3. Tenggang waktu hidrograf, T_B
4. Luas daerah pengaliran, CA
5. Panjang alur sungai utama terpanjang, L

dengan rumus sebagai berikut:

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad \rightarrow \text{untuk } L > 15 \text{ km} \dots\dots\dots(2-36)$$

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \quad \rightarrow \text{untuk } L < 15 \text{ km} \dots\dots\dots(2-37)$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g \dots\dots\dots(2-38)$$

$$t_r = 0,5t_g \text{ sampai } 1t_g \dots\dots\dots(2-39)$$

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \dots\dots\dots(2-40)$$

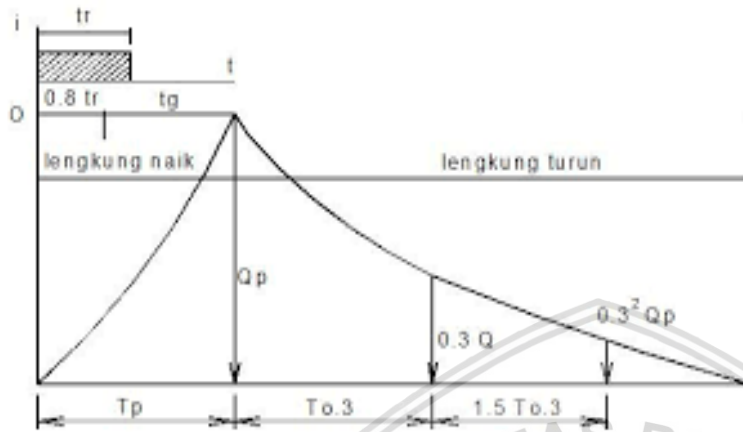
$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left[\frac{CA \cdot R_0}{0,3 T_p + T_{0,3}} \right] \dots\dots\dots(2-41)$$

dengan:

- t_g = waktu konsentrasi → jam
- L = panjang sungai utama → km
- $T_{0,3}$ = waktu dari puncak banjir sampai 0,3 kali debit puncak → jam
- t_r = satuan waktu dari curah hujan → jam
- α = koefisien karakteristik DAS atau parameter hidrograf
- T_p = waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf → jam



- Q_p = debit puncak banjir $\rightarrow m^3/det$
- CA = luas DAS $\rightarrow km^2$
- R_0 = hujan satuan atau hujan efektif $\rightarrow mm$



Gambar 2.13 HSS Nakayasu

Sumber: Triatmojo (2010, p.186).

Persamaan Hidrograf Satuan sebagai berikut:

Pada Kurva Naik

$$Q_t = Q_{maks} \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \dots\dots\dots(2-42)$$

Pada Kurva Turun

- $T_p \leq t < (T_p + T_{0,3}) \rightarrow Q_t = Q_{maks} \cdot 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}}$
- $(T_p + T_{0,3}) \leq t < (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}) \rightarrow Q_t = Q_{maks} \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}}}$
- $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}) \rightarrow Q_t = Q_{maks} \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+1,5T_{0,3}}{2 T_{0,3}}}$

Catatan :

- a. Untuk daerah pengaliran biasa $\alpha = 2$
- b. Untuk bagian naik hidrograf lambat dan bagian menurun cepat $\alpha = 1,5$
- c. Untuk bagian naik hidrograf cepat dan bagian menurun lambat $\alpha = 3$

2. Hidrograf Satuan Sintetis Limantara

Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Limantara berasal dari Indonesia dan ditemukan oleh Lily Montarich Limantara pada tahun 2006. Lokasi penelitian di sebagian Indonesia dianggap mewakili: Jawa, Bali, Lombok, dan Kalimantan.

Parameter DAS yang digunakan dalam HSS Limantara ada 5, yaitu:

- Luas DAS (A)
- Panjang sungai utama (L)
- Panjang sungai diukur sampai titik terdekat dengan titik berat DAS (Lc)
- Kemiringan sungai (S)
- Koefisien kekasaran (n) $\rightarrow n = 0,035(1 + Af/A)$; Af= luas hutan

Persamaan Hidrograf Satuan sebagai berikut:

Persamaan Debit Puncak

$$Q_p = 0,042 \cdot A^{0,451} \cdot L^{0,497} \cdot L_c^{0,356} \cdot S^{-0,131} \cdot n^{0,168} \dots\dots\dots(2-43)$$

dengan:

- Qp = debit puncak banjir hidrograf satuan (m³/dt/mm)
- A = luas DAS (km²)
- L = panjang sungai utama (km)
- Lc = panjang sungai dari outlet sampai titik terdekat dengan titik berat DAS (km)
- S = kemiringan sungai utama
- n = koefisien kekasaran DAS
- 0,042= koefisien untuk konversi satuan (m^{0,25}/dt)

Persamaan Kurva Naik

$$Q_n = Q_p \cdot [(t/T_p)]^{1,107} \dots\dots\dots(2-44)$$

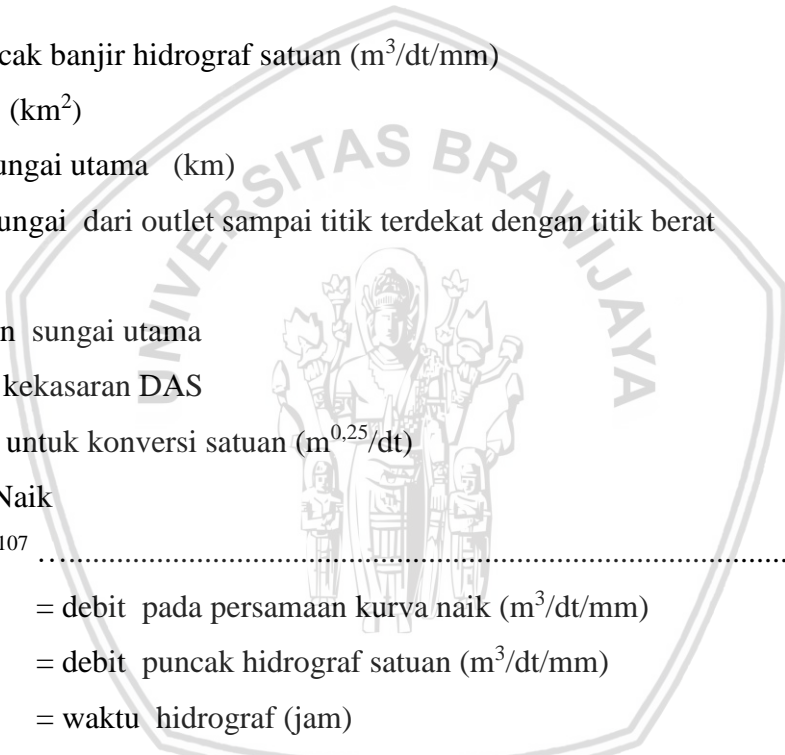
- dengan:
- Qn = debit pada persamaan kurva naik (m³/dt/mm)
 - Qp = debit puncak hidrograf satuan (m³/dt/mm)
 - t = waktu hidrograf (jam)
 - Tp = waktu naik hidrograf atau waktu mencapai puncak hidrograf (jam)

Persamaan Kurva Turun

$$Q_t = Q_p \cdot 10^{0,175(T_p-t)} \dots\dots\dots(2-45)$$

dengan :

- Qt = debit pada persamaan kurva turun (m³/dt/mm)
- Qp = debit puncak hidrograf satuan (m³/dt/mm)
- Tp = waktu naik hidrograf atau waktu mencapai puncak hidrograf (jam)
- t = waktu hidrograf (jam)
- 0,175 = koefisien untuk konversi satuan (dt⁻¹)



Perkiraan Waktu Puncak Banjir (Tp)

Untuk memperkirakan waktu puncak banjir (Tp) bias dipakai rumus pada Nakayasu, yaitu:

$$T_p = t_g + 0,8t_r \dots\dots\dots(2-46)$$

dengan:

T_p = waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf → jam

t_g = waktu konsentrasi hujan → jam

cara menentukan t_g :

Jika $L \geq 15$ km, maka $t_g = 0,40 + 0,058L \dots\dots\dots(2-47)$

$L < 15$ km, maka $t_g = 0,21L^{0,7} \dots\dots\dots(2-48)$

dengan:

$t_r = 0,5t_g$ sampai $1t_g$

2.3.8.2. Berdasar Rumus Curah Hujan

Menurut *Design Criteria for Dams* diterbitkan oleh *Japanese National Committee on Large Dams*, untuk menghitung periraan debit banjir dari curah hujan diambil dari hubungan antara curah hujan dan banjir yang tercatat di lapangan.

Apabila data tidak ada harus dihitung menurut rumus:

$$Q = f.r.A.1/3,60 \dots\dots\dots(2-49)$$

dengan:

Q : debit banjir terbesar (m³/detik)

f : koefisien limpasan (koefisien pengaliran)

r : intensitas curah hujan rata-rata dalam jangka waktu datangnya banjir (mm/jam)

A : luas daerah aliran sungai (km²)

2.3.9. Penelusuran Banjir Waduk

Pengertian “*Routing* banjir melalui sebuah waduk” menunjukkan operasi dari perhitungan kemungkinan akibat yang terjadi pada waduk dengan adanya hidrograf banjir (Murtiwiyanto, 1988, p.32). Penelusuran banjir di waduk diperlukan agar mengetahui debit *outflow* maksimuman tinggi air maksimum yang bersesuaian sebagai dasar perencanaan hidrolika struktur. Prosedur penelusuran banjir pada prinsipnya menggunakan dasar persamaan kontinuitas massa aliran sederhana yaitu sebagai berikut:

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots\dots\dots(2-50)$$



bila dinyatakan dalam interval waktu:

$$S_{t+1} - S_t = \frac{(I_t + I_{t+1})\Delta t}{2} - \frac{(O_t + O_{t+1})\Delta t}{2} \dots\dots\dots(2-51)$$

atau

$$\left[\frac{(I_t + I_{t+1})}{2} \right] + \left[\frac{S_t}{\Delta t} - \frac{O_t}{\Delta t} \right] = \left[\frac{S_t}{\Delta t} + \frac{O_t}{\Delta t} \right] \dots\dots\dots(2-52)$$

jika

$$\left[\frac{S_t}{\Delta t} - \frac{O_t}{\Delta t} \right] = \psi \text{ dan } \left[\frac{S_t}{\Delta t} + \frac{O_t}{\Delta t} \right] = \phi \dots\dots\dots(2-53)$$

maka,

$$\left[\frac{(I_t + I_{t+1})}{2} \right] + \psi = \phi \dots\dots\dots(2-54)$$

dengan:

I_t = aliran masuk (*inflow hidrograf*) pada permulaan waktu Δt

I_{t+1} = aliran masuk pada akhir waktu Δt

O_t = aliran keluar (*outflow hidrograf*) pada permulaan waktu Δt

S_t = tampungan pada permulaan waktu Δt

S_{t+1} = tampungan pada akhir waktu Δt

Ψ, ϕ = fungsi tampungan untuk penelusuran banjir

Penelusuran banjir dilakukan di pelimpah bendungan, dimana perhitungannya menggunakan persamaan berikut:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(2-55)$$

dengan:

Q = debit yang melewati pelimpah (m^3/det)

C = koefisien limpahan

L = lebar efektif mercu pelimpah (m)

H = tinggi tekanan air di atas mercu (m)

Besarnya koefisien debit limpahan (C) dari tipe standar suatu bendungan juga dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut:

$$C_d = 2,20 - 0,0416 (H_d / W)^{0,99} \dots\dots\dots(2-56)$$

$$C = 1,60 \frac{1+2a \left(\frac{h}{H_d} \right)}{1+a \left(\frac{h}{H_d} \right)} \dots\dots\dots(2-57)$$



dengan:

C = koefisien debit limpahan

C_d = koefisien debit limpahan pada saat $h = H_d$

H = tinggi air di atas mercu pelimpah (m)

H_d = tinggi tekan rencana di atas mercu bendung (m)

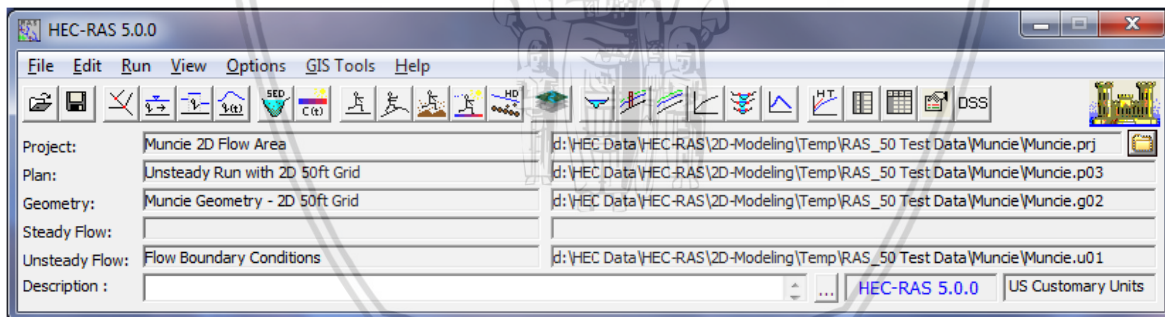
W = tinggi bendung (m)

a = nilai koefisien pada saat $h = H_d$ sehingga $C = C_d$

2.4. Software HEC-RAS

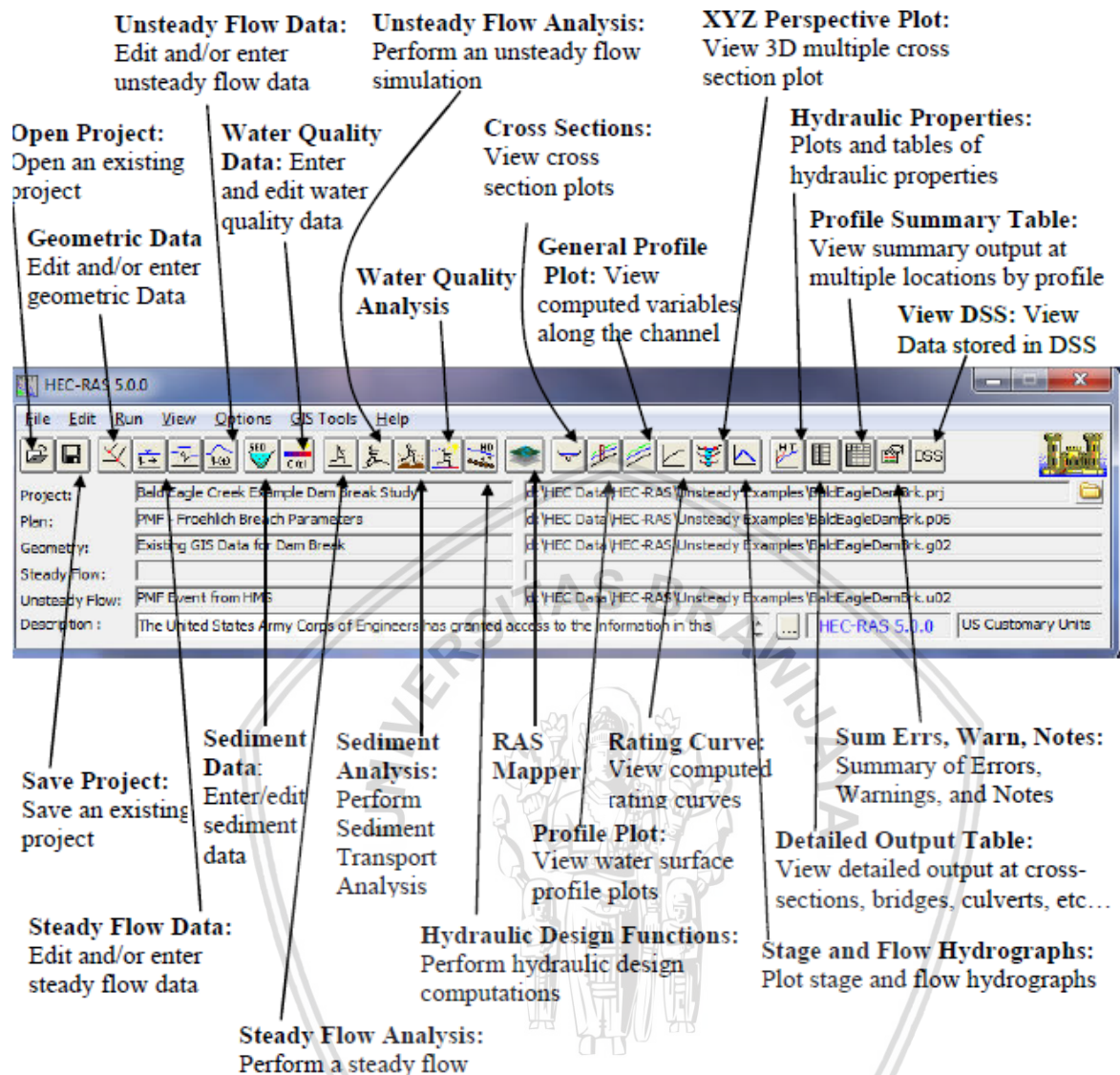
HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*) adalah perangkat lunak yang memungkinkan untuk melakukan simulasi hidraulik aliran satu dimensi, melakukan perhitungan aliran sungai tidak seragam satu atau dua dimensi, melakukan model pergerakan sedimen dalam aliran tidak seragam dan aliran tidak seragam penuh, melakukan analisis suhu air, dan melakukan pemodelan kualitas air secara umum.

HEC-RAS pertama kali dikenalkan pada Juli 1995. Sejak awal peluncurannya terdapat beberapa versi, diantaranya: 1.1; 1.2; 2.0; 2.1; 2.2; 3.0; 3.1; 3.1.1; 3.1.2; 3.1.3; 4.0; 4.1, dan 5.0 merupakan versi terbaru pada 2015.



Gambar 2.14 Contoh Tampilan Software HEC-RAS

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2016, p.3-2).



Gambar 2.15 Menu Utama HEC-RAS 5.0

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2016, p.3-4).

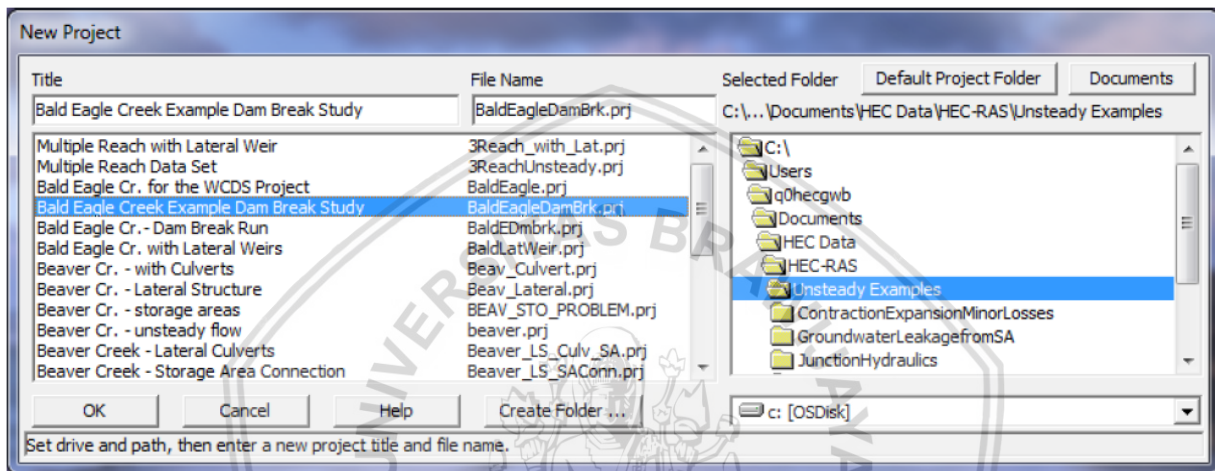
2.4.1. Langkah Utama Simulasi HEC-RAS

Dalam menjalankan HEC-RAS, terdapat lima langkah utama dalam menciptakan model hidrolis dengan HEC-RAS:

- Memulai proyek baru
- Memasukkan data geometris
- Memasukkan data aliran dan kondisi batas
- Melakukan perhitungan hidraulik
- Melihat dan mencetak hasil

1) Memulai Proyek baru

Langkah pertama dalam mengembangkan model hidrolik dengan HEC-RAS menentukan direktori mana anda ingin bekerja dan masukkan judul untuk proyek baru. Untuk memulai proyek baru, buka menu file di jendela HEC-RAS utama dan pilih Proyek Baru. Ini akan memunculkan jendela proyek baru dan nama file. Nama file proyek harus memiliki ekstensi “.prj”. Selanjutnya pilih sistem satuan (*US Customary Units* atau *Metrik*) yang ingin dikerjakan ((U.S Army Corps of Engineers, 2016, p.3-5).

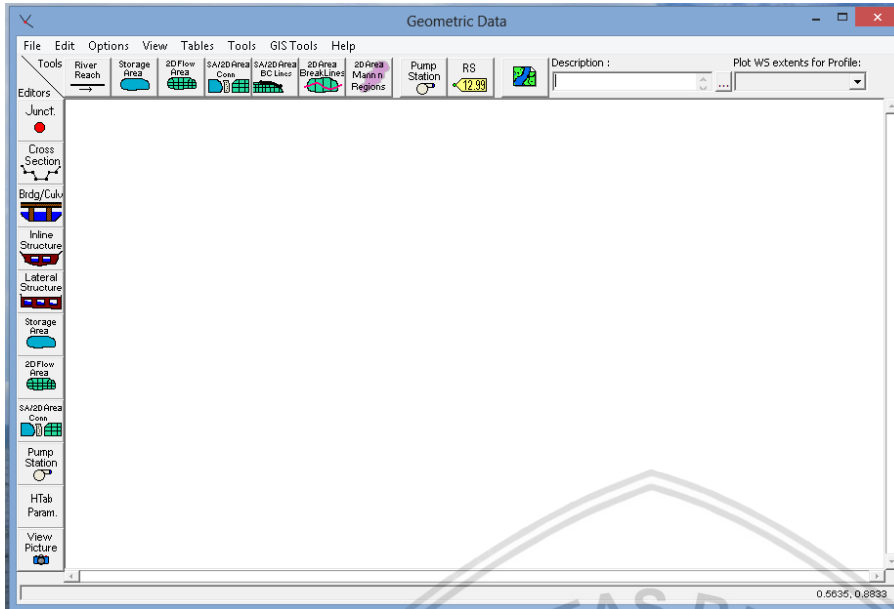


Gambar 2.16 Contoh Tampilan *New Project* HEC-RAS

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2016, p.3-5).

2) Memasukkan data geometris

Langkah selanjutnya adalah memasukkan data geometrik yang diperlukan. Untuk membuat kerangka kerja georeferensi, pengguna harus menetapkan terlebih dahulu proyeksi georeferensi di HEC-RAS Mapper. Berbagai peta dan medan dapat dibawa ke RAS Mapper. Medan apapun atau lapisan peta lainnya sebagai latar belakang yang dibawa ke RAS Mapper juga bisa digunakan sebagai peta latar belakang di editor Geometri HEC-RAS. Segala bentuk pembuatan dan penggambaran profil sungai, bangunan sungai, kelengkapan pendukung lain seperti koefisien manning dilakukan disini, yang terdiri dari yang informasi konektivitas untuk jaringan sistem (skematik jaringan sungai), potongan melintang, struktur hidraulik (jembatan, gorong-gorong, bendung, dll). Data geometri dapat dimasukkan dengan memilih *Geometric Data* dari menu *Edit* yang ada di jendela utama HEC-RAS.



Gambar 2.17 Tampilan Jendela Geometri Data Editor

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

3) Memasukkan data aliran dan kondisi batas

Setelah data geometrik dimasukkan, pemodel dapat memasukkan data aliran dan kondisi abtas. Jenis aliran data masuk tergantung pada jenis analisis ayng akan dilakukan. Syarat batas diperlukan untuk melakukan perhitungan. Jika analisis aliran subkritis akan dilakukan, maka hanya kondisi batas hilir diperlukan. Jika aliran superkritis analisis akan dilakukan, maka hanya batas hulu kondisi diperlukan. Jika pemodel akan melakukan campuran perhitungan aliran rezim, keumudian keduanya hulu dan hilir kondisi batas diperlukan. Setelah semua data aliran dan kondisi batas yang stabil dimasukkan, pemodel harus menyimpan data.

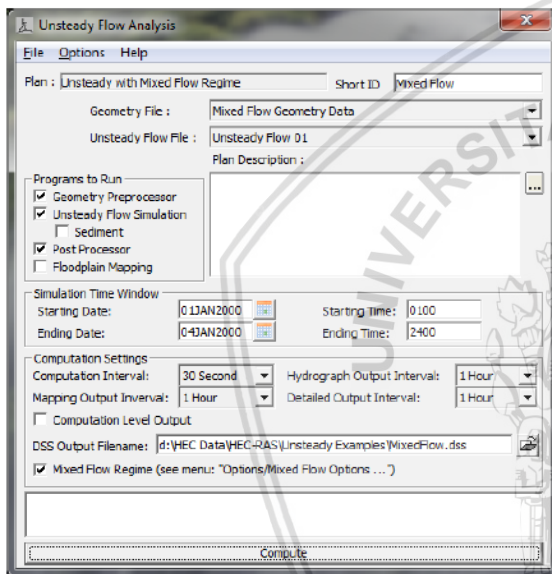


Gambar 2.18 Contoh Tampilan Unsteady Flow Data

Sumber: Istiarto (2014, p.8)

4) Melakukan perhitungan hidraulik

Setelah semua data geometrik dan data aliran dimasukkan, pemodel dapat mulai melakukan perhitungan hidraulik. Seperti yang disebutkan sebelumnya, ada lima jenis perhitungan di versi terkini HEC-RAS: simulasi hidraulik aliran satu dimensi, melakukan perhitungan aliran sungai tidak seragam satu atau dua dimensi, melakukan model pergerakan sedimen dalam aliran tidak seragam dan aliran tidak seragam penuh, melakukan analisis suhu air, dan melakukan pemodelan kualitas air secara umum. Pemodel menyusun rencana dengan memilih satu set data geometrik dan aliran data spesifik. Setelah itu perhitungan dapat dimulai dengan menekan tombol “compute”.

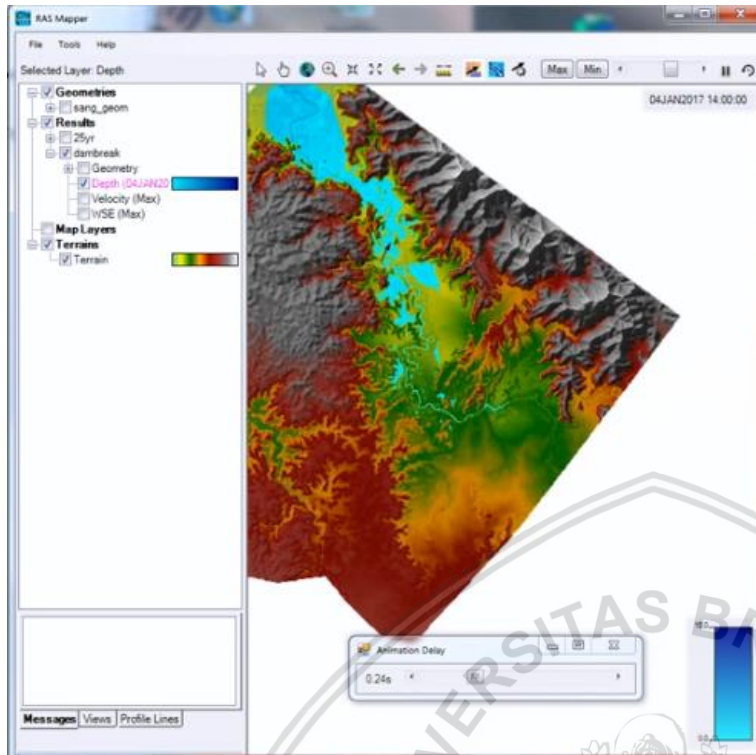


Gambar 2.19 Contoh Tampilan Jendela *Unsteady Flow Analysis*

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2016, p).

5) Melihat dan mencetak hasil

Setelah model selesai melakukan perhitungan aliran pengguna dapat mulai melihat *output*. *Output* tersedia dalam formasi grafis dan tabular. Versi program saat ini memungkinkan pengguna untuk melihat penampang melintang, profil permukaan air, profil umum, kurva *rating*, plot perspektif, X-Y-Z, hidrograf, keluaran terperinci pada suatu lokasi, dan ringkasan keluaran tabular pada banyak penampang. Pengguna juga memiliki kemampuan untuk mengembangkan sendiri tabel keluaran. Selain itu, jika model anda memiliki georeferensi, anda juga bisa membuat peta genangan, dan melakukan animasi yang tergenang area dalam HEC-RAS Mapper.

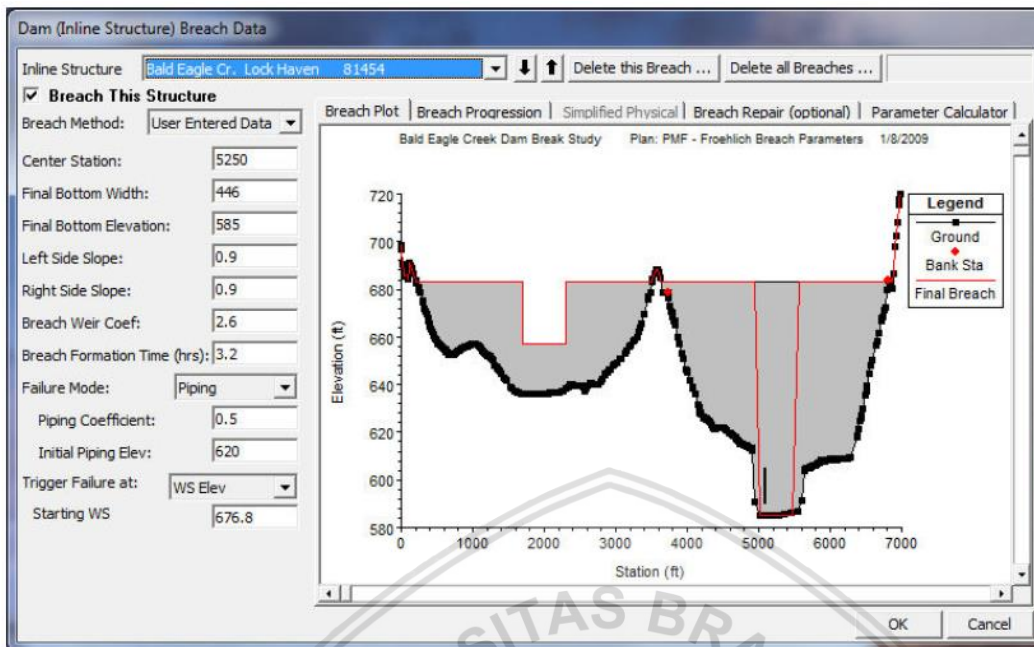


Gambar 2.20 Hasil Analisis Aliran Banjir 2D Akibat Keruntuhan Bendungan

Sumber: Video *Dam Breach or break tutorial for HEC-RAS 5.0*

2.4.2. Keruntuhan Bendungan dengan HEC-RAS

HEC-RAS dapat digunakan untuk memodelkan limpasan sekaligus kegagalan *piping* untuk bendungan yang terbuat dari tanah. Selain itu, jenis yang lebih instan kegagalan bendungan beton juga dapat dimodelkan. Gelombang banjir yang dihasilkan adalah diarahkan ke hilir menggunakan persamaan aliran tak stabil. Pemetaan genangan banjir yang dihasilkan dapat dilakukan dengan bagian RAS-Mapper dari perangkat lunak jika data GIS (data medan) tersedia. Bendungan dimodelkan dalam HEC-RAS dengan menggunakan editor struktur line yang memungkinkan pengguna untuk memasukkan parameter tanggul, mendefinisikan bendung, dan bukaan pintu (radial dan pintu air). Untuk memasukkan parameter keruntuhan, dilakukan dalam editing geometri pada opsi *Dam Breach* dalam *editor Inline Sturcuture*.



Gambar 2.21 Contoh Tampilan Parameter Dam Breach HEC-RAS

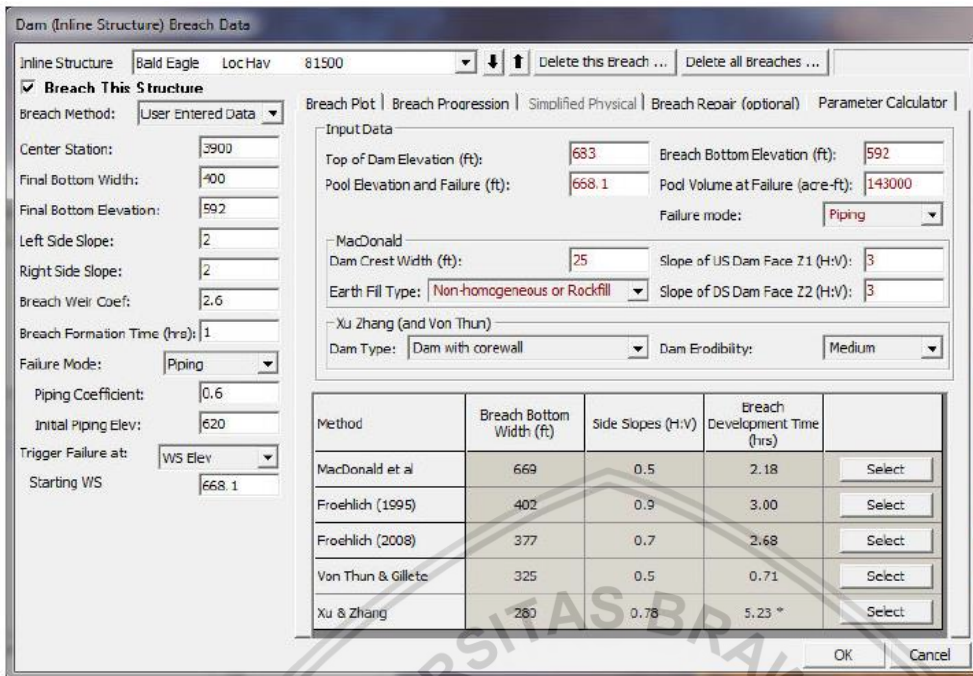
Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2016, p.16-9).

Jika metode pemutusan “*User Entered Data*” dipilih, maka berikut ini data harus dimasukkan untuk analisis keruntuhan:

- *Center Station* = Ini digunakan untuk memasukan penempatan penampang lintang dari garis tengah dari keruntuhan tersebut. Penempatan didasarkan pada struktur *line* itu yang ditunjukkan dalam grafik.
- *Final Bottom Width* = Digunakan untuk memasukan lebar bawah rekahan ketika sudah mencapai ukuran maksimumnya
- *Final Bottom Elevation* = Digunakan untuk memasukan elevasi bawah keruntuhan ketika telah mencapai ukuran maksimu.
- *Left Side Slope* = Digunakan untuk memasukan kemiringan sisi kiri untuk trapesium yang akan mewakili bentuk rekahan terakhir. Jika nol dimasukkan untuk kedua sisi lereng, rekahan akan menjadi persegi panjang. Dalam hal ini dimasukkan nilai yang mewakili rasio horizontal ke vertikal.
- *Right Side Slope* = Digunakan untuk memasukan kemiringan sisi kanan untuk trapesium yang akan mewakili bentuk rekahan terakhir. Jika nol dimasukkan untuk kedua sisi lereng, rekahan akan menjadi persegi panjang. Dalam hal ini dimasukkan nilai yang mewakili rasio horizontal ke vertikal.

- *Breach Weir Coef* = Digunakan untuk memasukkan koefisien bendung yang akan digunakan untuk menghitung aliran melalui rekahan, ketika rekahan terbuka. Nilai default 2,6 ditetapkan secara otomatis, tetapi mungkin pengguna ingin untuk menyesuaikan ini tergantung pada jenis bendungan, dan proses keruntuhan.
- *Breach Formation Time* = Digunakan untuk memasukkan waktu yang dibutuhkan untuk keruntuhan. Ini merupakan waktu dari inisiasi rekahan, sampai rekahan telah mencapai ukuran penuhnya. Pemodel harus sangat hati-hati dalam memilih waktu ini. Jika tingkat progresif pelanggaran linear dipilih, maka waktu pelanggaran harus dibatasi ketika pelanggaran dimulai secara signifikan mengikis dan sampai ketika bagian utama dari rekahan terbentuk.
- *Failure Mode* = Kotak pemilihan ini berisi dua opsi untuk mode keruntuhan dari rekahan, keruntuhan *piping* atau keruntuhan *overtopping*.
- *Piping Coefficient* = Ini hanya digunakan jika mode keruntuhan adalah akibat *piping*. Pengguna memasukkan koefisien orifice ke dalam bidang ini. Ini digunakan untuk menghitung aliran melalui lubang *piping* saat itu dengan cara aliran pipa. Setelah tanggul di atas pembukaan *sloughs*, dan aliran terbuka ke atmosfer, program bertransisi ke persamaan bendung untuk menghitung aliran keruntuhan.
- *Initial Piping Elev* = Ini digunakan untuk memasukkan ketinggian pusat keruntuhan *piping* ketika pertama kali mulai terjadi.
- *Trigger Failure At* = Ini digunakan untuk memasuki mode dimana keruntuhan tersebut inisiasi akan dipicu. Ada tiga posisi yang tersedia dalam HEC-RAS untuk memulai dimulainya pelanggaran: elevasi permukaan air (WS Elev), spesifik dalam waktu (Set Time), dan kombinasi elevasi permukaan untuk durasi yang ditentukan pengguna (WS Elev + Duration).
- *Starting WS* = Pengguna memasukkan elevasi permukaan air ke bidang ini. Permukaan air mewakili ketinggian dimana keruntuhan akan mulai terjadi.

Untuk membantu pengguna dalam memperkirakan dimensi keruntuhan dan waktu keruntuhan, HEC-RAS telah menambahkan "*Parameter Calculator*" ke *Editor Breach Data*.



Gambar 2.22 Contoh Tampilan *Parameter Calculator* Keruntuhan HEC-RAS

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2016, p.16-20).

Seperti yang ditunjukkan di atas, "*Parameter Calculator*" berisi lima persamaan regresi (MacDonald \ Langridge-Monopolis; Froehlich 1995; Froehlich 2008; Von Thun dan Gillete; dan Xu & Zhang 2009). Pengguna hanya perlu memasukkan beberapa parameter yang menggambarkan bendungan dan volume air pada waduk. Pengguna kemudian dapat memilih jawaban dari salah satu persamaan dengan menekan tombol "*select*". Dengan begitu maka tabel parameter keruntuhan akan terisi secara otomatis.

2.4.3. Nilai "n" Manning untuk Saluran Alami pada HEC-RAS

Tabel 2.14

Nilai "n" Manning untuk Saluran Alami pada HEC-RAS

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
A. Natural Streams			
1. Main Channels			
a. Clean, Straight, full, no rift or deep pools	0.025	0.03	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.03	0.035	0.04
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.04	0.045

Lanjutan Tabel 2.14 Nilai “n” Manning untuk Saluran Alami pada HEC-RAS

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.05
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.04	0.048	0.055
f. Same as "d" but more stones	0.045	0.05	0.06
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	0.05	0.07	0.08
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stand of timber and brush	0.07	0.1	0.15
2. Flood Plains			
a. Pasture no brush			
1. Short grass	0.025	0.03	0.035
2. high grass	0.03	0.035	0.05
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.02	0.03	0.04
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.03	0.04	0.05
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.05	0.07
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.05	0.06
3. Light brush and trees, in summer	0.04	0.06	0.08
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.07	0.11
5. Medium to dense brush, in summer	0.07	0.1	0.16
d Trees			
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.03	0.04	0.05
2. Same as above, but heavy sprouts	0.05	0.06	0.08
3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches	0.08	0.1	0.12
4. Same as above, but with flow into brances	0.1	0.12	0.16
5. Dense willows, summer, straight	0.11	0.15	0.2

Lanjutan Tabel 2.14 Nilai “n” Manning untuk Saluran Alami pada HEC-RAS

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
3. Mountains streams, no vegetation in channel, banks usually steep, with trees and brush on banks submerged			
a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders	0.03	0.04	0.05
b. Bottom: cobbles with large boulders	0.04	0.05	0.07

Sumber: U.S Army Corps of Engineers (2016, p.13)

2.5. Klasifikasi Tingkat Bahaya Bendungan

Pada Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan disebutkan bahwa dalam SNI 03-34432-1994 tentang “Tata Cara Penetapan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpah untuk Bendungan”, konsekuensi daerah hilir dibagi menjadi dua kelas yaitu:

- Konsekuensi kecil, apabila tidak terdapat atau terdapat sedikit rumah penduduk, dan atau daerah usaha dan industri.
- Konsekuensi besar, apabila terdapat kelompok pemukiman penduduk (contoh: desa, kecamatan, kota), dan atau daerah usaha maupun industri baik yang sudah berkembang maupun yang akan dibangun.

Dalam Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan, kelas bahaya bendungan dibagi menjadi empat kelas, yaitu:

1. Tingkat bahaya rendah
2. Tingkat bahaya sedang
3. Tingkat bahaya tinggi
4. Tingkat bahaya sangat tinggi

Penetapan kelas atau tingkat kelas didasarkan pada jumlah PenRis (penduduk terkena risiko, yaitu penduduk atau orang-orang yang berada di daerah genangan banjir). PenRis merupakan seluruh penduduk di daerah hilir bendungan yang terancam bahaya jika terjadi keruntuhan bendungan. PenRis dihitung sebagai jumlah kumulatif penduduk terancam bahaya di seluruh bagian daerah hilir bendungan. PenRis dapat diidentifikasi dari peta genangan hasil studi dari keruntuhan bendungan. Tingkat bahaya bendungan didapatkan dari hubungan antara jumlah PenRis dalam jiwa atau KK (1 KK = 5 orang) dan jarak lokasi PenRis dari bendungan (Dept. PU Dirjen Pengairan, 2011, p.6).

Tabel 2.15

Matriks Jumlah Penduduk (Orang) Terkena Risiko Keruntuhan Bendungan Untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan

Jumlah PenRis (Orang) (Kumulatif)	Jarak dari Bendungan (km)				
	0 - 5	0 - 10	0 - 20	0 - 30	0 - >30
0	1	1	1	1	1
1 - 100	3	3	2	2	2
101 - 1000	4	4	4	3	3
>1000	4	4	4	4	4

Sumber: Dept. PU Dirjen Pengairan (2011, p.7)

Tabel 2.16

Matriks Jumlah Keluarga yang Terancam Bahaya Keruntuhan Bendungan Untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan

Jumlah PenRis Keluarga	Jarak dari Bendungan (km)				
	0 - 5	0 - 10	0 - 20	0 - 30	0 - >30
0	1	1	1	1	1
1 - 20	3	3	2	2	2
21 - 200	4	4	4	3	3
>200	4	4	4	4	4

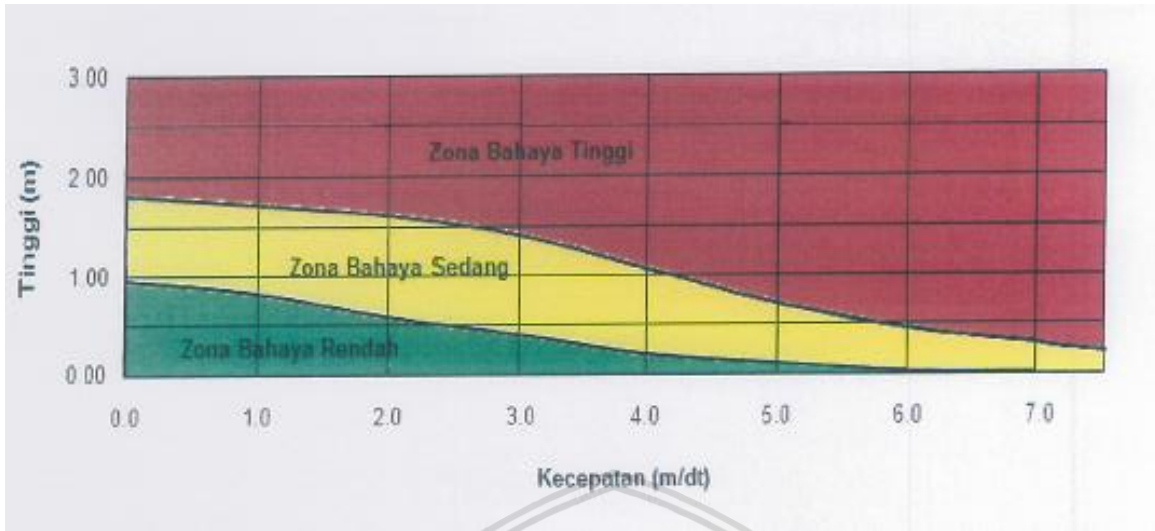
Sumber: Dept. PU Dirjen Pengairan (2011, p.8)

Perlu dicatat bahwa klasifikasi tingkat bahaya bendungan berhubungan dengan jiwa manusia yang terancam bahaya, dan bukan perkiraan korban jiwa manusia, akibat keruntuhan bendungan. Terdapat pula tingkat zona bahaya akibat keruntuhan bendungan, yang dibagi menjadi 3 zona berdasarkan ketinggian dan kecepatan banjir, yaitu:

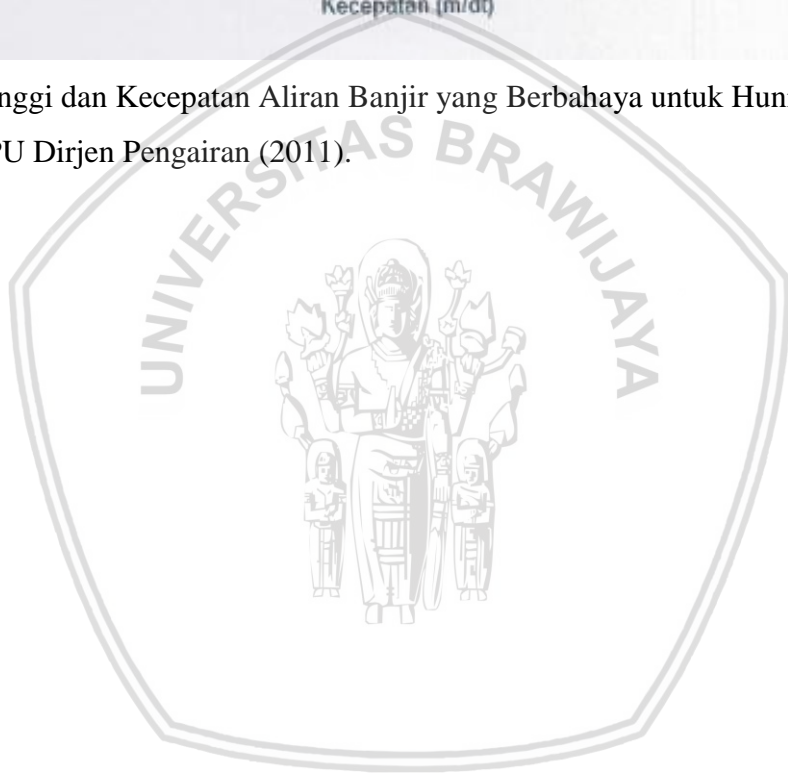
Zona 1 : Zona bahaya rendah

Zona 2 : Zona bahaya sedang

Zona 3 : Zona bahaya tinggi



Gambar 2.23 Tinggi dan Kecepatan Aliran Banjir yang Berbahaya untuk Hunian
 Sumber: Dept. PU Dirjen Pengairan (2011).





BAB III METODOLOGI

3.1 Gambaran Umum Skripsi

Analisis keruntuhan pada Bendungan Banyuwung ini dimaksudkan untuk mengetahui dan menyelidiki skenario banjir dari tampungan waduknya di daerah hilir bila Bendungan Banyuwung tersebut runtuh. Oleh karena itu, dalam studi ini perlu dilakukan simulasi keruntuhan terhadap Bendungan Banyuwung, sehingga skenario banjirnya dapat mendekati kejadian sebenarnya. Simulasi keruntuhan Bendungan Banyuwung ini dilakukan dengan bantuan perangkat lunak HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*) versi 5.0.3. Kajian ini didasari untuk menjawab rumusan-rumusan masalah yang telah ditentukan dalam studi ini, yaitu untuk meramalkan besarnya debit banjir rencana, peta genangan banjir yang terjadi di bagian hilir bendungan, tinggi genangan maksimum akibat keruntuhan bendungan, dan klasifikasi daerah terkena bahaya akibat keruntuhan bendungan.

Dalam pengerjaannya tentu dibutuhkan data-data awal dan harus dilakukan berdasarkan ketentuan atau prosedurnya masing-masing, atau paling tidak jika ditemukan kasus dalam teknis pengerjaannya tidak umum, maka dapat dilakukan penyesuaian kondisi yang dapat diterima secara rasional. Dengan pertimbangan yang mendasari penyelidikan dan pemaparan tersebut, maka penyelidikan yang selanjutnya disebut analisis ini dikelompokkan menjadi 3, yaitu analisis hidrologi pada DTA Waduk Banyuwung untuk meramalkan hujan dan debit banjir rencana yang terjadi pada Waduk Banyuwung beserta perilakunya terhadap Bendungan Banyuwung yang dapat diketahui dari penelusuran banjir di bendungan, analisis keruntuhan pada Bendungan Banyuwung untuk mengetahui fenomena yang akan menyebabkan banjir yang paling besar akibat keruntuhan bendungannya lalu mensimulasikannya untuk memperoleh peta ramalan genangan banjir, dan selanjutnya ditentukan klasifikasi bahaya Bendungan Banyuwung.

3.2 Gambaran Umum Lokasi Daerah Studi

Bendungan Banyuwung berada pada Desa Sudo dan Sukorejo Kecamatan Sumber Kabupaten Rembang kurang lebih 7,5 km kearah selatan dari kota Rembang, dengan posisi koordinat $6^{\circ} 46' 48.06''$ LS dan $111^{\circ} 19' 8.76''$ BT.

Kabupaten Rembang yang bersemboyan Rembang BANGKIT (Bahagia, Aman, Nyaman, Gotong-royong, Kerja keras, Iman, Takwa), adalah sebuah kabupaten di Propinsi Jawa tengah yang berbatasan dengan Teluk Rembang di sebelah utara, Kab. Tuban (Jawa Timur) di sebelah timur, Kabupaten Blora di sebelah selatan dan Kabupaten Pati di sebelah barat.

Kabupaten Rembang dengan luas 101.408 Ha terdiri atas lahan sawah sebesar 29.058 Ha (28,65%), lahan bukan sawah sebesar 39.938 Ha (39,38%) dan lahan non pertanian sebesar 32.412 Ha (31,96%). Menurut luas penggunaan lahan, lahan terbesar adalah tegalan sebesar 32,94%, hutan 23,45% dan sawah tadah hujan 20,08%. Menurut Kantor Pertanahan Kabupaten Rembang, sekitar 11.973 hektar berada pada ketinggian 0-7 m dpl, 56.197 hektar pada ketinggian 8-100 m dpl, 28.688 hektar pada ketinggian 101-500 m dpl dan 3.112 hektar pada ketinggian lebih dari 500 m dpl.

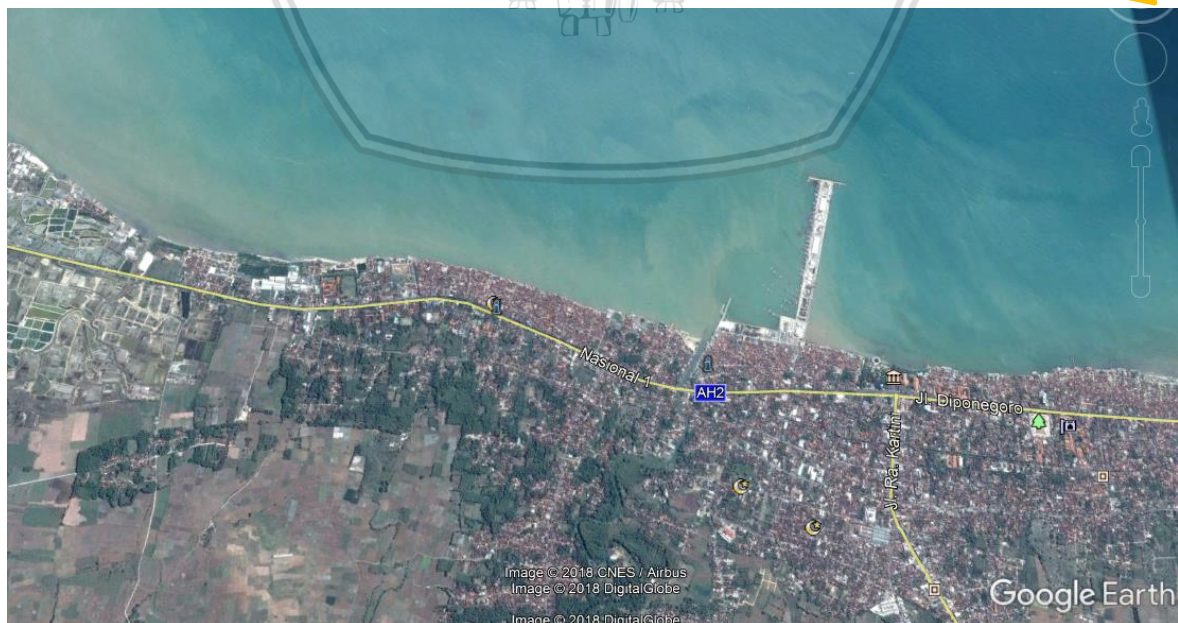


Gambar 3.1. Lokasi Bendungan Banyukuwung

Sumber: Google Map (diakses 1 Desember 2017)

Bendungan Banyukuwung berada pada jarak 9 km dari batas paling hilir, yaitu berakhir di Teluk Rembang (Laut Jawa). Sungai bagian hilir dari Bendungan Banyukuwung tidak lurus, namun berkelok. Panjang sungai bagian hilir dari Bendungan Banyukuwung sepanjang 14km. Bagian hilir dari Bendungan Banyukuwung merupakan pusat Kabupaten Rembang. Terdapat 4 kecamatan pada bagian hilir Bendungan Banyukuwung, yaitu Kecamatan Sumber, Kecamatan Sulang, Kecamatan Kaliori, dan Kecamatan Rembang. Jika

dilihat dari peta RBI dan Citra Satelit pada Google Earth, bagian hilir dari Bendungan Banyukuwung, daerah hilir dekat dengan pantai merupakan kawasan padat penduduk, digunakan sebagai lokasi tambak ikan dan terdapat pula kawasan wisata pantai, serta pelabuhan pada Teluk Rembang.



Gambar 3.2 Gambar Citra Satelit Google Earth Bagian Hilir Bendungan Banyukuwung

Sumber: Google Earth pic (2018)

3.3 Pengumpulan Data-data

Pengumpulan data-data dalam studi ini, yaitu tentang Analisis Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung dilakukan secara sekunder, yaitu tidak ada data yang diambil secara langsung oleh penulis. Hal ini dikarenakan data sekunder yang telah ada telah dianggap cukup untuk melakukan analisis pada studi ini. Data sekunder didapatkan dari konsultan perencana sebelumnya dari internet.

3.3.1. Data yang Diperlukan

Diperlukan data- data dalam studi ini berdasarkan batasan dan rumusan masalah pada Bab I yang dapat menunjang dalam pengerjaan skripsi, data-data tersebut adalah sebagai berikut:

1. Data hujan harian maksimum tahunan selama 20 tahun (tahun 1997-2016) yang digunakan sebagai data pokok dalam perhitungan debit banjir rancangan yang terdapat pada Waduk Banyukuwung. Dalam hal ini data curah hujan harian maksimum tahunan didapatkan dari 2 stasiun hujan, yaitu Stasiun Hujan Sulang dan Stasiun Hujan Sumber. Namun terdapat beberapa data yang hilang di Stasiun Hujan Sulang pada tahun 2002-2006 dan di Stasiun Hujan Sumber pada tahun 2003-2004, maka diperlukan 2 stasiun hujan pembanding terdekat yang memiliki data hujan yang lengkap pada tahun 2002-2006, yaitu Stasiun Hujan Waduk Greneng dan Stasiun Hujan Bulu.

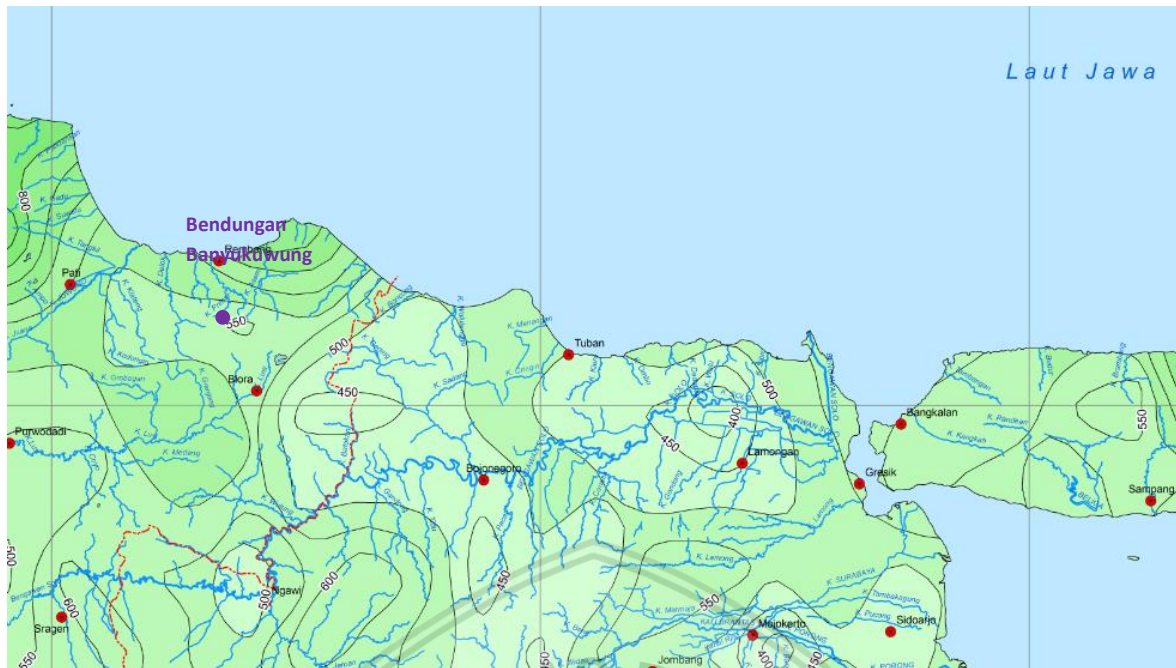
Tabel 3.1

Jumlah Data Stasiun Hujan yang Diperlukan

Nama Stasiun	Sumber	Sulang	Waduk Greneng	Bulu
Jumlah data (tahun)	20	20	5	5
Tahun data	1997-2016	1997-2016	2002-2006	2002-2006

Sumber: Perhitungan, 2018

2. Data teknis bendungan yang digunakan untuk mengetahui karakteristik Bendungan Banyukuwung.
3. Peta Isohyet PMP wilayah Jawa Tengah. Peta ini digunakan untuk mencari nilai PMP yang sudah digambarkan di Bendungan Banyukuwung. Nilai ini nanti dibandingkan dengan nilai PMP hitung guna mendapatkan nilai debit banjir rencana 0,5PMF.



Gambar 3.3 Isohyet PMP Bendungan Banyukuwung

Sumber: Kementerian PU Dirjen SDA, Peta Isohit PMP Jawa Tengah (2012)

4. Peta DEM dan pengukuran topografi sungai bagian hilir Bendungan Banyukuwung (dalam format autocad) yang digunakan untuk penggambaran kondisi bagian hilir bendungan pada *software HEC-RAS*.
5. Peta Rupa Bumi Indonesia di Jawa Tengah untuk mengetahui daerah mana saja yang terkena dampak dari keruntuhan Bendungan Banyukuwung, yang nantinya digunakan untuk mengetahui klasifikasi bahaya Bendungan Banyukuwung.
6. Data jumlah penduduk yang ada di Provinsi Jawa Tengah, khususnya di bagian hilir Bendungan Banyukuwung di Kabupaten Rembang untuk mengetahui klasifikasi atau tingkat bahaya Bendungan Banyukuwung.

Jenis data-data yang dikumpulkan tersebut merupakan data-data yang dapat menggambarkan lokasi daerah studi dan dapat menunjang dalam pengerjaan skripsi. Data-data tersebut dapat berupa data primer atau data sekunder, namun dalam skripsi ini penulis hanya menggunakan data sekunder, karena data sekunder yang ada sudah sesuai dan cukup dalam menunjang pengerjaan skripsi ini.

3.3.2 Data Teknis Bendungan Banyukuwung

Bendungan Banyukuwung yang terletak di Kabupaten Rembang tersebut, memiliki data-data teknis sebagai berikut:

- Data Umum
 - Nomor Registrasi : 3319.02.10.269

- Desa : Sudo dan Sukorejo
- Kecamatan : Sumber
- Kabupaten : Rembang
- Propinsi : Jawa Tengah
- Manfaat Irigasi : 775 Ha
- Manfaat Air Baku : 20 lt/det
- Tahun Pembangunan : 1996
- Pengelola : BBWS Pemali Juana
- Koordinat : 6° 46.929' LS; 111° 19.235'BT
- Data Hidrologi
 - Anak Sungai : Ngrajeg
 - Sungai : Bathok
 - Luas Daerah Tangkapan : 11,75 km²
 - Banjir Rencana Desain : 50%PMF
- Data Bendungan
 - Tipe : Urugan Tanah Homogen
 - Tinggi : 13,50 m
 - Panjang : 490 m
 - Lebar Puncak : 5,00 m
 - Elevasi Puncak : +54,00 m
- Data Waduk
 - Tinggi Muka Air Banjir : +52,90 m
 - Tinggi Muka Air Normal : +51,50 m
 - Tinggi Muka Air Minimum : +42,00 m
 - Volume Banjir : 3,19 juta m³
 - Volume Normal : 1,881 juta m³ (bathimetri)
 - Volume Efektif : 1,309 juta m³ (bathimetri)
 - Volume Mati : 0,24 juta m³
 - Luas Muka Air Normal : 95,63 ha
- Data Bangunan Pelengkap
 - Bangunan Pengambilan : Menara Beton
 - Tipe Bangunan Pengeluaran : Saluran tertutup berupa koker beton
 - Bentuk Bangunan Pengeluaran: Persegi B 1,00 m dan H 2,50 m



- Panjang Bangunan Pengeluaran: 60 m
 - Kapasitas Bangunan Pengeluaran: tidak ada data
 - Tipe Bangunan Pelimpah : Ogee tanpa pintu
 - Elevasi Mercu Pelimpah : +51,50 m
 - Lebar Mercu Pelimpah : 13,50 m
 - Kala Ulang Banjir :50%PMF (Sumber: PT. Binatama Wirawredha Konsultan)
- Data Instrumen
 - Pisometer : 40 buah, rusak 2 buah
 - Vnotch : 4 buah
 - Papan Duga : 1 buah
 - Patok Geser : 10 buah

3.4 Langkah Pengerjaan Skripsi

Proses pengerjaan skripsi ini dikelompokkan menjadi 3, yaitu analisis hidrologi pada DTA Waduk Banyukuwung, analisis keruntuhan pada Bendungan Banyukuwung, dan klasifikasi wilayah terdampak akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung.

3.4.1 Analisis Hidrologi pada DTA Waduk Banyukuwung

Analisis hidrologi ini bertujuan untuk meramalkan hujan dan debit banjir paling maksimum yang tertampung di Waduk Banyukuwung beserta perilakunya terhadap Bendungan Banyukuwung, yaitu curah hujan *PMP* dan debit banjir *50%PMF*. Proses pengerjaannya membutuhkan data curah hujan harian maksimum tahunan yang mempresentatiskan DTA Waduk Banyukuwung, dan data teknis Bendungan Banyukusung yang terjadi dari elevasi puncak bendungan dan pelimpahnya. Berikut langkah-langkahnya:

1. Pengisian data hilang dengan menggunakan *Inversed Square Distance Method*. Perhitungan dilakukan di Stasiun Hujan Sumber terlebih dahulu, yaitu pengisian data hilang pada tahun 2003-2004, dengan stasiun hujan pembandingnya adalah Stasiun Hujan Bulu dan Stasiun Hujan Waduk Greneng. Perhitungan selanjutnya pada Stasiun Hujan Sulang, yaitu pengisian data hilang pada tahun 2002-2006 dengan stasiun hujan pembandingnya adalah Stasiun Hujan Sumber, Stasiun Hujan Bulu, dan Stasiun Hujan Waduk Greneng.
2. Menguji data curah hujan harian maksimum tahunan dari hujan rerata daerah dengan ketentuan kriteria statistik layak digunakan dengan metode-metode sebagai berikut:

- Uji Konsistensi data Metode RAPS. Metode RAPS dipilih karena jumlah stasiun hujan yang digunakan dalam perhitungan adalah 2, yaitu Stasiun Hujan Sulang dan Stasiun Hujan Sumber.
 - Uji Kecenderungan dengan Metode Spearman
 - Uji Pencilan (*outlier*) dengan Metode *Grubbs and Beck*
3. Menghitung hujan rerata daerah dengan menggunakan Metode Rata-rata Hitung dikarenakan data hujan yang didapatkan berasal dari 2 stasiun hujan yang berbeda, sehingga perlu dilakukan perhitungan hujan rerata daerah agar didapat data hujan harian maksimum tahunan yang bersifat setempat.
 4. Meramalkan besar curah hujan rancangan untuk DTA Waduk Banyukuwung dengan analisis frekuensi. Analisis frekuensi dilakukan untuk mengetahui besarnya curah hujan pada kala ulang 1000 tahun. Analisis frekuensi dilakukan dengan 2 metode, yaitu:
 - Metode Distribusi Log Pearson Tipe III
 - Metode Distribusi Gumbel
 5. Menguji kesesuaian distribusi hasil curah hujan rancangan dari masing-masing distribusi frekuensi dengan metode Uji *Chi-Square* dan Uji *Smirnov-Kolmogorof*, dimana uji ini digunakan untuk memilih hasil curah hujan rancangan berdasarkan distribusi frekuensi dengan memilih hasil uji yang memiliki simpangan kesalahan relatif paling kecil.
 6. Menghitung besarnya curah hujan PMP, dimana curah hujan PMP didefinisikan sebagai curah hujan rancangan paling maksimum. Perhitungannya dilakukan dengan mengikuti prosedur-prosedur sesuai ketentuan SNI untuk menghitung curah hujan PMP. Perhitungan awal menggunakan data curah hujan harian maksimum tahunan dari hujan rerata daerah. Selanjutnya curah hujan PMP tersebut dibandingkan dengan peta Isohyet PMP Provinsi Jawa Tengah. Jika nilai PMP perhitungan lebih besar dibandingkan nilai peta Isohyet PMP Provinsi Jawa Tengah, maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan nilai PMP hasil perhitungan, dan sebaliknya.
 7. Setelah diperoleh curah hujan rancangan periode tertentu dan curah hujan rancangan paling maksimum untuk DTA Waduk Banyukuwung, selanjutnya ditentukan besar intensitas curah hujan jam-jaman berdasarkan durasi maksimum lama hujan pada daerah tersebut. Di Indonesia durasi maksimum lama hujan yang diaplikasikan adalah selama 6 jam, keputusan ini didasari oleh penelitian Hari Indra Prayoga yang menyimpulkan bahwa rerata durasi maksimum hujan dengan intensitas terbesar di Indonesia adalah selama 6 jam. Metode yang digunakan dalam perhitungan hujan jam-jaman adalah metode PSA 007.

8. Menghitung debit banjir rancangan pada DTA Waduk Banyuwung berdasarkan curah hujan rancangannya dengan menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu dan Hidrograf Satuan Sintetis Limantara yang kemudian dibandingkan dengan nilai debit banjir dengan Metode Rasional. Pada Waduk Banyuwung, debit desain adalah sebesar 50% PMF, sehingga setelah didapatkan debit banjir rancangan PMF, maka diambil nilai 50% nya. Debit banjir rancangan ini didasarkan pada kondisi hidrologi di bagian waduk atau di bagian hulu dari Bendungan Banyuwung.
9. Melakukan penelusuran banjir akibat debit banjir rancangan 50%PMF pada DTA Waduk Banyuwung di waduk pada bangunan pelimpahnya. Hal ini ditujukan untuk mengetahui apakah Bendungan Banyuwung mengalami *overtopping* atau tidak bila menerima debit banjir rancangan 50% PMF.

3.4.2 Analisis Keruntuhan pada Bendungan Banyuwung

Analisis ini dilakukan dengan melakukan simulasi keruntuhan pada Bendungan Banyuwung menggunakan perangkat lunak *HEC-RAS*. Prosedur yang digunakan mengikuti panduan penggunaan *HEC-RAS* yang terdapat pada BAB II. Keruntuhan bendungan yang disimulasikan dapat terjadi karena 2 hal, yaitu *overtopping* dan *piping*. Dimana langkah pengerjaannya adalah dengan melakukan input data pada *HEC-RAS* sebagai berikut:




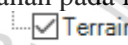
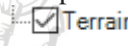

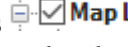

- Memulai *project*
- Input Data Geometri
- Input data aliran dan kondisi batas
- Menjalankan Simulasi
- Menampilkan hasil simulasi

Tabel 3.2





Proses Menjalankan HEC-RAS

No	Proses	Sub Proses	Langkah di HEC-RAS	Keterangan
1	Membuat Project	Memberi nama project Mengatur unit system	File → New Project → tulis nama project pada kolom "Title" → OK ; contoh nama project = overtopping Option → Unit System (US Costumary/SI) → tandai di System International (Metric System) → OK	Contoh file project = overtopping.prj Satuan SI = meter, detik, meter cubic, dll Satuan US Costumary = feet, feet cubic, dll




Lanjutan Tabel 3.2 Proses Menjalankan HEC-RAS

No	Proses	Sub Proses	Langkah di HEC-RAS	Keterangan
2	Input Data RAS Mapper, dilakukan pada menu RAS Mapper 	Menghubungkan project	Tools → Set Projection for Project → pada kolom ESRI Projection File (*.prj) pilih file project yang telah dibuat di awal dengan klik  → pilih file “overtopping.prj” → Open → OK	
		Memasukkan Terrain	Tools → New Terrain →  → pilih file Raster DEM dalam format *.tif atau *.flt atau *.adf → Open → Create	Input = Raster DEM dalam format *.tif atau *.flt atau *.adf
		Menampilkan Terrain	Klik kanan pada layer  → Zoom To Layer	
		Export Terrain ke .img	Klik kanan pada layer  → Export Layer → Current view as image → beri nama file → Save	Contoh file = Terrain 0,5 PMF.img
3	Input Data Geometri, dilakukan pada menu Edit Geometric Data 	Memasukkan Map Layers	Klik kanan pada layer Map Layers  → Add map data layers → ubah format file menjadi images → pilih gambar terrain yang telah disimpan sebelumnya (contoh= Terrain 0,5 PMF.img) → Open	Ini adalah langkah terakhir pada Input Data Awal RAS Mapper, setelah selesai maka close menu RAS Mapper
		Mengaktifkan background Map Layers	Klik Tools  → tandai pada file Map Layers → Close	




Lanjutan Tabel 3.2 Proses Menjalankan HEC-RAS

No	Proses	Sub Proses	Langkah di HEC-RAS	Keterangan
		Membuat Flow Area	2D  Klik Tools 2D Flow Area → gambarkan area yang akan dicakup dalam analisis di HEC-RAS → klik 2x untuk mengakhiri → beri nama (contoh = "area") → OK	Jika ingin memasukkan koordinat X dan Y, dilakukan: Gis Tools → Storage Area/2D Flow Area Outline Table → masukkan koordinat X & Y.
	Input Data Geometri, dilakukan pada menu Edit Geometric Data 	Menambahkan nilai Manning dan 2D Flow Area Computation Points	Klik 2D Flow Area Pada Bagian Editors (Tools sebelah kiri)  → Isikan nilai manning pada "Default Manning's Value (contoh 0.045) → Klik "Generate Computation Point on Regular Interval with All Breakline" → Isikan Spacing DX dan Spacing DY (contoh 50 dan 50) → Generate Points in 2D Flow Area → tunggu beberapa saat untuk processing → OK	- Nilai manning dapat dilihat pada kolom manning di Bab 2, sesuaikan dengan kondisi sungai, dll. - Semakin kecil Spacing DX dan Spacing DY, waktu untuk proses semakin lama
		Membuat garis as Bendungan Banyuwung	Klik Tools SA/2D Area Conn  → gambarkan garis as bendungan → klik 2x untuk mengakhiri → beri nama (contoh = "bendungan") → OK	Jika ingin memasukkan nilai koordinat X dan Y, dilakukan: Gis Tools → Storage Area/2D Flow Area Connection Centerline T koordinat X dan Y as bendungan.





Lanjutan Tabel 3.2 Proses Menjalankan HEC-RAS

No	Proses	Sub Proses	Langkah di HEC-RAS	Keterangan
	Input Data Geometri, dilakukan pada menu Edit Geometric Data	Klik SA/2D Flow Area Conn Pada Bagian Editors (Tools sebelah kiri)  → Pada Structure Type pilih Weir → Klik  → masukkan lebar puncak bendungan pada weir width ; weir coefficient ; station dan elevation untuk menggambarkan tubuh bendungan → OK	contoh jika puncak bendungan mempunyai panjang 490 dan elevasi puncak 54, maka pada station dan elevation diisiikan (0,54) dan (490,54)	
	Memasukkan Parameter Keruntuhan Bendungan	Klik SA/2D Flow Area Conn Pada Bagian Editors (Tools sebelah kiri)  → Klik Breach (plan data) → centang pada “Breach This Structure” → pilih Breach Method → Isikan semua parameter keruntuhan bendungan → Klik Breach Progression → Klik Sine Wave → OK	Jika ingin menghitung parameter keruntuhan bendungan secara otomatis, maka dapat dimasukkan parameter bendungan pada menu Parameter Calculator kemudian pilih metode → OK	

Lanjutan Tabel 3.2 Proses Menjalankan HEC-RAS

No	Proses	Sub Proses	Langkah di HEC-RAS	Keterangan
	Gambar garis boundary condition	Klik Tools SA/2D Area BC Lines  → gambarkan garis boundary condition → klik 2x untuk mengakhiri → beri nama (contoh = "inlet") → OK	Jika ingin merapikan dengan memasukkan nilai koordinat X dan Y, dapat dilakukan Gis Tools → 2D Flow Area Boundary Condition Line → masukkan koordinat X dan Y. Ini adalah langkah terakhir → File → Save Geometry Data → Close	
4	Input data aliran dan kondisi batas, dilakukan pada menu View/ Edit Unsteady Flow Data 	Memasukkan Hidrograf pada Unsteady Flow Data Menyimpan Unsteady Flow Data	pada Boundary Condition pilih Flow Hydrograph → pilih Use Simulation Time → Pilih 1 Hour pada "Data time interval" → Masukkan hidrograf banjir rencana → masukkan nilai slope pada "EG Slope for distributing flow along BC Line" → OK File → Save Unsteady Flow Data → beri nama file → OK	Nilai flow hydrograph didapatkan dari perhitungan HSS pada analisis hidrologi
5	Menjalankan simulasi keruntuhan benudngan, dilakukan pada menu Perform an Unsteady Flow Simulation 	Melakukan simulasi	Centang pada "Geometry Preprocessor", "Unsteady Flow Simulation", dan "Post Processor" → Atur Simulation Time Window "Starting Date", dan "Ending Date" → Atur Computation Setting "Computation Interval", "Mapping Output Interval", "Hydrograph Output Interval", dan "Detailed Output Interval" → centang pada "Computation Level Output" → centang pada "Mixed Flow Regime" → Compute → tunggu proses → Close	Durasi Starting Date dan Ending Date tidak boleh melebihi durasi flow hydrograph, Computation Interval = interval perhitungan Mapping Output Interval = interval waktu yang akan ditampilkan pada RAS Mapper Hydrograph Output Interval = Interval pada output hidrograf

Lanjutan Tabel 3.2 Proses Menjalankan HEC-RAS

No	Proses	Sub Proses	Langkah di HEC-RAS	Keterangan
6	Menampilkan dan Menyimpan Mapping Output Simulasi Keruntuhan Bendungan, dilakukan di menu RAS 	Menjalankan simulasi penyebaran genangan akibat keruntuhan bendungan	Centang pada layer Depth → klik play 	, jika ingin menampilkan genangan maksimum, maka klik max.
	Mapper	Membuat cross section atau long section pada bagian yang akan dianalisis, meliputi time series flow, depth, velocity, WSE Import garis cross section atau long section dari file *.shp Export garis cross section atau long section dari file *.shp	Klik Profile Lines di bawah → klik  → buat garis cross section atau long section pada gambar genangan → klik 2x untuk mengakhiri → save → beri nama cross section atau long section → OK Klik Profile Lines di bawah → buat garis cross section terlebih dahulu → klik kanan pada nama cross section → Import from Polyline Shapefile → pilih file *.shp → Import Klik Profile Lines di bawah → klik kanan pada nama cross section → Export Profile to Shapefile → pilih file penyimpanan → Save	
	Menampilkan dan Menyimpan Mapping Output Simulasi Keruntuhan Bendungan, dilakukan di menu RAS 	Menampilkan Time Series Flow, Velocity, Depth, WSE	Centang layer yang ingin dilihat, misal ingin menampilkan cross section depth, maka centang pada layer Depth → pilih cross section atau long section yang akan di tampilkan → klik kanan → pilih plots untuk menampilkan depth, terrain, velocity dan WSE atau pilih time series untuk menampilkan time series flow.	

Lanjutan Tabel 3.2 Proses Menjalankan HEC-RAS

No	Proses	Sub Proses	Langkah di HEC-RAS	Keterangan
		Export mapping genangan dalam bentuk raster atau polygon	Centang layer yang ingin dipilih, misal ingin melakukan export depth, maka centang pada layer Depth → klik kanan → Edit Map Parameters → Pilih Raster based on terrain jika ingin menyimpan dalam bentuk raster, pilih polygon boundary at value jika ingin menyimpan dalam bentuk polygon → save map	Untuk mengetahui luas genangan maka mapping genangan disimpan terlebih dahulu dalam bentuk polygon kemudian dibuka di Arcgis dan dihitung luas genangannya dengan bantuan program Arcgis

Sumber: Analisis, 2018

3.4.3. Plot Peta Genangan

Gambar sebaran genangan banjir akibat keruntuhan bendungan yang didapatkan dengan melakukan simulasi pada HEC-RAS di *export* dalam bentuk raster, kemudian dilakukan *overlay* dengan peta RBI atau dengan hasil digitasi dengan menggunakan *Google Earth*.

3.4.4. Klasifikasi Tingkat Bahaya Bendungan

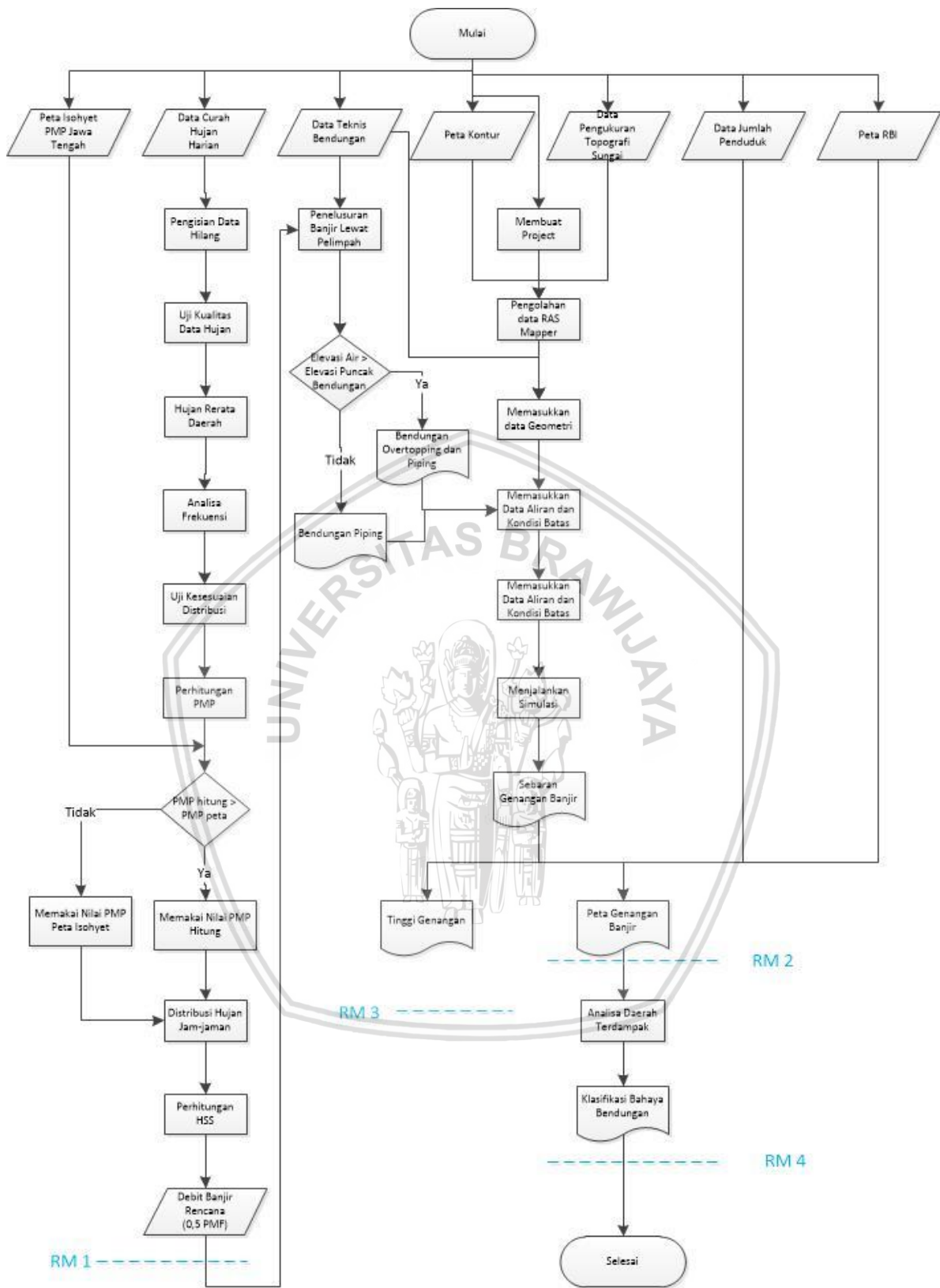
Upaya penentuan tingkat bahaya banjir di wilayah terdampak akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung dilakukan dengan menyesuaikan keadaan peta sebaran genangan banjir hasil simulasi keruntuhan bendungannya yang sebelumnya telah di *overlay*-kan atas peta administrasi wilayah hilir Bendungan Banyuwung. Setelah itu maka pada peta RBI akan terlihat legenda rumah penduduk, lalu dilakukan perekapan jumlah PenRis, kemudian dilakukan analisis klasifikasi tingkat bahaya Bendungan Banyuwung dengan menggunakan tabel matriks jumla penduduk (orang) terkena risiko keruntuhan bendungan untuk masing-masing kelas bahaya bendungan.

Tabel 3.3

Jumlah Penduduk Beberapa Wilayah Bagian Hilir Bendungan Banyukuwung di Kabupaten Rembang

Provinsi	Kabupaten	Kecamatan	Desa	Jumlah Penduduk Total
Jawa Tengah	Rembang	Sumber	Sukorejo	1627
			Tlogotunggal	3163
			Sulang	Sudo
		Karangsari		2108
		Pragu		1230
		Seren		2597
		Kaliori		Kuangsan
			Gunungsari	3093
			Sendangagung	4088
			Karangsekar	1334
			Babadan	2865
			Pengkol	1798
			Bogoharjo	714
			Banyudono	6730
			Mondoteko	4327
			Rembang	Ngadem
		Ketanggi		2497
		Pulo		2813
		Waru		5092
		Magersari		2949
			Tanjungsari	0
			Sumberjo	7917
			Tasikagung	4105

Sumber: Dirjen Bina Pemerintah Desa (diakses 28 Agustus, 2018)



Gambar 3.3 Diagram Alir Pengerjaan Skripsi
 Sumber: Analisis, 2018



BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

Secara umum yang dimaksud dengan analisis hidrologi adalah satu bagian analisis awal dalam perencanaan bangunan-bangunan hidrolis salah satunya bendungan. Analisis hidrologi diperlukan guna mengetahui karakteristik hidrologi di Bendungan Banyukuwung. Analisis hidrologi ini untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan dengan menggunakan data curah hujan.

4.1.1. Pengisian Data Kosong

Data curah hujan diperoleh dari PT. Triando Konsultan berupa data hujan harian tahunan pada Stasiun Hujan Sulang dan Stasiun Hujan Sumber selama 20 tahun (tahun 1997-2016). Namun data yang ada tidak lengkap, karena terjadi kekosongan data pada tahun 2003-2004 di Stasiun Hujan Sumber dan 2002-2006 pada Stasiun Hujan Sulang. Untuk itu diperlukan perhitungan data hujan yang hilang dengan menggunakan *Inversed Square Distance Method*. Dalam metode ini diperlukan minimal 2 stasiun hujan pembanding yang terdekat yang mempunyai data hujan lengkap pada tahun 2002-2006 yaitu Stasiun Hujan Waduk Greneng dan Stasiun Hujan Bulu, dengan jarak seperti pada Tabel 4.1. Perhitungan dilakukan di Stasiun Hujan Sumber terlebih dahulu dengan stasiun hujan pembandingnya adalah Stasiun Hujan Bulu dan Stasiun Hujan Waduk Greneng, kemudian dilanjutkan perhitungan pada Stasiun Hujan Sulang dengan stasiun hujan pembandingnya adalah Stasiun Hujan Sumber, Stasiun Hujan Bulu, dan Stasiun Hujan Waduk Greneng.

Tabel 4.1

Jarak Stasiun Hujan Pembanding dalam km

Nama Stasiun	Sumber	Sulang	Waduk Greneng	Bulu
Sumber	-	15.08	18	19.87
Sulang	15.08	-	12.53	7.38

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Pengisian data kosong menggunakan *Inversed Square Distance Method* pada Stasiun Hujan Sumber 3 Januari 2003:

$$\begin{array}{llll}
 L_1 & = 19,873 \text{ km} & \rightarrow L_1^2 = 384,936 & P_1 & = 10 \text{ mm} \\
 L_2 & = 18,416 \text{ km} & \rightarrow L_2^2 = 339,149 & P_2 & = 0 \text{ mm}
 \end{array}$$

$$P_x = \frac{\frac{10}{384,936} + \frac{0}{339,149}}{\frac{1}{384,936} + \frac{1}{339,149}} = 4,62 \text{ mm}$$

Untuk pengisian data kosong pada stasiun hujan yang lain dapat dilihat pada lampiran. Setelah melakukan pengisian data hujan kosong maka untuk analisis selanjutnya akan digunakan data hujan yang baru.

4.1.2. Uji Kulalitas Data Hujan

4.1.2.1. Uji Konsistensi Data Hujan

Sebelum data hujan digunakan dalam analisis hidrologi, data hujan tersebut terlebih dahulu diuji konsistensinya untuk mengetahui apakah data mengalami perubahan atau tidak dengan menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*). Hipotesa RAPS ini akan diterima bila nilai $Q/(n^{0,5})_{hitung} < Q/(n^{0,5})_{kritis}$ dan $R/(n^{0,5})_{hitung} < R/(n^{0,5})_{kritis}$ pada derajat kepercayaan 5%. Hasil dari uji konsistensi untuk Stasiun Hujan Sumber dan Stasiun Hujan Sulang dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.2

Uji Konsistensi Data dengan Metode RAPS Stasiun Hujan Sumber

No	Tahun	C.H (mm)	Sk*	Sk*	Dy ²	Dy	Sk**	Sk**
1	1997	70	-0.1	0.1	0.000		-0.009	0.009
2	1998	65	-5.1	5.1	1.301		-0.468	0.468
3	1999	102	31.9	31.9	50.881		2.928	2.928
4	2000	68	-2.1	2.1	0.220		-0.193	0.193
5	2001	70	-0.1	0.1	0.000		-0.009	0.009
6	2002	65	-5.1	5.1	1.301		-0.468	0.468
7	2003	54	-16.1	16.1	12.961		-1.478	1.478
8	2004	66	-4.1	4.1	0.840		-0.376	0.376
9	2005	68	-2.1	2.1	0.220		-0.193	0.193
10	2006	60	-10.1	10.1	5.100		-0.927	0.927
11	2007	80	9.9	9.9	4.901	10.894	0.909	0.909
12	2008	68	-2.1	2.1	0.220		-0.193	0.193
13	2009	64	-6.1	6.1	1.861		-0.560	0.560
14	2010	75	4.9	4.9	1.201		0.450	0.450
15	2011	70	-0.1	0.1	0.000		-0.009	0.009
16	2012	60	-10.1	10.1	5.100		-0.927	0.927
17	2013	65	-5.1	5.1	1.301		-0.468	0.468
18	2014	89	18.9	18.9	17.861		1.735	1.735
19	2015	60	-10.1	10.1	5.100		-0.927	0.927
20	2016	83	12.9	12.9	8.321		1.184	1.184
	Rerata	70.1						
	Jumlah	1402			118.69			
			Max				2.928	2.928
			Min				-1.478	
n	20							
					HITUNG	TABEL	KESIMPULAN	
nilai Q	2.9280846			Q/(n ^{0,5})	0.6547396	1.22	diterima	
nilai R	4.4058953			R/(n ^{0,5})	0.9851881	1.43	diterima	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.3

Uji Konsistensi Data dengan Metode RAPS Stasiun Hujan Sulang

No	Tahun	C.H (mm)	Sk*	Sk*	Dy ²	Dy	Sk**	Sk**
1	1997	98	27.9	27.9	38.921		2.561	2.561
2	1998	68	-2.1	2.1	0.220		-0.193	0.193
3	1999	91	20.9	20.9	21.841		1.918	1.918
4	2000	98	27.9	27.9	38.921		2.561	2.561
5	2001	97	26.9	26.9	36.181		2.469	2.469
6	2002	64	-6.1	6.1	1.861		-0.560	0.560
7	2003	65	-5.1	5.1	1.301		-0.468	0.468
8	2004	90	19.9	19.9	19.801		1.827	1.827
9	2005	76	5.9	5.9	1.741		0.542	0.542
10	2006	83	12.9	12.9	8.321	23.496	1.184	1.184
11	2007	106	35.9	35.9	64.441		3.295	3.295
12	2008	100	29.9	29.9	44.701		2.745	2.745
13	2009	78	7.9	7.9	3.121		0.725	0.725
14	2010	82	11.9	11.9	7.081		1.092	1.092
15	2011	62	-8.1	8.1	3.281		-0.743	0.743
16	2012	100	29.9	29.9	44.701		2.745	2.745
17	2013	88	17.9	17.9	16.021		1.643	1.643
18	2014	105	34.9	34.9	60.901		3.203	3.203
19	2015	118	47.9	47.9	114.721		4.397	4.397
20	2016	92	21.9	21.9	23.981		2.010	2.010
Rerata		88.05						
Jumlah		1761			552.05			
						Max	4.397	4.397
						Min	-0.743	
n	20							
				HITUNG	TABEL	KESIMPULAN		
nilai Q	4.397		Q/(n ^{0,5})	0.983	1.22	diterima		
nilai R	5.140		R/(n ^{0,5})	1.149	1.43	diterima		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.1.2.2. Uji Outlier

Uji *Outlier* digunakan untuk mencari *outlier* pada data, yaitu nilai dalam data yang bernilai jauh dengan data yang lain, karena keberadaan data *outlier* biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi untuk suatu sampel data. Data diluar batas *outlier* bawah dapat dihilangkan, utuk data diluar batas *outlier* atas dapat dihilangkan atau dipertimbangkan kembali. Hasil dari uji *outlier* untuk Stasiun Hujan Sumber dan Stasiun Hujan Sulang dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.4

Uji *Outlier* Data Hujan Stasiun Hujan Sumber

No	Tahun	Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)	Ln X	Hasil Uji Outlier
1	1997	70	4.248	aman
2	1998	65	4.174	aman
3	1999	102	4.625	tidak
4	2000	68	4.220	aman
5	2001	70	4.248	aman
6	2002	65	4.174	aman
7	2003	54	3.989	aman
8	2004	66	4.190	aman
9	2005	68	4.220	aman
10	2006	60	4.094	aman
11	2007	80	4.382	aman
12	2008	68	4.220	aman
13	2009	64	4.159	aman
14	2010	75	4.317	aman
15	2011	70	4.248	aman
16	2012	60	4.094	aman
17	2013	65	4.174	aman
18	2014	89	4.489	aman
19	2015	60	4.094	aman
20	2016	83	4.419	aman
Maksimum		102		
Minimum		54		
LnX Rerata --> X			4.238984537	
Simpangan baku --> S			0.144624506	
Kn (dari tabel) untuk n = 20			2.385	
X + Kn.S	4.584	batas atas (Xh)		97.896812
X - Kn.S	3.894	batas bawah (XL)		49.109627

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari tabel di atas diketahui bahwa terdapat data hujan harian maksimum tahunan Stasiun Hujan Sumber yang melebihi batas atas dari uji *outlier*, namun karena data tersebut tidak mempunyai selisih yang jauh dari batas atas dan jarang muncul dalam data, maka data tersebut dipertimbangkan untuk dapat digunakan dalam perhitungan selanjutnya.

Tabel 4.5
Uji *Outlier* Data Hujan Stasiun Hujan Sulang

No	Tahun	Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)	Ln X	Hasil Uji Outlier
1	1997	98	4.585	aman
2	1998	68	4.220	aman
3	1999	91	4.511	aman
4	2000	98	4.585	aman
5	2001	97	4.575	aman
6	2002	64	4.159	aman
7	2003	65	4.174	aman
8	2004	90	4.500	aman
9	2005	76	4.331	aman
10	2006	83	4.419	aman
11	2007	106	4.663	aman
12	2008	100	4.605	aman
13	2009	78	4.357	aman
14	2010	82	4.407	aman
15	2011	62	4.127	aman
16	2012	100	4.605	aman
17	2013	88	4.477	aman
18	2014	105	4.654	aman
19	2015	118	4.771	aman
20	2016	92	4.522	aman
Maksimum		118		
Minimum		62		
LnX Rerata --> X			4.462	
Simpangan baku --> S			0.179	
Kn (dari tabel) untuk n = 20			2.385	
X + Kn.S		4.890	batas atas (Xh)	132.947
X - Kn.S		4.035	batas bawah (XL)	56.522

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.1.2.3. Uji Kecenderungan

Apabila dalam deret berkala menunjukkan adanya trend maka datanya tidak disarankan untuk digunakan untuk beberapa analisis hidrologi, misalnya analisis peluang dan simulasi. Hasil dari uji *outlier* untuk Stasiun Hujan Sumber dan Stasiun Hujan Sulang dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.6

Uji Kecenderungan Data Stasiun Hujan Sumber

No	Tahun	Peringkat (Tt)	Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)	Peringkat (Rt)	dt	dt ²
1	1997	1	70	6	5	25
2	1998	2	65	13	11	121
3	1999	3	102	1	-2	4
4	2000	4	68	9	5	25
5	2001	5	70	7	2	4
6	2002	6	65	14	8	64
7	2003	7	54	20	13	169
8	2004	8	66	12	4	16
9	2005	9	68	10	1	1
10	2006	10	60	17	7	49
11	2007	11	80	4	-7	49
12	2008	12	68	11	-1	1
13	2009	13	64	16	3	9
14	2010	14	75	5	-9	81
15	2011	15	70	8	-7	49
16	2012	16	60	18	2	4
17	2013	17	65	15	-2	4
18	2014	18	89	2	-16	256
19	2015	19	60	19	0	0
20	2016	20	83	3	-17	289
Jumlah						1220

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari tabel diatas, dapat dianalisis sebagai berikut:

$$n = 20$$

$$\begin{aligned}
 KP &= 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n (dt)^2}{n^3 - n} \\
 &= 1 - \frac{6 \times 1220}{20^3 - 20} \\
 &= 0,083
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t &= KP \left[\frac{n-2}{1-KP^2} \right]^{1/2} \\
 &= 0,083 \times \left[\frac{20-2}{1-(0,083)^2} \right]^{1/2} \\
 &= 0,352
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dk &= 20 - 2 \\
 &= 18
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas dan dengan melihat tabel nilai kritis t_c (Soewarno, 1995, p.77) untuk $\alpha = 5\%$ maka didapatkan nilai $t_{0,975} = 2,101$ dan $t_{-0,975} = -2,101$. Nilai $t_{data} = 0,352$

terletak diantara $2,101 < 0,352 < 2,101$. Maka untuk derajat kepercayaan 5 % menerima hipotesis nol, dapat diambil kesimpulan dua seri data (R_t dan T_t) adalah independen dan tidak mungkin menunjukkan adanya trend.

Tabel 4.7

Uji Kecenderungan Data Stasiun Hujan Sulang

No	Tahun	Peringkat (Tt)	Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)	Peringkat (Rt)	dt	dt ²
1	1997	1	98	6	5	25
2	1998	2	68	17	15	225
3	1999	3	91	10	7	49
4	2000	4	98	7	3	9
5	2001	5	97	8	3	9
6	2002	6	64	19	13	169
7	2003	7	65	18	11	121
8	2004	8	90	11	3	9
9	2005	9	76	16	7	49
10	2006	10	83	13	3	9
11	2007	11	106	2	-9	81
12	2008	12	100	4	-8	64
13	2009	13	78	15	2	4
14	2010	14	82	14	0	0
15	2011	15	62	20	5	25
16	2012	16	100	5	-11	121
17	2013	17	88	12	-5	25
18	2014	18	105	3	-15	225
19	2015	19	118	1	-18	324
20	2016	20	92	9	-11	121
Jumlah						1664

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari tabel diatas, dapat dianalisis sebagai berikut:

$$n = 20$$

$$KP = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n (dt)^2}{n^3 - n} = 1 - \frac{6 \times 1664}{20^3 - 20} = -0,251$$

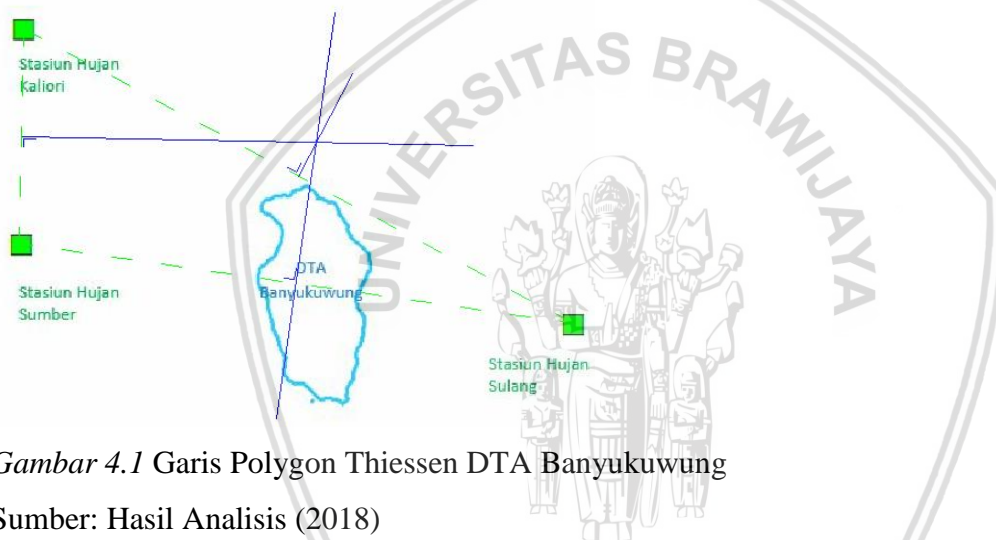
$$t = KP \left[\frac{n-2}{1-KP^2} \right]^{1/2} = -0,251 \times \left[\frac{20-2}{1-(-0,251)^2} \right]^{1/2} = -1,101$$

$$dk = 20 - 2 = 18$$

Dari hasil perhitungan diatas dan dengan melihat tabel nilai kritis t_c (Soewarno, 1995:77) untuk $\alpha = 5\%$ maka didapatkan nilai $t_{0,975} = 2,101$ dan $t_{0,025} = -2,101$. Nilai $t_{data} = -1,101$ terletak diantara $2,101 < -1,101 < 2,101$. Maka untuk derajat kepercayaan 5 % menerima hipotesis nol, dapat diambil kesimpulan dua seri data (R_t dan T_t) adalah independen dan tidak mungkin menunjukkan adanya trend.

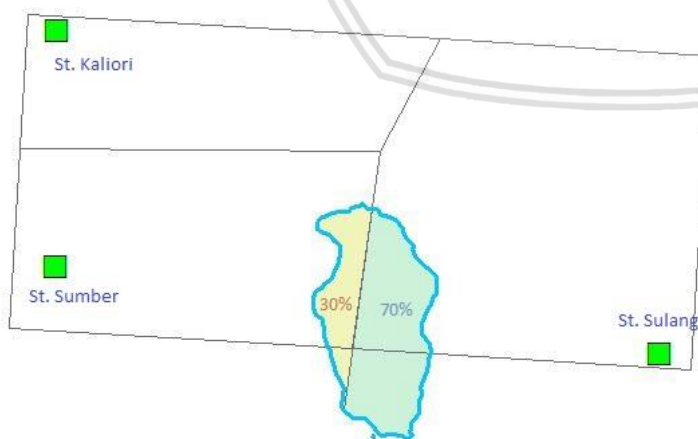
4.1.3. Perhitungan Hujan Daerah

Curah hujan yang diperlukan dalam menyusun rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Bendungan Banyukuwung dipengaruhi oleh 3 stasiun hujan, untuk itu dalam perhitungan hujan daerah dibuat hujan daerah dengan menggunakan Metode Polygon Thiessen.



Gambar 4.1 Garis Polygon Thiessen DTA Banyukuwung

Sumber: Hasil Analisis (2018)



Gambar 4.2 Prosentase Luas Polygon Thiessen Lokasi Bendungan Banyukuwung

Sumber: Hasil Perhitungan Arc-Gis (2018)

Dari gambar tersebut dapat diketahui bahwa Stasiun Hujan Sumber mempengaruhi 30% DTA Bendungan Banyukuwung, sedangkan Stasiun Hujan Sulang mempengaruhi 70% DTA Bendungan Banyukuwng. Hasil perhitungan Hujan Daerah dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.8

Hujan Daerah Bendungan Banyukurung Metode Polygon Thiessen

Tahun	Tanggal Saat Hujan Maksimum		Curah Hujan (mm)		Persentase area Polygon Thiessen (%)		Curah Hujan Metode Polygon Thiessen (mm)	Hujan Rerata Daerah (mm)
	Stasiun Sumber	Stasiun Sulang	Stasiun Sumber	Stasiun Sulang	Stasiun Sumber	Stasiun Sulang		
1997	15-Apr		70	0	30	70	21	68.6
1998	20-Dec	11-Jan	0	98	30	70	68.6	67.1
		20-Dec	65	68	30	70	67.1	
1999	15-Apr		102	91	30	70	94.3	94.3
		15-Apr	102	91	30	70	94.3	
2000	2-Feb		68	98	30	70	89	89
		2-Feb	68	98	30	70	89	
2001	3-Jan		70	0	30	70	21	72.4
		29-Jan	15	97	30	70	72.4	
2002	16-Mar		65	17	30	70	31.4	64.3
		7-Feb	65	64	30	70	64.3	
2003	15-Feb		54	52	30	70	52.6	61.4
		11-Mar	53	65	30	70	61.4	
2004	1-Dec		66	90	30	70	82.8	82.8
		1-Dec	66	90	30	70	82.8	
2005	21-Jun		68	33	30	70	43.5	53.2
		19-Feb	0	76	30	70	53.2	
2006	21-Mar		60	83	30	70	76.1	76.1
		21-Mar	60	83	30	70	76.1	
2007	19-Dec		80	37	30	70	49.9	79
		4-Dec	16	106	30	70	79	
2008	14-Feb		68	10	30	70	27.4	73.6
		14-Mar	12	100	30	70	73.6	
2009	13-May		64	0	30	70	19.2	54.6
		5-May	0	78	30	70	54.6	
2010	9-Dec		75	0	30	70	22.5	70.3
		16-Apr	43	82	30	70	70.3	
2011	14-Feb		70	18	30	70	33.6	46.4
		5-Feb	10	62	30	70	46.4	
2012	9-Jan		60	100	30	70	88	88
		9-Jan	60	100	30	70	88	
2013	17-Dec		65	3	30	70	21.6	68.5
		8-Apr	23	88	30	70	68.5	
2014	5-Dec		89	0	30	70	26.7	73.5
		6-Dec	0	105	30	70	73.5	
2015	22-Mar		60	0	30	70	18	94
		15-Dec	38	118	30	70	94	
2016	2-Jan		83	25	30	70	42.4	68.6
		19-Jun	14	92	30	70	68.6	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Perhitungan hujan daerah pada tahun 1997 tanggal 15 April dengan menggunakan Metode Polygon Thiessen:

$$A_1 / A \times 100 = \text{Persentase Poygon}_1 \quad ; A_2 / A \times 100 = \text{Persentase Poygon}_2$$

$$d_x = d_1 \times \text{Persentase Polygon}_1 / 100 + d_2 \times \text{Persentase Polygon}_2 / 100$$

$$= 70 \times 30/100 + 0 \times 70/100 = 21 \text{ mm}$$

Hasil dari perhitungan hujan daerah pada tanggal saat terjadi hujan maksimum di Stasiun Hujan Sumber (15 April) dan Stasiun Hujan Sulang (11 Januari) pada tahun 1997 dibandingkan dan dipilih nilai yang paling besar. Nilai curah hujan harian maksimum tahunan yang didapat dari perhitungan hujan daerah inilah yang akan digunakan dalam analisis selanjutnya.

4.1.4. Analisis Frekuensi

Tujuan analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Dalam laporan ini, analisis frekuensi menggunakan Metode Log Pearson III dan Metode Gumbel.

4.1.4.1. Metode Log Pearson III

Distribusi Log-Pearson Tipe III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrem. Hasil dari analisis frekuensi Metode Log Pearson III adalah sebagai berikut:

Tabel 4.9

Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson III

No	Tahun	Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)	Log X	(Log X - LogXrerata) ²	(Log X - LogXrerata) ³
1	1997	68.6	1.836	0.00024	-0.0000038
2	1998	67.1	1.827	0.00064	-0.0000161
3	1999	94.3	1.975	0.01502	0.0018400
4	2000	89	1.949	0.00949	0.0009245
5	2001	72.4	1.860	0.00006	0.0000005
6	2002	64.3	1.808	0.00192	-0.0000838
7	2003	61.4	1.788	0.00407	-0.0002598
8	2004	82.8	1.918	0.00436	0.0002882
9	2005	53.2	1.726	0.01589	-0.0020033
10	2006	76.1	1.881	0.00086	0.0000254
11	2007	79	1.898	0.00208	0.0000952
12	2008	73.6	1.867	0.00022	0.0000033
13	2009	54.6	1.737	0.01317	-0.0015122
14	2010	70.3	1.847	0.00003	-0.0000001
15	2011	46.4	1.667	0.03439	-0.0063785
16	2012	88	1.944	0.00856	0.0007917
17	2013	68.5	1.836	0.00027	-0.0000043
18	2014	73.5	1.866	0.00020	0.0000029
19	2015	94	1.973	0.01468	0.0017783
20	2016	68.6	1.836	0.00024	-0.0000038
Jumlah			37.039	0.126	-0.005
Rerata (LogXrerata)			1.852		
Standar deviasi (Sd)			0.082		
Kemencengan (Cs)			-0.487		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Perhitungan analisis frekuensi tahun 1997:

$$\begin{aligned}\text{Log X} &= \text{Log } 68,6 \\ &= 1,836\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(\text{Log X} - \text{LogX}_{\text{rerata}})^2 &= (1,836 - 1,852)^2 \\ &= 0,00024\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(\text{Log X} - \text{LogX}_{\text{rerata}})^3 &= (1,836 - 1,852)^3 \\ &= -0,0000038\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Sd} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n |(\log x - \overline{\log x})|^2}{(n-1)}} \\ &= \sqrt{\frac{0,126}{(20-1)}} \\ &= 0,082\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Cs} &= \frac{20x(-0,005)}{(20-1) \cdot (20-2) \cdot 0,082^3} \\ &= -0,487\end{aligned}$$

Tabel 4.10

Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Log Pearson III Kala Ulang Tertentu

Tr (tahun)	K	Sd . K	Log X	R Rancangan (mm)
25	1.572	0.1282	1.980	95.546
50	1.785	0.1456	1.998	99.434
100	1.965	0.1603	2.012	102.858
1000	2.419	0.1973	2.049	112.009

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan hujan rancangan kala ulang 25 tahun:

$$\text{Tr} = \text{kala ulang}$$

K = karakteristik distribusi Log Pearson III, nilainya tergantung dari nilai koefisien kemencengan dan dapat dilihat pada Tabel 2.3.

$$\begin{aligned}\text{LogX} &= \text{LogX}_{\text{rerata}} + \text{Sd.K} \\ &= 1,852 + 0,082 \times 1,572 \\ &= 1,980\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{R rancangan} &= 10^{\text{Log X}} \\ &= 10^{1,980} \\ &= 95,546 \text{ mm}\end{aligned}$$

4.1.4.2. Metode Gumbel

Distribusi Gumbel atau dapat disebut distribusi ekstrim tipe I umumnya digunakan pada analisis data maksimum, seperti analisis frekuensi banjir. Hasil dari analisis frekuensi Metode Gumbel adalah sebagai berikut:

Tabel 4.11

Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel

No	Tahun	Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)	$(X - X_{rerata})^2$
1	1997	68.6	13.57923
2	1998	67.1	26.88423
3	1999	94.3	484.66023
4	2000	89	279.39123
5	2001	72.4	0.01323
6	2002	64.3	63.76023
7	2003	61.4	118.48323
8	2004	82.8	110.56523
9	2005	53.2	364.23723
10	2006	76.1	14.55423
11	2007	79	45.09123
12	2008	73.6	1.72922
13	2009	54.6	312.75923
14	2010	70.3	3.94023
15	2011	46.4	670.03323
16	2012	88	246.96123
17	2013	68.5	14.32623
18	2014	73.5	1.47623
19	2015	94	471.54123
20	2016	68.6	13.57922
Jumlah		1445.70	3257.566
Rerata (X_{rerata})		72.29	
Standar deviasi (Sd)		13.09	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

$$\begin{aligned}
 Sd &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n |(\log x - \bar{\log x})|^2}{(n-1)}} \\
 &= \sqrt{\frac{3257,566}{(20-1)}} \\
 &= 13,09
 \end{aligned}$$

Tabel 4.12

Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Gumbel Kala Ulang Tertentu

Tr (tahun)	Yt	K	Sd . K	R Rancangan (mm)
25	3.199	2.517	32.96	105.24
50	3.902	3.179	41.62	113.91
100	4.600	3.836	50.23	122.51
1000	6.907	6.007	78.65	150.93
Yn	0.5235			
Sn	1.0628			
X rerata				72.29
Standar Deviasi				13.09

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan analisis frekuensi Metode Gumbel kala ulang 25 tahun:

Tr = kala ulang

Yt = variasi tereduksi

K = faktor frekuensi k untuk harga ekstrim Gumbel

R rancangan = Xrerata + Sd. K

$$= 72,29 + 13,09 \times 2,517$$

$$= 105,24 \text{ mm}$$

Tabel 4.13

Rekapitulasi Analisis Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III dan Metode Gumbel

Tr (tahun)	R Rancangan (mm)	
	Log Pearson III	Gumbel
25	95.546	105.24
50	99.434	113.91
100	102.858	122.51
1000	112.009	150.93

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari tabel diatas dapat diketahui bahwa Metode Gumbel memiliki nilai hujan rancangan yang lebih ekstrim dibandingkan dengan Metode Log Pearson III, untuk itu dalam analisis selanjutnya digunakan hasil dari Metode Gumbel, namun perlu dilakukan uji distribusi terlebih dahulu.

4.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi

Perhitungan Uji kesesuaian distribusi dilakukan pada Metode Gumbel terlebih dahulu, jika Metode Gumbel lolos dalam uji kesesuaian distribusi maka perhitungan selanjutnya menggunakan hujan rancangan Metode Gumbel, jika tidak maka perlu dilakukan uji kesesuaian distribusi pada Metode Log Pearson III sebagai bentuk pertimbangan.

4.1.5.1. Uji Chis Square

Uji Chi-Kuadrat atau uji Chi-Square dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Hasil dari perhitungan Chi Square sebagai berikut:

Tabel 4.14

Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Metode Gumbel

No	Tahun	Hujan Harian Maksimum Tahunan	
		(mm)	Data Terurut (mm)
1	1997	68.6	46.4
2	1998	67.1	53.2
3	1999	94.3	54.6
4	2000	89	61.4
5	2001	72.4	64.3
6	2002	64.3	67.1
7	2003	61.4	68.5
8	2004	82.8	68.6
9	2005	53.2	68.6
10	2006	76.1	70.3
11	2007	79	72.4
12	2008	73.6	73.5
13	2009	54.60	73.6
14	2010	70.30	76.1
15	2011	46.40	79.0
16	2012	88.00	82.8
17	2013	68.5	88.0
18	2014	73.5	89.0
19	2015	94	94.0
20	2016	68.6	94.3
Jumlah			1445.700
Rerata (\bar{X}_{rerata})			72.285
Standar deviasi (Sd)			13.094

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari data tersebut, didapatkan:

$$\begin{aligned}
 n &= \text{jumlah data} \\
 &= 20 \\
 \text{kelas} &= k = 1 + 3,22 \log n \\
 &= 5,18 \\
 &= 5 \\
 \text{derajat kebebasan (dk)} &= k - 1 - m \rightarrow m=2 \\
 &= 5 - 1 - 2 \\
 &= 2 \\
 \text{Signifikan } (\alpha, \%) &= 5\% \quad 1\% \\
 \text{D kritis } (X_{cr^2}) &= 5,991 \quad 9,210 \\
 E_j &= n / k \\
 &= 20 / 5 \\
 &= 4 \\
 O_j &= \text{banyak data yang masuk dalam batas kelas} \\
 n &= 20 \rightarrow Y_n = 0,5235 \\
 & \quad \quad \quad S_n = 1,0628
 \end{aligned}$$

Tabel 4.15

Perhitungan T_r , Y_t , K dan R Batas Kelas

No	P (%)	Y _n = 0.5235		S _n = 1.0628	
		T _r (tahun)	Y _t	K	R rancangan (mm)
1	80.0	1.250	-0.476	-0.940	59.972
2	60.0	1.667	0.087	-0.410	66.912
3	40.0	2.500	0.672	0.139	74.111
4	20.0	5.000	1.500	0.919	84.315

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan T_r , Y_t , K , dan R rancangan untuk 20%

$$\begin{aligned}
 T_r &= 1/P \times 100 \\
 &= 1/80 \times 100 \\
 &= 1,25 \text{ tahun} \\
 Y_t &= -\text{Ln} \left(-\text{Ln} \left(\frac{T_r - 1}{T_r} \right) \right) \\
 &= -\text{Ln} \left(-\text{Ln} \left(\frac{1,25 - 1}{1,25} \right) \right) \\
 &= -0,476
 \end{aligned}$$

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn}$$

$$= \frac{-0,476 - 0,5235}{1,0628}$$

$$= -0,940$$

$$R \text{ rancangan} = R \text{ rerata} + Sd \cdot K$$

$$= 72,285 + 13,09 \times (-0,940)$$

$$= 59,972$$

Tabel 4.16

Perhitungan Chi- Square Gumbel

No	Batas Kelas (mm)		Jumlah Data		Ej - Oj	(Ej - Oj) ² /Ej
	Bawah	Atas	Ej	Oj		
1	0	59.972	4.000	3	1	0.25
2	59.972	66.912	4.000	3	1	0.25
3	66.912	74.111	4.000	7	-3	2.25
4	74.111	84.315	4.000	3	1	0.25
5	84.315	~	4.000	4	0	0
dk = 2 -->			Xhitung ² =	Jumlah	3	
			Xcr ² tabel	5%	5.991	diterima
				1%	9.21	diterima

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Kesimpulan : Karena nilai X hitung² < Xcr²tabel, maka Distribusi Gumbel diterima

Tabel 4.17

Perhitungan Batas Kelas Distribusi Log Pearson III

No	P (%)	Tr	K	Log X	X
1	80.0	1.25	-0.809	1.786	61.092
2	60.0	1.67	-0.216	1.834	68.288
3	40.0	2.50	0.339	1.880	75.790
4	20.0	5.00	0.856	1.922	83.519

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.18

Perhitungan Chi-Square Log Pearson III

No	Batas Kelas		Jumlah Data		Ej - Oj	(Ej - Oj) ² /Ej
	Bawah	Atas	Ej	Oj		
1	0	61.092	4.000	3	1	0.25
2	61.092	68.288	4.000	3	1	0.25
3	68.288	75.790	4.000	7	-3	2.25
4	75.790	83.519	4.000	3	1	0.25
5	83.519	~	4.000	4	0	0
dk = 2 -->			Xhitung ² =	Jumlah	3	
			Xcr ² tabel	5%	5.991	diterima
				1%	9.21	diterima

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Kesimpulan : Karena nilai X hitung² < Xcr²tabel, maka Distribusi Log Pearson III diterima

4.1.5.2. Uji Smirnov Kolmogorof

Tabel 4.19

Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorof Gumbel

No	Tahun	Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)	Data Terurut (mm)	Yn		Sn		Px (1-P)	Pe (Weibull)	Pe – Px
				K	Yt	Tr	P			
						0.5235	1.0628			
1	1997	68.6	46.4	-1.977	-1.578	1.008	0.992	0.008	0.048	0.040
2	1998	67.1	53.2	-1.458	-1.026	1.066	0.938	0.062	0.095	0.034
3	1999	94.3	54.6	-1.351	-0.912	1.090	0.917	0.083	0.143	0.060
4	2000	89	61.4	-0.831	-0.360	1.313	0.761	0.239	0.190	0.048
5	2001	72.4	64.3	-0.610	-0.125	1.475	0.678	0.322	0.238	0.084
6	2002	64.3	67.1	-0.396	0.103	1.682	0.594	0.406	0.286	0.120
7	2003	61.4	68.5	-0.289	0.216	1.808	0.553	0.447	0.333	0.114
8	2004	82.8	68.6	-0.281	0.224	1.817	0.550	0.450	0.381	0.069
9	2005	53.2	68.6	-0.281	0.224	1.817	0.550	0.450	0.429	0.021
10	2006	76.1	70.3	-0.152	0.362	1.994	0.501	0.499	0.476	0.022
11	2007	79	72.4	0.009	0.533	2.252	0.444	0.556	0.524	0.032
12	2008	73.60	73.5	0.093	0.622	2.407	0.415	0.585	0.571	0.013
13	2009	54.60	73.6	0.100	0.630	2.422	0.413	0.587	0.619	0.032
14	2010	70.30	76.1	0.291	0.833	2.837	0.353	0.647	0.667	0.019
15	2011	46.40	79.0	0.513	1.069	3.440	0.291	0.709	0.714	0.005
16	2012	88.00	82.8	0.803	1.377	4.484	0.223	0.777	0.762	0.015
17	2013	68.50	88.0	1.200	1.799	6.558	0.152	0.848	0.810	0.038
18	2014	73.5	89.0	1.277	1.880	7.068	0.141	0.859	0.857	0.001
19	2015	94	94.0	1.658	2.286	10.344	0.097	0.903	0.905	0.001
20	2016	68.6	94.3	1.681	2.310	10.587	0.094	0.906	0.952	0.047
	Jumlah		1445.7							
	Rerata (X)		72.285							
	Standar deviasi (Sd)		13.094							

			Dhitung	0.120
n	=	20	--> Dcr	1% = 0.352
			tabel	5% = 0.294

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Kesimpulan : Karena nilai Dhitung < Dcr tabel, maka Distribusi Gumbel diterima.

Tabel 4.20

Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorof Log Pearson III

No	Tahun	Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)	Data Terurut (mm)	Log X	K	P	Px (1-P)	Pe (Weibull)	Pe – Px	
1	1997	68.6	46.400	1.667	-2.274	0.949	0.051	0.048	0.003	
2	1998	67.1	53.200	1.726	-1.546	0.875	0.125	0.095	0.030	
3	1999	94.3	54.600	1.737	-1.407	0.861	0.139	0.143	0.004	
4	2000	89	61.400	1.788	-0.782	0.791	0.209	0.190	0.019	
5	2001	72.4	64.300	1.808	-0.537	0.708	0.292	0.238	0.054	
6	2002	64.3	67.100	1.827	-0.310	0.632	0.368	0.286	0.083	
7	2003	61.4	68.500	1.836	-0.200	0.594	0.406	0.333	0.072	
8	2004	82.8	68.600	1.836	-0.192	0.592	0.408	0.381	0.027	
9	2005	53.2	68.600	1.836	-0.192	0.592	0.408	0.429	0.020	
10	2006	76.1	70.300	1.847	-0.062	0.548	0.452	0.476	0.024	
11	2007	79	72.400	1.860	0.095	0.494	0.506	0.524	0.018	
12	2008	73.6	73.500	1.866	0.175	0.463	0.537	0.571	0.035	
13	2009	54.60	73.600	1.867	0.183	0.460	0.540	0.619	0.079	
14	2010	70.30	76.100	1.881	0.361	0.392	0.608	0.667	0.058	
15	2011	46.40	79.000	1.898	0.560	0.315	0.685	0.714	0.029	
16	2012	88.00	82.800	1.918	0.810	0.218	0.782	0.762	0.020	
17	2013	68.5	88.000	1.944	1.134	0.123	0.877	0.810	0.067	
18	2014	73.5	89.000	1.949	1.194	0.106	0.894	0.857	0.036	
19	2015	94	94.000	1.973	1.485	0.026	0.974	0.905	0.069	
20	2016	68.6	94.300	1.975	1.502	0.021	0.979	0.952	0.026	
Jumlah				37.039						
Rerata (LogX)				1.852						
Standar deviasi (Sd)				0.082						
Kemencengan (Cs)				-0.487						
				D =	0.08277132					
				n =	20 --	1%	Dcr =	0.352		
					>	5%	Dcr =	0.294		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.21

Rekapitulasi Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi

Distribusi Log Pearson III				Distribusi Gumbel			
Uji Chi Square		Smirnov Kolmogorof		Log Pearson III		Smirnov Kolmogorof	
Xhitung ²	Xcr ²	Xhitung ²	Xcr ²	Dhitung	Dcr	Dhitung	Dcr
3	5.991	0.082771315	0.294	3	5.991	0.119862	0.294
diterima		diterima		diterima		diterima	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari 2 uji kesesuaian distribusi, yakni Uji Chi-Square dan Uji Smirnov Kolmogorof keduanya menyatakan bahwa Distribusi Gumbel diterima, serta simpangannya lebih kecil dibanding Metode Log Pearson III, maka untuk perhitungan selanjutnya menggunakan hasil perhitungan hujan rancangan dengan menggunakan Metode Gumbel.

4.1.6. Perhitungan PMP (Probable Maximum Precipitation)

PMP (*Probable Maximum Precipitation*) atau yang dikenal dengan kemungkinan hujan maksimum (PMP) secara teori didefinisikan sebagai ketebalan hujan maksimum untuk lama waktu tertentu yang secara fisik mungkin terjadi dalam suatu wilayah aliran dalam kurun waktu tertentu nantinya digunakan dalam perhitungan Q PMF (*Probable Maximum Flood*). Berikut adalah perhitungan PMP dengan Metode Hersfield:

Tabel 4.22

Perhitungan X_n , $X_{(n-m)}$, S_n , dan $S_{(n-m)}$

No	Tahun	Hujan Harian Maksimum Tahunan	
		(mm)	Data Terurut (mm)
1	1997	68.60	46.40
2	1998	67.10	53.20
3	1999	94.30	54.60
4	2000	89.00	61.40
5	2001	72.40	64.30
6	2002	64.30	67.10
7	2003	61.40	68.50
8	2004	82.80	68.60
9	2005	53.20	68.60
10	2006	76.10	70.30
11	2007	79.00	72.40
12	2008	73.60	73.50
13	2009	54.60	73.60
14	2010	70.30	76.10
15	2011	46.40	79.00
16	2012	88.00	82.80
17	2013	68.50	88.00
18	2014	73.50	89.00
19	2015	94.00	94.00
20	2016	68.60	94.30
Rerata (X_n)			72.29
Rerata ($X_{(n-m)}$)			71.13
Standar deviasi (S_n)			13.09
Standar deviasi ($S_{(n-m)}$)			12.35

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

$$n = 20$$

Menentukan nilai f_1 :

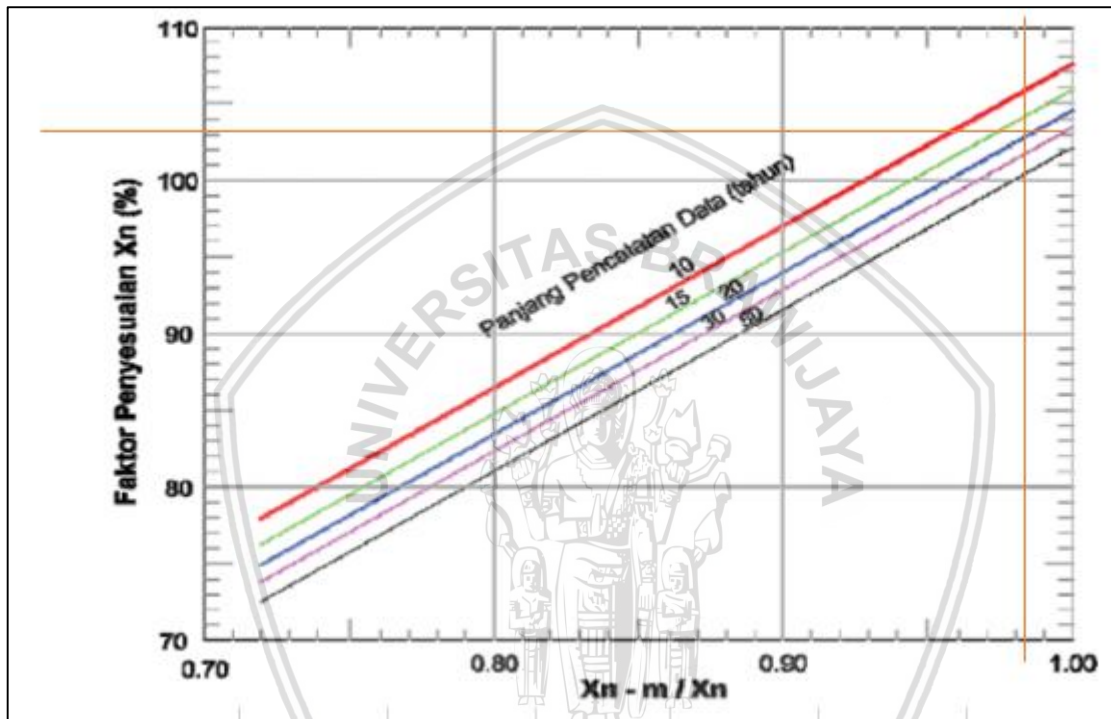
$$X_{(n-m)} = \frac{\sum \text{Curah hujan tanpa nilai maksimum}}{n}$$

$$= 71,13$$

$$X_{(n-m)} / X_n = 71,13 / 72,29$$

$$= 0,984$$

$$f_1 = \text{faktor penyesuaian } X_n = 103/100 = 1,03 \text{ (Gambar 4.2)}$$



Gambar 4.3 Faktor Penyesuaian Rata-rata Terhadap Pengamatan Maksimum

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Menentukan nilai f_3 :

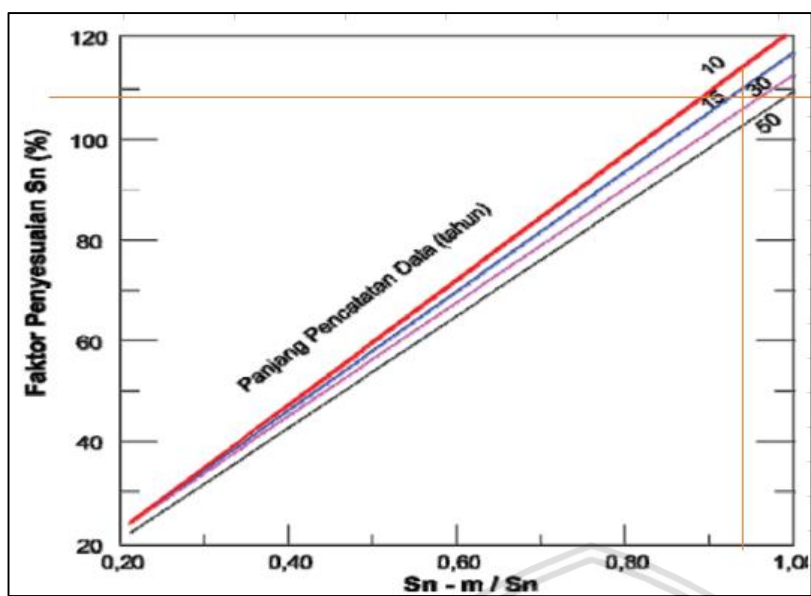
$$S_{(n-m)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n-1} |(\log x - \overline{\log x})|^2}{(n-1-1)}}$$

$$= 12,35$$

$$S_{(n-m)} / S_n = 12,35 / 13,09$$

$$= 0,944$$

$$f_1 = \text{faktor penyesuaian } S_n = 103/100 = 1,03 \text{ (Gambar 4.3)}$$

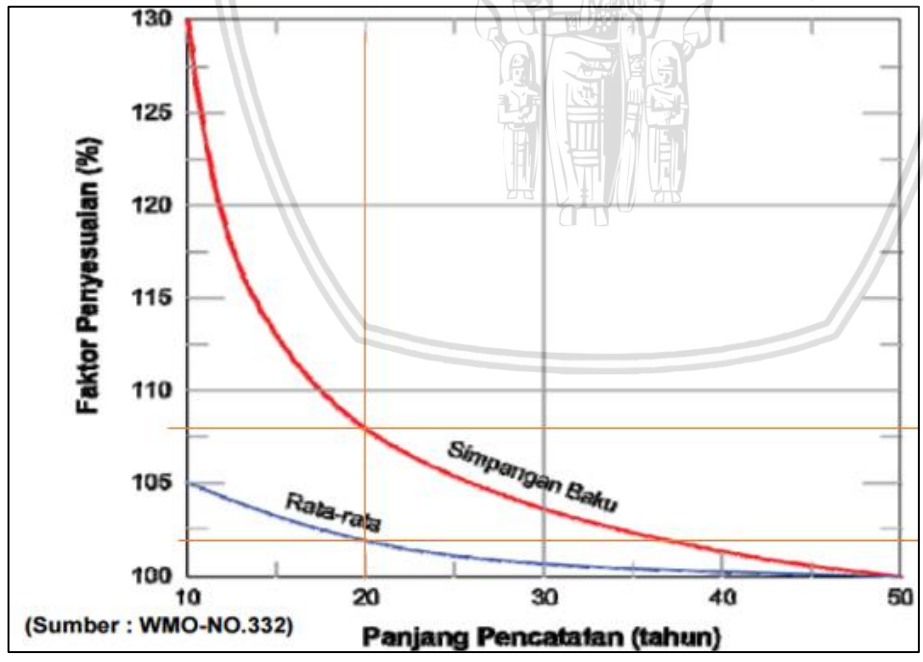


Gambar 4.4 Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Menentukan nilai f_2 dan f_4 :

- $n = 20$ tahun
- $f_2 =$ faktor penyesuaian rata-rata $= 102/100 = 1,02$ (Gambar 4.4)
- $f_4 =$ faktor penyesuaian simpangan baku $= 108/100 = 1,08$ (Gambar 4.4)



Gambar 4.5 Faktor Penyesuaian Rerata dan Simpangan Baku terhadap Panjang Pengamatan Data

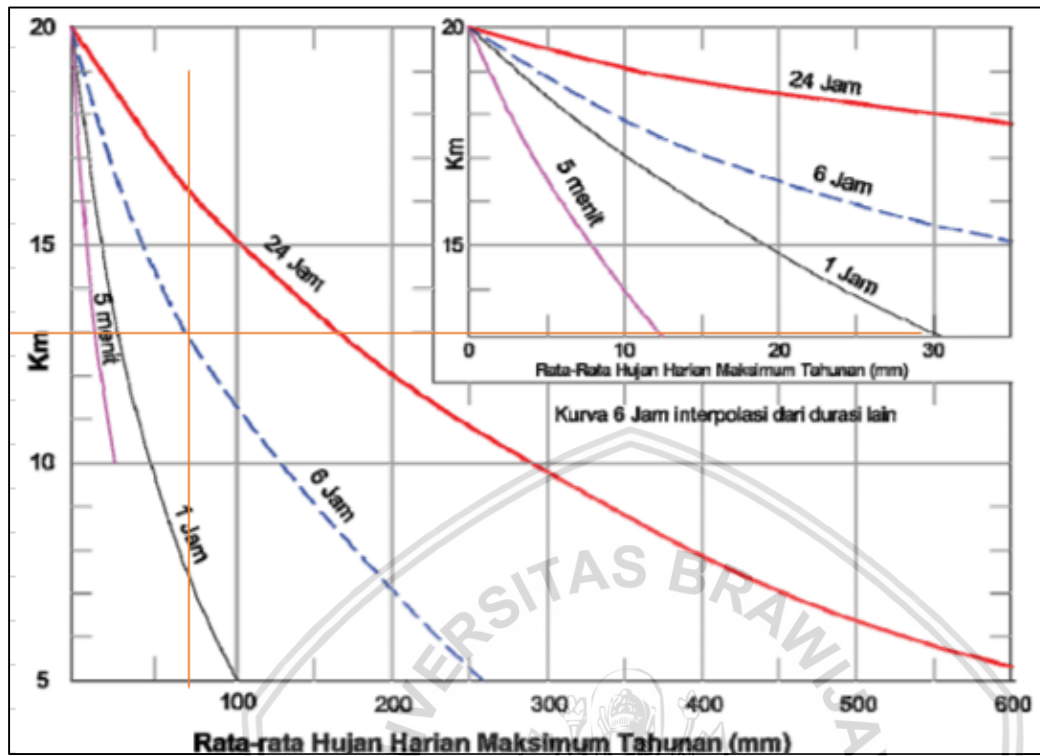
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Menentukan nilai K_m :

$X_n = 72,29$

Durasi hujan = 6 jam, durasi hujan rerata di Indonesia sebesar 6 jam.

Km = 13 (Gambar 4.5)



Gambar 4.6 Menentukan Harga Km

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Menghitung nilai X_m

$$\begin{aligned} X_n \text{ terkoreksi} &= X_n \cdot f_1 \cdot f_2 \\ &= 72,29 \cdot 1,03 \cdot 1,02 \\ &= 75,943 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_n \text{ terkoreksi} &= S_n \cdot f_3 \cdot f_4 \\ &= 13,09 \cdot 1,08 \cdot 1,08 \\ &= 15,273 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_m &= X_n + K_m \cdot S_n \\ &= 75,943 + 13 \cdot 15,273 \\ &= 274,488 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai PMP kemudian dikalikan faktor pengali untuk durasi 24 jam sebesar 1,13.

$$\begin{aligned} \text{PMP} &= 274,488 \times 1,13 \\ &= 310,172 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai PMP Isohyet Wilayah Barat (Bagian 3), PMP yang terjadi di lokasi Bendungan Banyuwung sebesar 550 mm. Dalam perhitungan selanjutnya digunakan nilai PMP tertinggi, yaitu dari peta Isohyet PMP sebesar 550 mm.

4.1.7. Distribusi Hujan Jam-jaman Metode PSA 007

Analisis distribusi hujan jampjaman adalah untuk memperkirakan persentase dari hujan total yang jatuh setiap jamnya. Metode PSA 007 merupakan metode distribusi hujan jam-jaman yang terdapat pada buku Pedoman Perencanaan Bendungan Urugan Volume 2. Dengan melakukan penyesuaian dan interpolasi dari tabel intensitas hujan dalam % yang disarankan PSA 007, maka untuk intensitas hujan dalam % dengan durasi 6 jam adalah sebagai berikut:

Tabel 4.23

Intensitas Hujan Dalam % dengan Durasi Hujan 6 Jam

Durasi hujan (jam)	Durasi hujan (%)	Kala ulang (tahun)				
		25	50	100	1000	PMP
1	17	67	65	64	61	56
2	33	79	78	77	75	72
3	50	88	88	88	88	88
4	67	92	92	92	92	92
5	83	96	96	96	96	96
6	100	100	100	100	100	100

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Setelah didapatkan nilai intensitas hujan dalam % dengan durasi hujan 6 jam, maka dihitung selisih nilai intensitas hujan dalam % di tiap jamnya. Nilai dari selisih tersebut kemudian disusun dalam bentuk genta, dimana nilai terbesar diletakkan di tengah, nilai lebih kecil sebelah kiri, lebih kecil berikutnya sebelah kanan, dan seterusnya, sehingga didapatkan bentuk seperti berikut:

Tabel 4.24

Distribusi Hujan dengan Durasi 6 Jam dalam Bentuk Genta

Durasi hujan (jam)	Durasi hujan (%)	Kala ulang (tahun)				
		25	50	100	1000	PMP
1	17	4	4	4	4	4
2	33	12	13	13	14	16
3	50	67	65	64	61	56
4	67	9	10	11	13	16
5	83	4	4	4	4	4
6	100	4	4	4	4	4

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.25

Perhitungan Hujan Efektif

Kala ulang (tahun)	25	50	100	1000	PMP
Hujan Rancangan (mm)	105.24	113.91	122.51	150.93	550
Koefisien pengaliran	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750
Hujan Efektif (mm)	78.93	85.43	91.88	113.20	412.50

Sumber: Hasil Perhitungan

Nilai Koefisien Pengaliran didapatkan dari tabel, dengan kondisi DTA adalah sungai di dataran rendah yaitu sebesar 0,75. Selanjutnya dilakukan perhitungan hujan netto jam-jaman guna mengetahui besarnya distribusi hujan tiap jamnya dengan Metode PSA 007.

Tabel 4.26

Distribusi Hujan Netto Jam-jaman

Kala ulang (tahun)	25	50	100	1000	PMP
Hujan Rancangan (mm)	105.24	113.91	122.51	150.93	550
Koefisien pengaliran	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750
Hujan Efektif (mm)	78.93	85.43	91.88	113.20	412.50

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.1.8. Hidrograf Satuan Sintetis

Hidrograf satuan digunakan dalam analisis menentukan banjir rancangan jika data yang tersedia merupakan data hujan. Perhitungan HSS dilakukan pada DTA Banyukuwung yaitu pada bagian hulu dari Bendungan Banyukuwung yang terletak di koordinat $6^{\circ}46,93'$ LS, $111^{\circ}19,24'$ BT. Dimana luas DTA Banyukuwung adalah sebesar $11,75\text{km}^2$. Dalam laporan ini akan digunakan 2 hidrograf agar dapat dilakukan perbandingan nilai besaran debit rencananya.



Gambar 4.7 Posisi Bendungan Banyukuwung untuk Perhitungan HSS.

Sumber: Hasil Analisa (2018)

4.1.8.1. Hidrograf Stuan Sintetis Nakayasu

Parameter yang diperlukan dalam metode HSS Nakayasu adalah:

1. Karakteristik DTA, yaitu:

$$\text{Luas DTA (A)} = 11,75 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 6,00 \text{ km}$$

$$\text{Nilai koefisien Karakteristik DTA } (\alpha) = 2$$

$$\text{Hujan Netto Satuan (R}_0) = 1 \text{ mm}$$

$$\text{Aliran Dasar (D)} = L/A = 0,51$$

2. Parameter-parameter hidrograf:

$$\begin{aligned} t_g &= 0,21 L^{0,7} \\ &= 0,21 \cdot 6,00^{0,7} \\ &= 0,74 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_r &= 0,5 t_g \text{ sampai } 1 t_g \\ &= 0,5 \cdot 0,74 \sim 0,74 \\ &= 0,37 \sim 0,74, \text{ diambil nilai } 0,74 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p &= t_g + 0,8 t_r = 0,74 + 0,8 \cdot 0,74 \\ &= 1,32 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha \cdot t_g = 2 \cdot 0,74 \\ &= 1,47 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$0,5 T_{0,3} = 0,5 \cdot 1,47 = 0,74 \text{ jam}$$

$$1,5 T_{0,3} = 1,5 \cdot 1,47 = 2,21 \text{ jam}$$

$$2 T_{0,3} = 2 \cdot 1,47 = 2,94 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{1}{3,6} \left[\frac{CA \cdot R_0}{0,3 TP + T_{0,3}} \right] \\ &= \frac{1}{3,6} \left[\frac{11,75 \cdot 1}{0,3 \cdot 1,32 + 1,47} \right] \\ &= 1,746 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_b &= 0,4751 \cdot A^{0,6444} D^{0,943} \\ &= 0,4751 \cdot 11,75^{0,6444} \cdot 0,51^{0,943} \\ &= 1,233 \end{aligned}$$

Ordinat HSS Nakayasu:

Saat kurva naik ($t < T_p$) $\rightarrow t < \text{jam } 1 = \text{jam } 0$

$$Q_t = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$

$$= 1,746 \left(\frac{0}{1,32} \right)^{2,4}$$

$$= 0$$

Saat kurva turun

$$T_p \leq t < (T_p + T_{0,3}) \rightarrow \text{jam } 1 \leq t < \text{jam } 3$$

$$Q_t = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}}$$

$$= 1,746 \cdot 0,3^{\frac{2-1,32}{1,47}}$$

$$= 1,005 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$(T_p + T_{0,3}) \leq t < (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}) \rightarrow \text{jam } 3 \leq t < \text{jam } 4,3$$

$$Q_t = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}}}$$

$$= 1,746 \cdot 0,3^{\frac{4-1,32+0,74}{2,31}}$$

$$= 0,272 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}) \rightarrow t \geq \text{jam } 4,3$$

$$Q_t = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+1,5T_{0,3}}{2 T_{0,3}}}$$

$$= 1,746 \cdot 0,3^{\frac{5-1,32+2,21}{2,94}}$$

$$= 0,157$$

Tabel 4.27

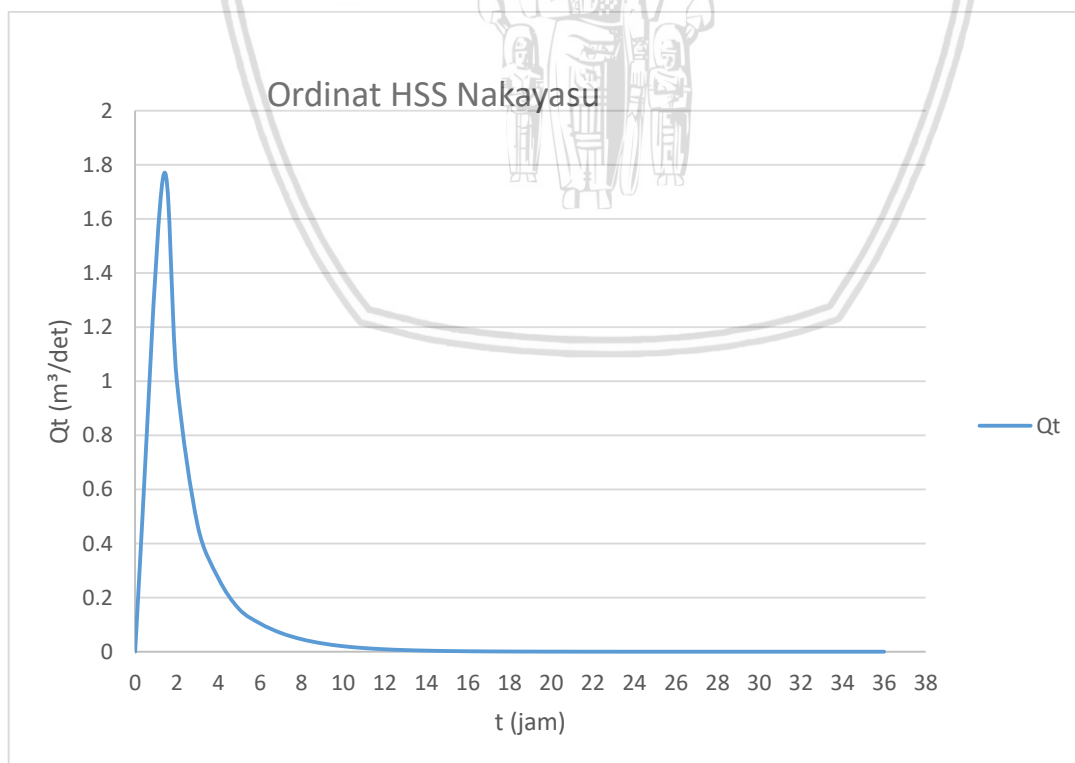
Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

<i>t</i> (jam)	<i>Q</i> unit HSS (m ³ /det/mm)	Keterangan
0	0	Qa
1.32	1.746	Qp
2	1.005	Qd1
3	0.469	
4	0.272	Qd2
5	0.157	
6	0.105	
7	0.070	
8	0.046	
9	0.031	
10	0.020	Qd3
11	0.014	
12	0.009	
13	0.006	
14	0.004	
15	0.003	

Lanjutan Tabel 4.27 Ordinatif Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

t (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Keterangan
16	0.002	
17	0.001	
18	0.001	
19	0.001	
20	0.000	
21	0.000	
22	0.000	
23	0.000	
24	0.000	
25	0.000	
26	0.000	
27	0.000	
28	0.000	
29	0.000	
30	0.000	
31	0.000	
32	0.000	
33	0.000	
34	0.000	
35	0.000	
36	0.000	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.8 Ordinatif Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.28

Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun Metode Nakayasu

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	Q (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ 3.157 (mm)	<i>R</i> ₂ 9.735 (mm)	<i>R</i> ₃ 52.884 (mm)	<i>R</i> ₄ 6.841 (mm)	<i>R</i> ₅ 3.157 (mm)	<i>R</i> ₆ 3.157 (mm)		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233
1	1.746	5.512	0.000	-	-	-	-	1.233	6.745
2	1.005	3.173	16.994	0.000	-	-	-	1.233	21.401
3	0.469	1.480	9.785	92.321	0.000	-	-	1.233	104.819
4	0.272	0.858	4.564	53.154	11.942	0.000	-	1.233	71.752
5	0.157	0.497	2.646	24.796	6.876	5.512	0.000	1.233	41.560
6	0.105	0.330	1.533	14.375	3.207	3.173	5.512	1.233	29.364
7	0.070	0.219	1.018	8.327	1.859	1.480	3.173	1.233	17.311
8	0.046	0.146	0.677	5.532	1.077	0.858	1.480	1.233	11.004
9	0.031	0.097	0.450	3.675	0.716	0.497	0.858	1.233	7.526
10	0.020	0.064	0.299	2.442	0.475	0.330	0.497	1.233	5.341
11	0.014	0.043	0.198	1.622	0.316	0.219	0.330	1.233	3.962
12	0.009	0.028	0.132	1.078	0.210	0.146	0.219	1.233	3.046
13	0.006	0.019	0.088	0.716	0.139	0.097	0.146	1.233	2.438
14	0.004	0.013	0.058	0.476	0.093	0.064	0.097	1.233	2.034
15	0.003	0.008	0.039	0.316	0.062	0.043	0.064	1.233	1.765
16	0.002	0.006	0.026	0.210	0.041	0.028	0.043	1.233	1.587
17	0.001	0.004	0.017	0.140	0.027	0.019	0.028	1.233	1.468
18	0.001	0.002	0.011	0.093	0.018	0.013	0.019	1.233	1.389
19	0.001	0.002	0.008	0.062	0.012	0.008	0.013	1.233	1.337
20	0.000	0.001	0.005	0.041	0.008	0.006	0.008	1.233	1.302
21	0.000	0.001	0.003	0.027	0.005	0.004	0.006	1.233	1.279
22	0.000	0.000	0.002	0.018	0.004	0.002	0.004	1.233	1.264
23	0.000	0.000	0.001	0.012	0.002	0.002	0.002	1.233	1.253
24	0.000	0.000	0.001	0.008	0.002	0.001	0.002	1.233	1.247
25	0.000	0.000	0.001	0.005	0.001	0.001	0.001	1.233	1.242
26	0.000	0.000	0.000	0.004	0.001	0.000	0.001	1.233	1.239
27	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	1.233	1.237
28	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	1.233	1.236
29	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
30	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
Qmax									104.819

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.29

Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun Metode Nakayasu

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	Q (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ 3.417 (mm)	<i>R</i> ₂ 11.106 (mm)	<i>R</i> ₃ 55.530 (mm)	<i>R</i> ₄ 8.543 (mm)	<i>R</i> ₅ 3.417 (mm)	<i>R</i> ₆ 3.417 (mm)		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233
1	1.746	5.966	0.000	-	-	-	-	1.233	7.199
2	1.005	3.435	19.388	0.000	-	-	-	1.233	24.056
3	0.469	1.602	11.163	96.941	0.000	-	-	1.233	110.939
4	0.272	0.929	5.207	55.814	14.914	0.000	-	1.233	78.097
5	0.157	0.538	3.019	26.037	8.587	5.966	0.000	1.233	45.379
6	0.105	0.357	1.749	15.094	4.006	3.435	5.966	1.233	31.839
7	0.070	0.238	1.162	8.744	2.322	1.602	3.435	1.233	18.735
8	0.046	0.158	0.772	5.809	1.345	0.929	1.602	1.233	11.848
9	0.031	0.105	0.513	3.859	0.894	0.538	0.929	1.233	8.071
10	0.020	0.070	0.341	2.564	0.594	0.357	0.538	1.233	5.697
11	0.014	0.046	0.226	1.703	0.394	0.238	0.357	1.233	4.199
12	0.009	0.031	0.150	1.132	0.262	0.158	0.238	1.233	3.204
13	0.006	0.020	0.100	0.752	0.174	0.105	0.158	1.233	2.542
14	0.004	0.014	0.066	0.500	0.116	0.070	0.105	1.233	2.103
15	0.003	0.009	0.044	0.332	0.077	0.046	0.070	1.233	1.811
16	0.002	0.006	0.029	0.220	0.051	0.031	0.046	1.233	1.617
17	0.001	0.004	0.019	0.146	0.034	0.020	0.031	1.233	1.488
18	0.001	0.003	0.013	0.097	0.023	0.014	0.020	1.233	1.403
19	0.001	0.002	0.009	0.065	0.015	0.009	0.014	1.233	1.346
20	0.000	0.001	0.006	0.043	0.010	0.006	0.009	1.233	1.308
21	0.000	0.001	0.004	0.029	0.007	0.004	0.006	1.233	1.283
22	0.000	0.001	0.003	0.019	0.004	0.003	0.004	1.233	1.266
23	0.000	0.000	0.002	0.013	0.003	0.002	0.003	1.233	1.255
24	0.000	0.000	0.001	0.008	0.002	0.001	0.002	1.233	1.248
25	0.000	0.000	0.001	0.006	0.001	0.001	0.001	1.233	1.243
26	0.000	0.000	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	1.233	1.240
27	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000	0.001	1.233	1.238
28	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	1.233	1.236
29	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
30	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
Qmax									110.939

Sumber: Hasil Perhitngan, 2018

Tabel 4.30

Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun Metode Nakayasu

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	Q (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ 3.675 (mm)	<i>R</i> ₂ 12.251 (mm)	<i>R</i> ₃ 58.805 (mm)	<i>R</i> ₄ 9.801 (mm)	<i>R</i> ₅ 3.675 (mm)	<i>R</i> ₆ 3.675 (mm)		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233
1	1.746	6.416	0.000	-	-	-	-	1.233	7.649
2	1.005	3.694	21.387	0.000	-	-	-	1.233	26.314
3	0.469	1.723	12.314	102.657	0.000	-	-	1.233	117.927
4	0.272	0.999	5.744	59.105	17.110	0.000	-	1.233	84.191
5	0.157	0.579	3.330	27.572	9.851	6.416	0.000	1.233	48.981
6	0.105	0.384	1.929	15.984	4.595	3.694	6.416	1.233	34.236
7	0.070	0.255	1.282	9.259	2.664	1.723	3.694	1.233	20.111
8	0.046	0.170	0.851	6.152	1.543	0.999	1.723	1.233	12.672
9	0.031	0.113	0.566	4.087	1.025	0.579	0.999	1.233	8.602
10	0.020	0.075	0.376	2.715	0.681	0.384	0.579	1.233	6.044
11	0.014	0.050	0.250	1.804	0.453	0.255	0.384	1.233	4.429
12	0.009	0.033	0.166	1.198	0.301	0.170	0.255	1.233	3.357
13	0.006	0.022	0.110	0.796	0.200	0.113	0.170	1.233	2.644
14	0.004	0.015	0.073	0.529	0.133	0.075	0.113	1.233	2.170
15	0.003	0.010	0.049	0.351	0.088	0.050	0.075	1.233	1.856
16	0.002	0.006	0.032	0.233	0.059	0.033	0.050	1.233	1.647
17	0.001	0.004	0.021	0.155	0.039	0.022	0.033	1.233	1.508
18	0.001	0.003	0.014	0.103	0.026	0.015	0.022	1.233	1.416
19	0.001	0.002	0.009	0.068	0.017	0.010	0.015	1.233	1.355
20	0.000	0.001	0.006	0.045	0.011	0.006	0.010	1.233	1.314
21	0.000	0.001	0.004	0.030	0.008	0.004	0.006	1.233	1.287
22	0.000	0.001	0.003	0.020	0.005	0.003	0.004	1.233	1.269
23	0.000	0.000	0.002	0.013	0.003	0.002	0.003	1.233	1.257
24	0.000	0.000	0.001	0.009	0.002	0.001	0.002	1.233	1.249
25	0.000	0.000	0.001	0.006	0.001	0.001	0.001	1.233	1.244
26	0.000	0.000	0.001	0.004	0.001	0.001	0.001	1.233	1.240
27	0.000	0.000	0.000	0.003	0.001	0.000	0.001	1.233	1.238
28	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	1.233	1.236
29	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
30	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
31	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
Q _{max}									117.927

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.31

Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 1000 Tahun Metode Nakayasu

<i>t</i>	Q unit HSS	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow	Q
		<i>R</i> ₁	<i>R</i> ₂	<i>R</i> ₃	<i>R</i> ₄	<i>R</i> ₅	<i>R</i> ₆		
(jam)	(m ³ /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m ³ /det)	(m ³ /det)
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233
1	1.746	7.905	0.000	-	-	-	-	1.233	9.138
2	1.005	4.551	28.325	0.000	-	-	-	1.233	34.110
3	0.469	2.123	16.308	120.547	0.000	-	-	1.233	140.211
4	0.272	1.231	7.608	69.405	25.032	0.000	-	1.233	104.508
5	0.157	0.713	4.410	32.377	14.412	7.905	0.000	1.233	61.050
6	0.105	0.474	2.555	18.769	6.723	4.551	7.905	1.233	42.210
7	0.070	0.315	1.697	10.873	3.897	2.123	4.551	1.233	24.690
8	0.046	0.209	1.128	7.224	2.258	1.231	2.123	1.233	15.405
9	0.031	0.139	0.749	4.799	1.500	0.713	1.231	1.233	10.364
10	0.020	0.092	0.498	3.188	0.997	0.474	0.713	1.233	7.195
11	0.014	0.061	0.331	2.118	0.662	0.315	0.474	1.233	5.194
12	0.009	0.041	0.220	1.407	0.440	0.209	0.315	1.233	3.865
13	0.006	0.027	0.146	0.935	0.292	0.139	0.209	1.233	2.982
14	0.004	0.018	0.097	0.621	0.194	0.092	0.139	1.233	2.395
15	0.003	0.012	0.064	0.413	0.129	0.061	0.092	1.233	2.005
16	0.002	0.008	0.043	0.274	0.086	0.041	0.061	1.233	1.746
17	0.001	0.005	0.028	0.182	0.057	0.027	0.041	1.233	1.574
18	0.001	0.004	0.019	0.121	0.038	0.018	0.027	1.233	1.460
19	0.001	0.002	0.013	0.080	0.025	0.012	0.018	1.233	1.384
20	0.000	0.002	0.008	0.053	0.017	0.008	0.012	1.233	1.333
21	0.000	0.001	0.006	0.035	0.011	0.005	0.008	1.233	1.300
22	0.000	0.001	0.004	0.024	0.007	0.004	0.005	1.233	1.277
23	0.000	0.000	0.002	0.016	0.005	0.002	0.004	1.233	1.263
24	0.000	0.000	0.002	0.010	0.003	0.002	0.002	1.233	1.253
25	0.000	0.000	0.001	0.007	0.002	0.001	0.002	1.233	1.246
26	0.000	0.000	0.001	0.005	0.001	0.001	0.001	1.233	1.242
27	0.000	0.000	0.000	0.003	0.001	0.000	0.001	1.233	1.239
28	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	1.233	1.237
29	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.236
30	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
31	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
Q _{max}									140.211

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.32

Debit Banjir Rancangan PMF Metode Nakayasu

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	Q (m ³ /det)	0,5Q (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ 16.500 (mm)	<i>R</i> ₂ 66.000 (mm)	<i>R</i> ₃ 231.000 (mm)	<i>R</i> ₄ 66.000 (mm)	<i>R</i> ₅ 16.500 (mm)	<i>R</i> ₆ 16.500 (mm)			
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233	1.233
1	1.746	28.805	0.000	-	-	-	-	1.233	30.038	15.636
2	1.005	16.584	115.218	0.000	-	-	-	1.233	133.036	67.134
3	0.469	7.736	66.337	403.263	0.000	-	-	1.233	478.570	239.902
4	0.272	4.485	30.946	232.179	115.218	0.000	-	1.233	384.061	192.647
5	0.157	2.598	17.940	108.310	66.337	28.805	0.000	1.233	225.222	113.228
6	0.105	1.726	10.392	62.789	30.946	16.584	28.805	1.233	152.475	76.854
7	0.070	1.147	6.904	36.373	17.940	7.736	16.584	1.233	87.918	44.576
8	0.046	0.762	4.587	24.165	10.392	4.485	7.736	1.233	53.361	27.297
9	0.031	0.506	3.048	16.055	6.904	2.598	4.485	1.233	34.829	18.031
10	0.020	0.336	2.025	10.666	4.587	1.726	2.598	1.233	23.172	12.203
11	0.014	0.223	1.345	7.086	3.048	1.147	1.726	1.233	15.809	8.521
12	0.009	0.148	0.894	4.708	2.025	0.762	1.147	1.233	10.917	6.075
13	0.006	0.099	0.594	3.128	1.345	0.506	0.762	1.233	7.667	4.450
14	0.004	0.066	0.394	2.078	0.894	0.336	0.506	1.233	5.507	3.370
15	0.003	0.044	0.262	1.381	0.594	0.223	0.336	1.233	4.073	2.653
16	0.002	0.029	0.174	0.917	0.394	0.148	0.223	1.233	3.120	2.177
17	0.001	0.019	0.116	0.609	0.262	0.099	0.148	1.233	2.487	1.860
18	0.001	0.013	0.077	0.405	0.174	0.066	0.099	1.233	2.066	1.650
19	0.001	0.008	0.051	0.269	0.116	0.044	0.066	1.233	1.787	1.510
20	0.000	0.006	0.034	0.179	0.077	0.029	0.044	1.233	1.601	1.417
21	0.000	0.004	0.023	0.119	0.051	0.019	0.029	1.233	1.477	1.355
22	0.000	0.002	0.015	0.079	0.034	0.013	0.019	1.233	1.396	1.314
23	0.000	0.002	0.010	0.052	0.023	0.008	0.013	1.233	1.341	1.287
24	0.000	0.001	0.007	0.035	0.015	0.006	0.008	1.233	1.305	1.269
25	0.000	0.001	0.004	0.023	0.010	0.004	0.006	1.233	1.281	1.257
26	0.000	0.000	0.003	0.015	0.007	0.002	0.004	1.233	1.265	1.249
27	0.000	0.000	0.002	0.010	0.004	0.002	0.002	1.233	1.254	1.244
28	0.000	0.000	0.001	0.007	0.003	0.001	0.002	1.233	1.247	1.240
29	0.000	0.000	0.001	0.005	0.002	0.001	0.001	1.233	1.243	1.238
30	0.000	0.000	0.001	0.003	0.001	0.000	0.001	1.233	1.239	1.236
31	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	1.233	1.237	1.235
32	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	1.233	1.236	1.235
33	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235	1.234
34	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234	1.234
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234	1.234
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234	1.234
Q _{max}									478.570	239.902

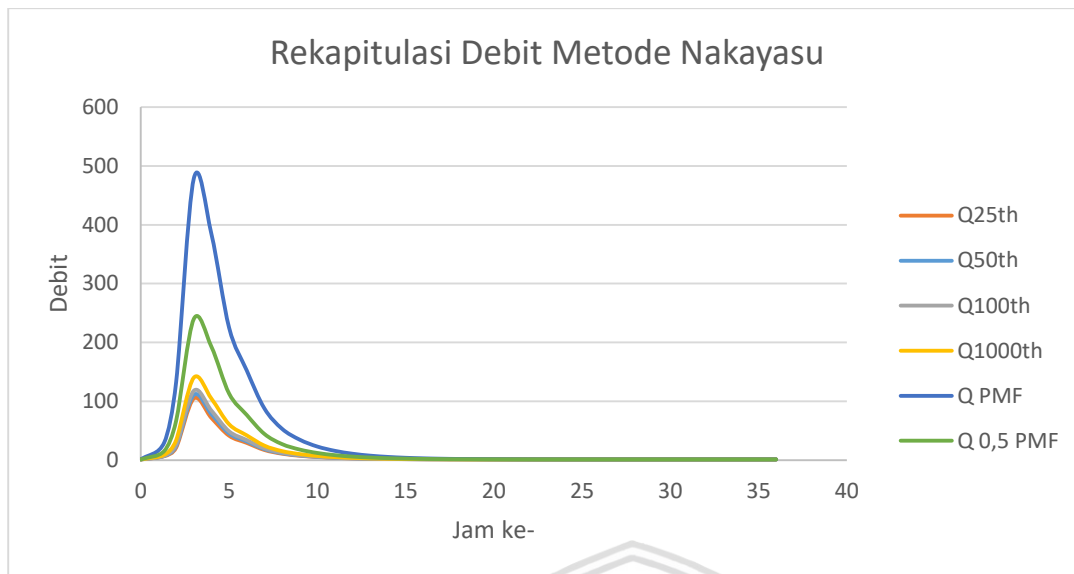
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.33

Rekapitulasi Nilai Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu

<i>t</i> (jam)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /dt) dengan kala ulang tertentu					
	25 th	50 th	100 th	1000 th	PMF	0.5PMF
0	1.233	1.233	1.233	1.233	1.233	1.233
1	6.745	7.199	7.649	9.138	30.038	15.636
2	21.401	24.056	26.314	34.110	133.036	67.134
3	104.819	110.939	117.927	140.211	478.570	239.902
4	71.752	78.097	84.191	104.508	384.061	192.647
5	41.560	45.379	48.981	61.050	225.222	113.228
6	29.364	31.839	34.236	42.210	152.475	76.854
7	17.311	18.735	20.111	24.690	87.918	44.576
8	11.004	11.848	12.672	15.405	53.361	27.297
9	7.526	8.071	8.602	10.364	34.829	18.031
10	5.341	5.697	6.044	7.195	23.172	12.203
11	3.962	4.199	4.429	5.194	15.809	8.521
12	3.046	3.204	3.357	3.865	10.917	6.075
13	2.438	2.542	2.644	2.982	7.667	4.450
14	2.034	2.103	2.170	2.395	5.507	3.370
15	1.765	1.811	1.856	2.005	4.073	2.653
16	1.587	1.617	1.647	1.746	3.120	2.177
17	1.468	1.488	1.508	1.574	2.487	1.860
18	1.389	1.403	1.416	1.460	2.066	1.650
19	1.337	1.346	1.355	1.384	1.787	1.510
20	1.302	1.308	1.314	1.333	1.601	1.417
21	1.279	1.283	1.287	1.300	1.477	1.355
22	1.264	1.266	1.269	1.277	1.396	1.314
23	1.253	1.255	1.257	1.263	1.341	1.287
24	1.247	1.248	1.249	1.253	1.305	1.269
25	1.242	1.243	1.244	1.246	1.281	1.257
26	1.239	1.240	1.240	1.242	1.265	1.249
27	1.237	1.238	1.238	1.239	1.254	1.244
28	1.236	1.236	1.236	1.237	1.247	1.240
29	1.235	1.235	1.235	1.236	1.243	1.238
30	1.234	1.235	1.235	1.235	1.239	1.236
31	1.234	1.234	1.234	1.234	1.237	1.235
32	1.234	1.234	1.234	1.234	1.236	1.235
33	1.234	1.234	1.234	1.234	1.235	1.234
34	1.234	1.234	1.234	1.234	1.234	1.234
35	1.233	1.233	1.233	1.234	1.234	1.234
36	1.233	1.233	1.233	1.233	1.234	1.234

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.9 Hidrograf Banir Rancangan Metode Nakayasu

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.1.8.2. Hidrograf Satuan Sintetis Limantara

Parameter yang diperlukan dalam metode HSS Limantara adalah:

1. Karakteristik DTA, yaitu:

Luas DTA (A)	= 11,75 km ²
Panjang Sungai (L)	= 6,00 km
Panjang Lc	= 2,55 km
Kemiringan Sungai (s)	= 0,00967
Persentase luas hutan (Af/A)	= 30,81 % ; n = 0,035 (1 + Af/A) = 0,046
Hujanto Satuan (R0)	= 1 mm
Aliran Dasar (D) = L/A	= 0,51

2. Parameter-parameter hidrograf:

$$\begin{aligned}
 t_g &= 0,21 L^{0,7} = 0,21 \cdot 6,00^{0,7} \\
 &= 0,74 \text{ jam} \\
 t_r &= 0,5 t_g \text{ sampai } 1 t_g = 0,5 \cdot 0,74 \sim 0,74 \\
 &= 0,37 \sim 0,74, \text{ diambil nilai } 0,74 \text{ jam} \\
 T_p &= t_g + 0,8 t_r \\
 &= 0,74 + 0,8 \cdot 0,74 \\
 &= 1,32 \text{ jam} \\
 Q_p &= 0,042 \cdot A^{0,451} \cdot L^{0,497} \cdot L_c^{0,356} \cdot S^{-0,131} \cdot n^{0,168} \\
 &= 0,042 \cdot 11,75^{0,451} \cdot 6,00^{0,497} \cdot 2,55^{0,356} \cdot 0,0097^{-0,131} \cdot 0,046^{0,168} \\
 &= 0,474 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Ordinat HSS Limantara:

Saat kurva naik ($t < T_p$) $\rightarrow t < \text{jam } 1$ = jam 0

$$\begin{aligned} Q_n &= Q_p \cdot [(t/T_p)]^{1,107} \\ &= 0,474 \cdot [0/1,23]^{1,107} = 0 \end{aligned}$$

Saat kurva turun ($t > T_p$) $\rightarrow t > \text{jam } 1$ = jam 2, dst

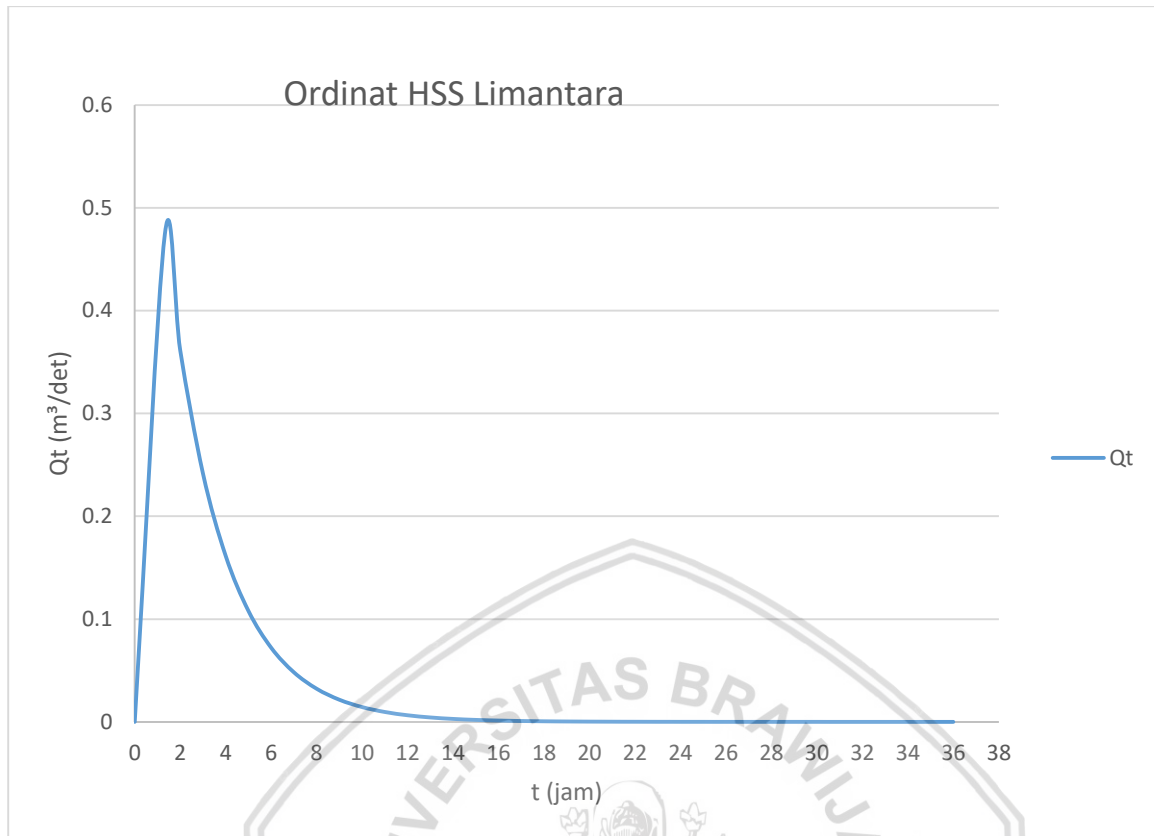
$$\begin{aligned} Q_t &= Q_p \cdot 10^{0,175(T_p-t)} \\ &= 0,474 \cdot 10^{0,175(1,23-2)} = 0,361 \end{aligned}$$

Tabel 4.34

Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Limantara

t (jam)	Q Ordinat HSS (m ³ /det/mm)	Keterangan
0	0	Q_n
1.32	0.474	Q_p
2	0.361	
3	0.242	
4	0.161	
5	0.108	
6	0.072	
7	0.048	
8	0.032	
9	0.022	
10	0.014	
11	0.010	
12	0.006	
13	0.004	
14	0.003	
15	0.002	
16	0.001	
17	0.001	
18	0.001	
19	0.000	Q_t
20	0.000	
21	0.000	
22	0.000	
23	0.000	
24	0.000	
25	0.000	
26	0.000	
27	0.000	
28	0.000	
29	0.000	
30	0.000	
31	0.000	
32	0.000	
33	0.000	
34	0.000	
35	0.000	
36	0.000	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.10 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Limantara

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.35

Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun Metode Limantara

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	Q (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ 3.157 (mm)	<i>R</i> ₂ 9.735 (mm)	<i>R</i> ₃ 52.884 (mm)	<i>R</i> ₄ 6.841 (mm)	<i>R</i> ₅ 3.157 (mm)	<i>R</i> ₆ 3.157 (mm)		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233
1	0.474	1.498	0.000	-	-	-	-	1.233	2.731
2	0.361	1.141	4.619	0.000	-	-	-	1.233	6.994
3	0.242	0.763	3.519	25.093	0.000	-	-	1.233	30.609
4	0.161	0.510	2.352	19.117	3.246	0.000	-	1.233	26.458
5	0.108	0.341	1.572	12.777	2.473	1.498	0.000	1.233	19.894
6	0.072	0.228	1.051	8.539	1.653	1.141	1.498	1.233	15.343
7	0.048	0.152	0.702	5.707	1.105	0.763	1.141	1.233	10.804
8	0.032	0.102	0.469	3.814	0.738	0.510	0.763	1.233	7.630
9	0.022	0.068	0.314	2.549	0.493	0.341	0.510	1.233	5.508
10	0.014	0.045	0.210	1.704	0.330	0.228	0.341	1.233	4.090
11	0.010	0.030	0.140	1.139	0.220	0.152	0.228	1.233	3.143
12	0.006	0.020	0.094	0.761	0.147	0.102	0.152	1.233	2.510
13	0.004	0.014	0.063	0.509	0.098	0.068	0.102	1.233	2.086
14	0.003	0.009	0.042	0.340	0.066	0.045	0.068	1.233	1.803
15	0.002	0.006	0.028	0.227	0.044	0.030	0.045	1.233	1.614
16	0.001	0.004	0.019	0.152	0.029	0.020	0.030	1.233	1.488
17	0.001	0.003	0.012	0.101	0.020	0.014	0.020	1.233	1.403
18	0.001	0.002	0.008	0.068	0.013	0.009	0.014	1.233	1.347
19	0.000	0.001	0.006	0.045	0.009	0.006	0.009	1.233	1.309
20	0.000	0.001	0.004	0.030	0.006	0.004	0.006	1.233	1.284
21	0.000	0.001	0.002	0.020	0.004	0.003	0.004	1.233	1.267
22	0.000	0.000	0.002	0.014	0.003	0.002	0.003	1.233	1.256
23	0.000	0.000	0.001	0.009	0.002	0.001	0.002	1.233	1.248
24	0.000	0.000	0.001	0.006	0.001	0.001	0.001	1.233	1.243
25	0.000	0.000	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	1.233	1.240
26	0.000	0.000	0.000	0.003	0.001	0.000	0.001	1.233	1.238
27	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	1.233	1.236
28	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
29	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
30	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
Qmax									30.609

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.36

Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun Metode Limantara

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	Q (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ 3.417 (mm)	<i>R</i> ₂ 11.106 (mm)	<i>R</i> ₃ 55.530 (mm)	<i>R</i> ₄ 8.543 (mm)	<i>R</i> ₅ 3.417 (mm)	<i>R</i> ₆ 3.417 (mm)		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233
1	0.474	1.621	0.000	-	-	-	-	1.233	2.855
2	0.361	1.235	5.270	0.000	-	-	-	1.233	7.738
3	0.242	0.826	4.015	26.349	0.000	-	-	1.233	32.423
4	0.161	0.552	2.683	20.074	4.054	0.000	-	1.233	28.596
5	0.108	0.369	1.793	13.416	3.088	1.621	0.000	1.233	21.521
6	0.072	0.246	1.199	8.967	2.064	1.235	1.621	1.233	16.566
7	0.048	0.165	0.801	5.993	1.379	0.826	1.235	1.233	11.632
8	0.032	0.110	0.535	4.005	0.922	0.552	0.826	1.233	8.183
9	0.022	0.074	0.358	2.677	0.616	0.369	0.552	1.233	5.878
10	0.014	0.049	0.239	1.789	0.412	0.246	0.369	1.233	4.338
11	0.010	0.033	0.160	1.196	0.275	0.165	0.246	1.233	3.308
12	0.006	0.022	0.107	0.799	0.184	0.110	0.165	1.233	2.620
13	0.004	0.015	0.071	0.534	0.123	0.074	0.110	1.233	2.160
14	0.003	0.010	0.048	0.357	0.082	0.049	0.074	1.233	1.853
15	0.002	0.007	0.032	0.239	0.055	0.033	0.049	1.233	1.647
16	0.001	0.004	0.021	0.159	0.037	0.022	0.033	1.233	1.510
17	0.001	0.003	0.014	0.107	0.025	0.015	0.022	1.233	1.418
18	0.001	0.002	0.010	0.071	0.016	0.010	0.015	1.233	1.357
19	0.000	0.001	0.006	0.048	0.011	0.007	0.010	1.233	1.316
20	0.000	0.001	0.004	0.032	0.007	0.004	0.007	1.233	1.289
21	0.000	0.001	0.003	0.021	0.005	0.003	0.004	1.233	1.270
22	0.000	0.000	0.002	0.014	0.003	0.002	0.003	1.233	1.258
23	0.000	0.000	0.001	0.009	0.002	0.001	0.002	1.233	1.250
24	0.000	0.000	0.001	0.006	0.001	0.001	0.001	1.233	1.244
25	0.000	0.000	0.001	0.004	0.001	0.001	0.001	1.233	1.241
26	0.000	0.000	0.000	0.003	0.001	0.000	0.001	1.233	1.238
27	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	1.233	1.237
28	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
29	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
30	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
Qmax									32.423

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.37

Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun Metode Limantara

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	<i>Q</i> (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ 3.675 (mm)	<i>R</i> ₂ 12.251 (mm)	<i>R</i> ₃ 58.805 (mm)	<i>R</i> ₄ 9.801 (mm)	<i>R</i> ₅ 3.675 (mm)	<i>R</i> ₆ 3.675 (mm)		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233
1	0.474	1.744	0.000	-	-	-	-	1.233	2.977
2	0.361	1.329	5.813	0.000	-	-	-	1.233	8.375
3	0.242	0.888	4.429	27.903	0.000	-	-	1.233	34.453
4	0.161	0.593	2.960	21.258	4.650	0.000	-	1.233	30.695
5	0.108	0.397	1.978	14.207	3.543	1.744	0.000	1.233	23.102
6	0.072	0.265	1.322	9.495	2.368	1.329	1.744	1.233	17.756
7	0.048	0.177	0.884	6.346	1.583	0.888	1.329	1.233	12.439
8	0.032	0.118	0.591	4.241	1.058	0.593	0.888	1.233	8.723
9	0.022	0.079	0.395	2.835	0.707	0.397	0.593	1.233	6.239
10	0.014	0.053	0.264	1.895	0.472	0.265	0.397	1.233	4.579
11	0.010	0.035	0.176	1.266	0.316	0.177	0.265	1.233	3.469
12	0.006	0.024	0.118	0.846	0.211	0.118	0.177	1.233	2.728
13	0.004	0.016	0.079	0.566	0.141	0.079	0.118	1.233	2.232
14	0.003	0.011	0.053	0.378	0.094	0.053	0.079	1.233	1.901
15	0.002	0.007	0.035	0.253	0.063	0.035	0.053	1.233	1.679
16	0.001	0.005	0.024	0.169	0.042	0.024	0.035	1.233	1.531
17	0.001	0.003	0.016	0.113	0.028	0.016	0.024	1.233	1.433
18	0.001	0.002	0.011	0.075	0.019	0.011	0.016	1.233	1.366
19	0.000	0.001	0.007	0.050	0.013	0.007	0.011	1.233	1.322
20	0.000	0.001	0.005	0.034	0.008	0.005	0.007	1.233	1.293
21	0.000	0.001	0.003	0.023	0.006	0.003	0.005	1.233	1.273
22	0.000	0.000	0.002	0.015	0.004	0.002	0.003	1.233	1.260
23	0.000	0.000	0.001	0.010	0.003	0.001	0.002	1.233	1.251
24	0.000	0.000	0.001	0.007	0.002	0.001	0.001	1.233	1.245
25	0.000	0.000	0.001	0.004	0.001	0.001	0.001	1.233	1.241
26	0.000	0.000	0.000	0.003	0.001	0.000	0.001	1.233	1.239
27	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	1.233	1.237
28	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.236
29	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
30	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
Q _{max}									34.453

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.38

Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 1000 Tahun Metode Limantara

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	Q (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ 4.528 (mm)	<i>R</i> ₂ 16.225 (mm)	<i>R</i> ₃ 69.052 (mm)	<i>R</i> ₄ 14.339 (mm)	<i>R</i> ₅ 4.528 (mm)	<i>R</i> ₆ 4.528 (mm)		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233
1	0.474	2.149	0.000	-	-	-	-	1.233	3.382
2	0.361	1.637	7.699	0.000	-	-	-	1.233	10.569
3	0.242	1.094	5.865	32.765	0.000	-	-	1.233	40.958
4	0.161	0.731	3.920	24.962	6.804	0.000	-	1.233	37.650
5	0.108	0.489	2.620	16.683	5.183	2.149	0.000	1.233	28.357
6	0.072	0.327	1.751	11.150	3.464	1.637	2.149	1.233	21.711
7	0.048	0.218	1.170	7.452	2.315	1.094	1.637	1.233	15.120
8	0.032	0.146	0.782	4.981	1.547	0.731	1.094	1.233	10.514
9	0.022	0.098	0.523	3.329	1.034	0.489	0.731	1.233	7.436
10	0.014	0.065	0.349	2.225	0.691	0.327	0.489	1.233	5.379
11	0.010	0.044	0.234	1.487	0.462	0.218	0.327	1.233	4.004
12	0.006	0.029	0.156	0.994	0.309	0.146	0.218	1.233	3.085
13	0.004	0.019	0.104	0.664	0.206	0.098	0.146	1.233	2.471
14	0.003	0.013	0.070	0.444	0.138	0.065	0.098	1.233	2.060
15	0.002	0.009	0.047	0.297	0.092	0.044	0.065	1.233	1.786
16	0.001	0.006	0.031	0.198	0.062	0.029	0.044	1.233	1.603
17	0.001	0.004	0.021	0.133	0.041	0.019	0.029	1.233	1.480
18	0.001	0.003	0.014	0.089	0.028	0.013	0.019	1.233	1.398
19	0.000	0.002	0.009	0.059	0.018	0.009	0.013	1.233	1.344
20	0.000	0.001	0.006	0.040	0.012	0.006	0.009	1.233	1.307
21	0.000	0.001	0.004	0.026	0.008	0.004	0.006	1.233	1.283
22	0.000	0.001	0.003	0.018	0.005	0.003	0.004	1.233	1.266
23	0.000	0.000	0.002	0.012	0.004	0.002	0.003	1.233	1.255
24	0.000	0.000	0.001	0.008	0.002	0.001	0.002	1.233	1.248
25	0.000	0.000	0.001	0.005	0.002	0.001	0.001	1.233	1.243
26	0.000	0.000	0.001	0.004	0.001	0.001	0.001	1.233	1.240
27	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000	0.001	1.233	1.238
28	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	1.233	1.236
29	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
30	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235
31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.233
Qmax									40.958

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.39

Debit Banjir Rancangan PMF Metode Limantara

<i>t</i>	Q unit HSS	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow	Q	0,5Q	
		<i>R</i> ₁	<i>R</i> ₂	<i>R</i> ₃	<i>R</i> ₄	<i>R</i> ₅	<i>R</i> ₆				
(jam)	(m ³ /det/mm)	16.500	66.000	231.000	66.000	16.500	16.500	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
0	0.000	0	-	-	-	-	-	1.233	1.233	1.233	
1	0.474	7.829	0.000	-	-	-	-	1.233	9.063	5.148	
2	0.361	5.965	31.317	0.000	-	-	-	1.233	38.515	19.874	
3	0.242	3.986	23.858	109.609	0.000	-	-	1.233	138.687	69.960	
4	0.161	2.664	15.946	83.505	31.317	0.000	-	1.233	134.665	67.949	
5	0.108	1.781	10.657	55.810	23.858	7.829	0.000	1.233	101.169	51.201	
6	0.072	1.190	7.123	37.300	15.946	5.965	7.829	1.233	76.586	38.910	
7	0.048	0.795	4.760	24.929	10.657	3.986	5.965	1.233	52.327	26.780	
8	0.032	0.532	3.182	16.661	7.123	2.664	3.986	1.233	35.381	18.307	
9	0.022	0.355	2.126	11.136	4.760	1.781	2.664	1.233	24.056	12.645	
10	0.014	0.237	1.421	7.442	3.182	1.190	1.781	1.233	16.487	8.860	
11	0.010	0.159	0.950	4.974	2.126	0.795	1.190	1.233	11.428	6.331	
12	0.006	0.106	0.635	3.324	1.421	0.532	0.795	1.233	8.047	4.640	
13	0.004	0.071	0.424	2.222	0.950	0.355	0.532	1.233	5.787	3.510	
14	0.003	0.047	0.284	1.485	0.635	0.237	0.355	1.233	4.277	2.755	
15	0.002	0.032	0.190	0.992	0.424	0.159	0.237	1.233	3.267	2.250	
16	0.001	0.021	0.127	0.663	0.284	0.106	0.159	1.233	2.593	1.913	
17	0.001	0.014	0.085	0.443	0.190	0.071	0.106	1.233	2.142	1.688	
18	0.001	0.009	0.057	0.296	0.127	0.047	0.071	1.233	1.841	1.537	
19	0.000	0.006	0.038	0.198	0.085	0.032	0.047	1.233	1.639	1.436	
20	0.000	0.004	0.025	0.132	0.057	0.021	0.032	1.233	1.505	1.369	
21	0.000	0.003	0.017	0.088	0.038	0.014	0.021	1.233	1.415	1.324	
22	0.000	0.002	0.011	0.059	0.025	0.009	0.014	1.233	1.354	1.294	
23	0.000	0.001	0.008	0.040	0.017	0.006	0.009	1.233	1.314	1.274	
24	0.000	0.001	0.005	0.026	0.011	0.004	0.006	1.233	1.287	1.260	
25	0.000	0.001	0.003	0.018	0.008	0.003	0.004	1.233	1.269	1.251	
26	0.000	0.000	0.002	0.012	0.005	0.002	0.003	1.233	1.257	1.245	
27	0.000	0.000	0.002	0.008	0.003	0.001	0.002	1.233	1.249	1.241	
28	0.000	0.000	0.001	0.005	0.002	0.001	0.001	1.233	1.244	1.239	
29	0.000	0.000	0.001	0.004	0.002	0.001	0.001	1.233	1.241	1.237	
30	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000	0.001	1.233	1.238	1.236	
31	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	1.233	1.237	1.235	
32	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235	1.234	
33	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	1.233	1.235	1.234	
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234	1.234	
35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234	1.234	
36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.233	1.234	1.234	
									Qmax	138.687	69.960

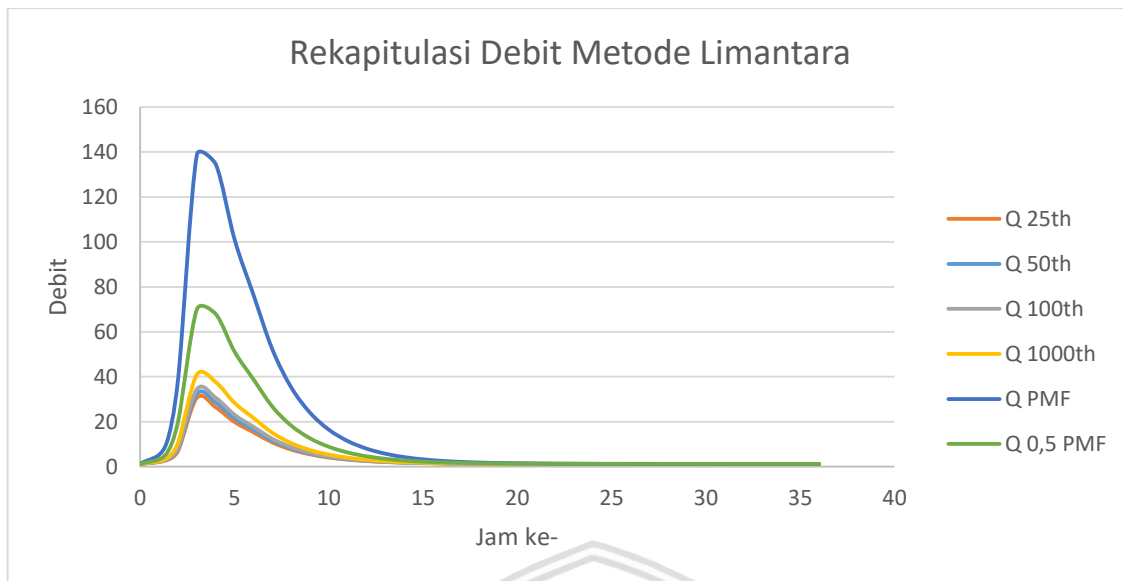
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.430

Rekapitulasi Nilai Debit Banjir Rancangan Metode Limantara

t (jam)	Debit Banjir Rancangan (m^3/dt) dengan kala ulang tertentu					
	25 th	50 th	100 th	1000 th	PMF	0,5PMF
0	1.233	1.233	1.233	1.233	1.233	1.233
1.32	2.731	2.855	2.977	3.382	9.063	5.148
2	6.994	7.738	8.375	10.569	38.515	19.874
3	30.609	32.423	34.453	40.958	138.687	69.960
4	26.458	28.596	30.695	37.650	134.665	67.949
5	19.894	21.521	23.102	28.357	101.169	51.201
6	15.343	16.566	17.756	21.711	76.586	38.910
7	10.804	11.632	12.439	15.120	52.327	26.780
8	7.630	8.183	8.723	10.514	35.381	18.307
9	5.508	5.878	6.239	7.436	24.056	12.645
10	4.090	4.338	4.579	5.379	16.487	8.860
11	3.143	3.308	3.469	4.004	11.428	6.331
12	2.510	2.620	2.728	3.085	8.047	4.640
13	2.086	2.160	2.232	2.471	5.787	3.510
14	1.803	1.853	1.901	2.060	4.277	2.755
15	1.614	1.647	1.679	1.786	3.267	2.250
16	1.488	1.510	1.531	1.603	2.593	1.913
17	1.403	1.418	1.433	1.480	2.142	1.688
18	1.347	1.357	1.366	1.398	1.841	1.537
19	1.309	1.316	1.322	1.344	1.639	1.436
20	1.284	1.289	1.293	1.307	1.505	1.369
21	1.267	1.270	1.273	1.283	1.415	1.324
22	1.256	1.258	1.260	1.266	1.354	1.294
23	1.248	1.250	1.251	1.255	1.314	1.274
24	1.243	1.244	1.245	1.248	1.287	1.260
25	1.240	1.241	1.241	1.243	1.269	1.251
26	1.238	1.238	1.239	1.240	1.257	1.245
27	1.236	1.237	1.237	1.238	1.249	1.241
28	1.235	1.235	1.236	1.236	1.244	1.239
29	1.235	1.235	1.235	1.235	1.241	1.237
30	1.234	1.234	1.234	1.235	1.238	1.236
31	1.234	1.234	1.234	1.234	1.237	1.235
32	1.234	1.234	1.234	1.234	1.235	1.234
33	1.234	1.234	1.234	1.234	1.235	1.234
34	1.233	1.233	1.234	1.234	1.234	1.234
35	1.233	1.233	1.233	1.233	1.234	1.234
36	1.233	1.233	1.233	1.233	1.234	1.234

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.11 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Limantara

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.41

Rekapitulasi Nilai Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu dan Metode Limantara

Metode	Debit Banjir Rancangan (m^3/dt) dengan kala ulang tertentu						
	HSS	25 th	50 th	100 th	1000 th	PMF	0,5PMF
Nakayasu		104.81948	110.93888	117.92744	140.21133	478.56976	239.90153
Limantara		30.608542	32.422579	34.452664	40.95782	138.68707	69.343535

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.1.9. Debit Metode Rasional

Dari tabel di atas dapat diketahui bahwa nilai debit banjir rancangan Metode Nakayasu lebih besar dibandingkan dengan Metode Limantara. Selisih nilai debit Metode Nakayasu dan Metode Limantara relatif jauh, Untuk itu diperlukan nilai debit yang dihitung dengan rumus rasional sebagai pembanding nilai debit pembanding. Debit PMF hasil Rasional dihitung sebagai berikut:

Dimana:

C = 0,75 untuk sungai di dataran rendah

A = luas DTA → 11,75km

L = panjang sungai → 6 km = 6000 m

s = 0,009667

tc = dengan rumus Kripich

$$= 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot s^{-0,385}$$

$$= 0,0195 \cdot 6000^{0,77} \cdot 0,009667^{-0,385}$$

$$= 94,38 \text{ menit}$$

$$= 1,573 \text{ jam}$$

$$R_{24} = \text{PMP}$$

$$= 550 \text{ mm}$$

$$I = \text{dengan rumus mononobe}$$

$$= R_{24} / 6 \cdot (6/tc)^{2/3}$$

$$= 550/6 \cdot (6/1,573)^{2/3}$$

$$= 223,783 \text{ mm/jam}$$

Sehingga:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

$$= 0,278 \cdot 0,75 \cdot 223,783 \cdot 11,75$$

$$= 548,24 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dari rumus rasional didapatkan debit PMF sebesar 548,24 m³/det, nilai ini mendekati nilai PMF pada Metode Nakayasu yaitu sebesar 478,5698 m³/det, sehingga untuk analisis selanjutnya digunakan nilai debit banjir rancangan dari hasil perhitungan dengan Metode Nakayasu.

4.1.10. Lengkung Kapasitas Waduk

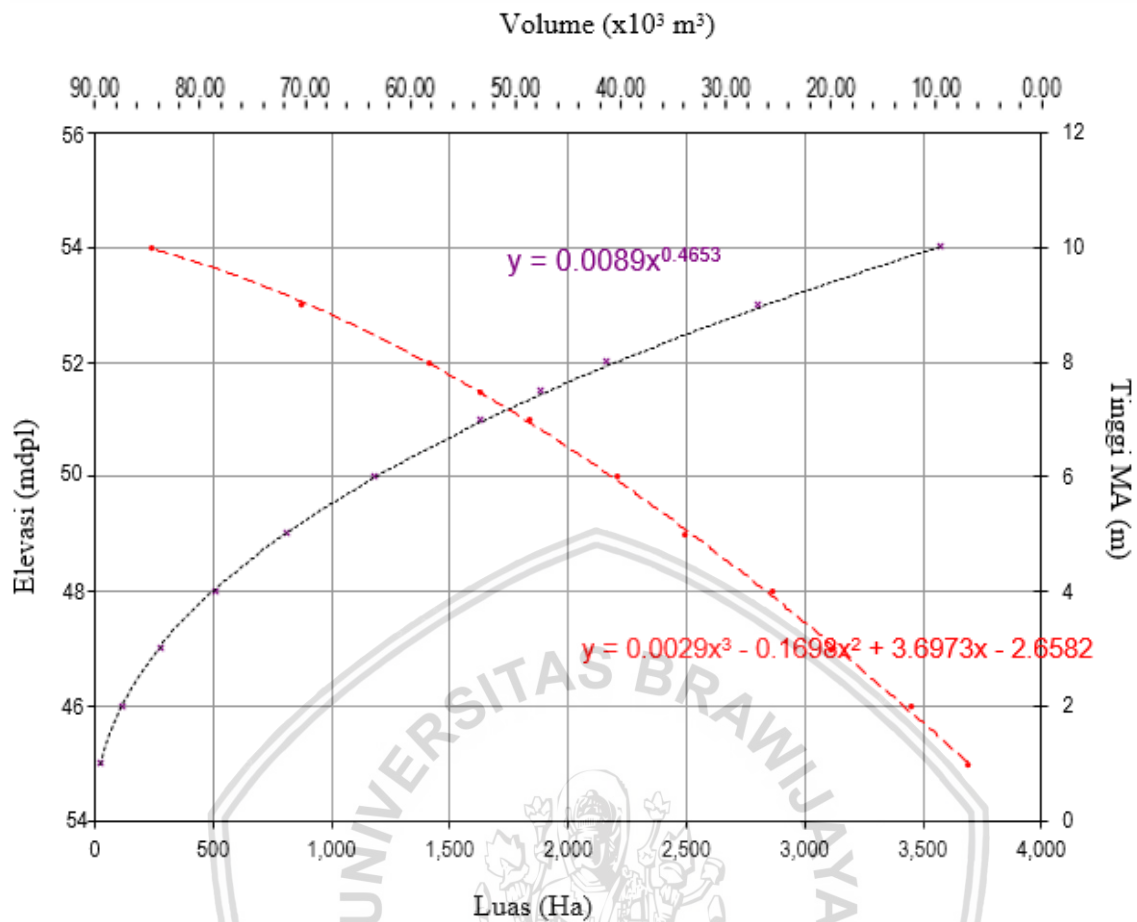
Untuk dapat mengetahui apakah debit banjir rancangan PMF mengalami *overtopping* atau tidak, maka perlu dilakukan penelusuran banjir melalui pelimpah. Untuk data lengkung kapasitas Waduk Banyukuwung adalah sebagai berikut:

Tabel 4.42

Lengkung Kapasitas Waduk Banyukuwung

Elevasi (m dpl)	AREA CAD m ²	H-TMA (m)	AREA (ha)	Rad. (m)	Tinggi (m)	Δ VOL. (m ³)	VOLUME (m ³)
44.0	35,584.5	0.0	0.00	0	0.0	0	0
45.0	70,558.9	1.0	7.06	150	1.0	23,520	23,520
46.0	124,560.6	2.0	12.46	199	4.0	96,289	119,809
47.0	202,477.6	3.0	20.25	254	4.6	161,949	281,759
48.0	256,522.6	4.0	25.65	286	9.0	228,968	510,727
49.0	340,087.5	5.0	34.01	329	7.60	297,325	808,051
50.0	404,538.7	6.0	40.45	359	12.0	371,847	1,179,899
51.0	487,606.6	7.0	48.76	394	11.2	445,427	1,625,325
51.5	535,623.5	7.5	53.56	413	10.9	255,714	1,881,039
52.0	583,640.4	8.0	58.36	431	11.9	279,730	2,160,769
53.0	704,368.3	9.0	70.44	474	11.1	643,059	2,803,828
54.0	847,372.5	10.0	84.74	519	11.3	774,770	3,578,598

Sumber: PT. Caturbina Guna Persada, 2015



Gambar 4. 12 Lengkung Kapasitas Waduk Banyuwangi

Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)

4.1.11. Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah

Penelusuran banjir melalui pelimpah dimaksudkan untuk mengetahui tinggi muka air di atas mercu pelimpah saat suatu debit banjir melewati pelimpah. Dalam analisis keruntuhan bendungan, hasil dari penelusuran banjir tersebut selanjutnya dijadikan dasar dalam penentuan dari kondisi suatu bendungan, apakah suatu bendungan mengalami *overtopping* atau tidak.

Parameter-parameter penelusuran banjir:

$$Q_{1000} = 140,211 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$0,5\text{PMF} = 239,902 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Panjang Pelimpah (B)} = 13,5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Ambang Pelimpah (W)} = 1,5\text{m}$$

Perhitungan lebar efektif pelimpah

$$L_{\text{eff}} = B - 2 (N \cdot K_p + K_a) H_e \quad ; K_a = 0,1 ; H_e = H_d$$

$$= 13,5 - 2 (0 \cdot K_p + 0,1) H_d$$

$$= 13,5 - 0 - 0,2Hd$$

Perhitungan koefisien debit pada pelimpah

Pada $H=Hd$ atau $C=Cd$ maka (C_0 awal dicoba sebesar 2,118)

$$Q = Cd \cdot B \cdot H^{3/2}, \text{ saat } H=Hd \text{ maka:}$$

$$Hd = Q / [C \cdot L]^{2/3}$$

$$= 140,211 / [C \cdot (13,5 - 0,2 Hd)]^{2/3}$$

$$Hd = 140,211 / [2,12 \cdot (13,5 - 0,2 Hd)]^{2/3}$$

→ dengan coba-coba didapat $Hd = 2,974m$

Selanjutnya cek nilai $Cd=2,118$ dengan rumus iwasaki:

$$Cd = 2,118 - 0,0416 \cdot (Hd/W)^{0,99}$$

$$= 2,118 - 0,416 \cdot (2,974 / 1,5)^{0,99}$$

$$= 2,118 = \text{nilai } Cd \text{ asumsi}$$

$$C = 1,6 \times \frac{1+2a \left(\frac{H}{Hd}\right)}{1+a \left(\frac{H}{Hd}\right)}$$

→ karena $H=Hd$, sehingga didapatkan nilai $a = 0,479$

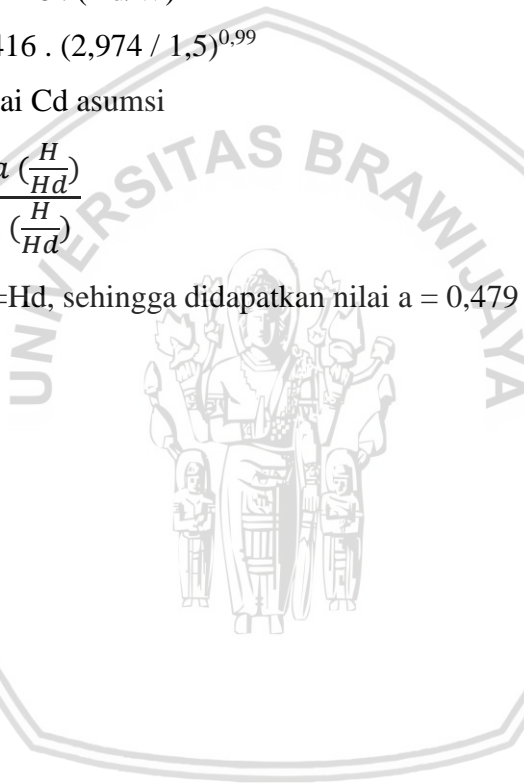
Sehingga didapatkan nilai:

$$Hd = 2,974 \text{ m}$$

$$Cd = 2,118$$

$$a = 0,479$$

$$Leff = 12,905 \text{ m}$$



Tabel 4.43

Hubungan H-C-Q di atas Pelimpah

Elevasi (+m)	H (m)	H/Hd	L (m)	C	Q (m ³ /det)
51.5	0	0.000	13.5	1.600	0.000
51.6	0.1	0.034	13.48	1.625	0.693
51.7	0.2	0.067	13.46	1.650	1.986
51.8	0.3	0.101	13.44	1.674	3.696
51.9	0.4	0.134	13.42	1.697	5.761
52.0	0.5	0.168	13.4	1.719	8.145
52.1	0.6	0.202	13.38	1.741	10.826
52.2	0.7	0.235	13.36	1.762	13.787
52.3	0.8	0.269	13.34	1.783	17.015
52.4	0.9	0.303	13.32	1.802	20.499
52.5	1.0	0.336	13.3	1.822	24.231
52.6	1.1	0.370	13.28	1.841	28.202
52.7	1.2	0.403	13.26	1.859	32.405
52.8	1.3	0.437	13.24	1.877	36.834
52.9	1.4	0.471	13.22	1.894	41.483
53.0	1.5	0.504	13.2	1.911	46.347
53.1	1.6	0.538	13.18	1.928	51.421
53.2	1.7	0.572	13.16	1.944	56.700
53.3	1.8	0.605	13.14	1.959	62.179
53.4	1.9	0.639	13.12	1.975	67.855
53.5	2.0	0.672	13.1	1.990	73.723
53.6	2.1	0.706	13.08	2.004	79.779
53.7	2.2	0.740	13.06	2.018	86.020
53.8	2.3	0.773	13.04	2.032	92.442
53.9	2.4	0.807	13.02	2.046	99.041
54.0	2.5	0.841	13	2.059	105.814

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan pada elevasi +52,00 m

$$H = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} H/Hd &= 0,5 / 2,974 \\ &= 0,168 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= L' - 2(nKp + Ka)H \\ &= 13,5 - 2(0 + 0,1) 0,5 \\ &= 13,4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$C = 1,6 \times \frac{1+2a \left(\frac{H}{Hd}\right)}{1+a \left(\frac{H}{Hd}\right)}$$

$$= 1,6 \times \frac{1+2 \cdot 0,479 (0,168)}{1+0,479 (0,168)}$$

$$= 1,719$$

$$Q = C_d \cdot L \cdot H^{3/2}$$

$$= 1,719 \cdot 13,4 \cdot 0,5^{3/2}$$

$$= 8,145 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4.44

Hubungan H – S – Q di atas Pelimpah

Elevasi	H	S	ΔS	$S/\Delta t$	Q	Q/2	ψ	ϕ
(m)	(m)	(tampungan) (m ³)	(m ³)	$\Delta t = 3600dt$ (m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	$= S/\Delta t - Q/2 = S/\Delta t + Q/2$ (m ³ /detik)	(m ³ /detik)
51.5	0	1881039.063	0	522.511	0.000	0	522.511	522.511
51.6	0.1	1936985.085	55946.0	538.051	0.693	0.346	537.705	538.398
51.7	0.2	1992931.107	111892.0	553.592	1.986	0.993	552.599	554.585
51.8	0.3	2048877.129	167838.1	569.133	3.696	1.848	567.284	570.981
51.9	0.4	2104823.151	223784.1	584.673	5.761	2.880	581.793	587.553
52.0	0.5	2160769.173	279730.1	600.214	8.145	4.072	596.141	604.286
52.1	0.6	2225075.097	344036.0	618.076	10.826	5.413	612.663	623.489
52.2	0.7	2289381.021	408342.0	635.939	13.787	6.894	629.046	642.833
52.3	0.8	2353686.945	472647.9	653.802	17.015	8.508	645.294	662.309
52.4	0.9	2417992.87	536953.8	671.665	20.499	10.250	661.415	681.914
52.5	1	2482298.794	601259.7	689.527	24.231	12.115	677.412	701.643
52.6	1.1	2546604.718	665565.7	707.390	28.202	14.101	693.289	721.491
52.7	1.2	2610910.642	729871.6	725.253	32.405	16.202	709.051	741.455
52.8	1.3	2675216.567	794177.5	743.116	36.834	18.417	724.699	761.533
52.9	1.4	2739522.491	858483.4	760.978	41.483	20.741	740.237	781.720
53.0	1.5	2803828.415	922789.4	778.841	46.347	23.173	755.668	802.015
53.1	1.6	2881305.393	1000266.3	800.363	51.421	25.710	774.652	826.073
53.2	1.7	2958782.371	1077743.3	821.884	56.700	28.350	793.534	850.234
53.3	1.8	3036259.349	1155220.3	843.405	62.179	31.090	812.316	874.495
53.4	1.9	3113736.327	1232697.3	864.927	67.855	33.927	830.999	898.854
53.5	2	3191213.304	1310174.2	886.448	73.723	36.861	849.587	923.310
53.6	2.1	3268690.282	1387651.2	907.970	79.779	39.890	868.080	947.859
53.7	2.2	3346167.26	1465128.2	929.491	86.020	43.010	886.481	972.501
53.8	2.3	3423644.238	1542605.2	951.012	92.442	46.221	904.791	997.233
53.9	2.4	3501121.216	1620082.2	972.534	99.041	49.520	923.013	1022.054
54.0	2.5	3578598.193	1697559.1	994.055	105.814	52.907	941.148	1046.962

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan pada elevasi +52,00 m

$$H = 0,5 \text{ m}$$

$$S = 2160769,173 \text{ m}^3 \text{ (didapat dari hubungan H dan S pada lengkung kapasitas)}$$

$$\begin{aligned} \Delta S &= S_{(H)} - S_{(H=0)} \\ &= 2160769,17 - 1881039,06 \\ &= 279730,1 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

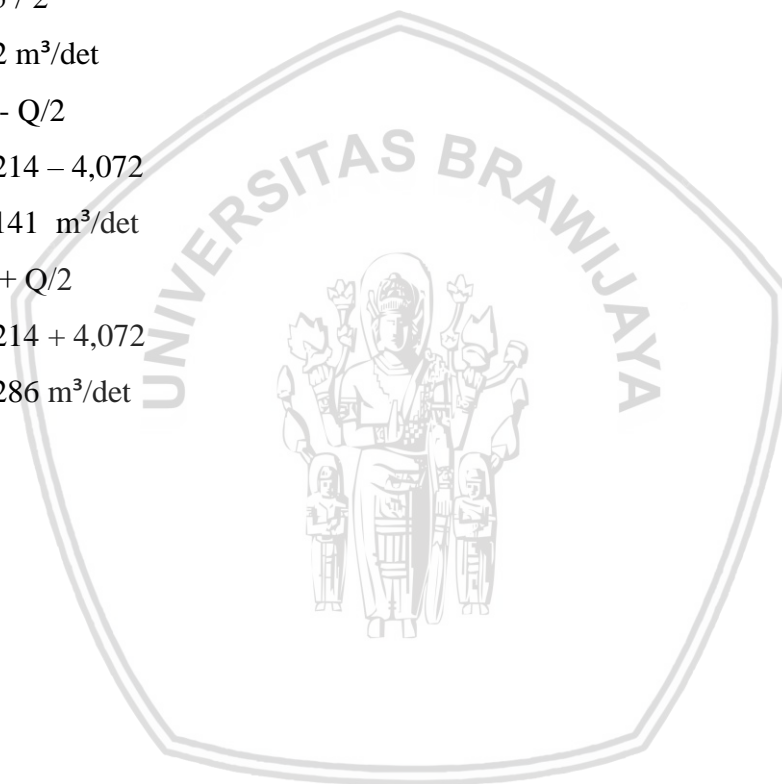
$$\begin{aligned} S/\Delta t &= 2160769,173 / 3600 \\ &= 600,214 \end{aligned}$$

$$Q = 8,145 \text{ m}^3/\text{det} \text{ (dari Tabel Hubungan H-C-Q di atas Pelimpah)}$$

$$\begin{aligned} Q/2 &= 8,145 / 2 \\ &= 4,072 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Psi &= S/\Delta t - Q/2 \\ &= 600,214 - 4,072 \\ &= 596,141 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi &= S/\Delta t + Q/2 \\ &= 600,214 + 4,072 \\ &= 604,286 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$



Tabel 4.45

Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q_{1000}

t	I	(I_1+I_2)	Ψ	φ	H	O	Elevasi
(Jam)	m ³ /det	2	m ³ /det	m ³ /det	(m)	m ³ /det	(m)
0	1.233	-	-	-	0.210	1.233	51.710
1	9.138	5.1856	554	559	0.229	2.475	51.729
2	34.110	21.6238	557	578	0.345	4.623	51.845
3	140.211	87.1605	574	661	0.793	16.791	52.293
4	104.508	122.3598	644	767	1.325	37.983	52.825
5	61.050	82.7791	729	811	1.541	48.410	53.041
6	42.210	51.6300	763	815	1.554	49.102	53.054
7	24.690	33.4500	766	799	1.488	45.749	52.988
8	15.405	20.0477	754	774	1.361	39.663	52.861
9	10.364	12.8849	734	747	1.228	33.637	52.728
10	7.195	8.7797	713	722	1.103	28.347	52.603
11	5.194	6.1945	694	700	0.992	23.926	52.492
12	3.865	4.5294	676	681	0.893	20.272	52.393
13	2.982	3.4231	660	664	0.808	17.277	52.308
14	2.395	2.6882	647	649	0.733	14.842	52.233
15	2.005	2.1999	634	637	0.668	12.826	52.168
16	1.746	1.8755	624	626	0.611	11.150	52.111
17	1.574	1.6599	614	616	0.562	9.796	52.062
18	1.460	1.5167	606	608	0.518	8.640	52.018
19	1.384	1.4216	599	601	0.478	7.622	51.978
20	1.333	1.3584	593	594	0.441	6.729	51.941
21	1.300	1.3164	588	589	0.408	5.958	51.908
22	1.277	1.2885	583	584	0.380	5.352	51.880
23	1.263	1.2700	579	580	0.356	4.843	51.856
24	1.253	1.2577	575	577	0.334	4.397	51.834
25	1.246	1.2495	572	573	0.315	4.005	51.815
26	1.242	1.2441	569	571	0.298	3.667	51.798
27	1.239	1.2404	567	568	0.283	3.414	51.783
28	1.237	1.2380	565	566	0.270	3.187	51.770
29	1.236	1.2365	563	564	0.258	2.983	51.758
30	1.235	1.2354	561	562	0.248	2.801	51.748
31	1.234	1.2347	560	561	0.239	2.649	51.739
32	1.234	1.2342	559	560	0.232	2.540	51.732
33	1.234	1.2339	557	559	0.224	2.404	51.724
34	1.234	1.2337	556	557	0.217	2.282	51.717
35	1.234	1.2336	555	556	0.211	2.172	51.711
36	1.233	1.2335	554	555	0.205	2.074	51.705

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan pada $t=2$ jam

$$I = 34,110 \text{ m}^3/\text{det} \text{ (debit inflow dari hidrograf satuan sintetis)}$$

$$\begin{aligned} (I_1 + I_2) / 2 &= (9,138 + 34,110) / 2 \\ &= 21,624 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$\Psi = 557 \text{ m}^3/\text{det} \quad \rightarrow \text{interpolasi dari hubungan H saat jam ke 1 dengan H dan } \Psi \text{ pada tabel hubungan H - S - Q di atas pelimpah}$$

$$\begin{aligned} \Phi &= \Psi + (I_1 + I_2) / 2 \\ &= 557 + 21,624 \\ &= 578 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$H = 0,345 \text{ m} \quad \rightarrow \text{interpolasi dari hubungan } \Phi \text{ dengan H dan } \Phi \text{ pada tabel hubungan H - S - Q di atas pelimpah}$$

$$O = 4,623 \text{ m}^3/\text{det} \quad \rightarrow \text{interpolasi dari hubungan H dengan H dan Q pada tabel hubungan H - S - Q di atas pelimpah}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevasi} &= H + \text{elevasi puncak mercu pelimpah} \\ &= 0,345 + 51,5 \\ &= 51,845 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan penelusuran banjir melalui pelimpah Q1000, didapatkan elevasi maksimum adalah sebesar 53 m, elevasi ini yang merupakan elevasi kondisi muka air banjir (MAB). Untuk perhitungan penelusuran banjir di atas pelimpah 0,5PMF adalah:

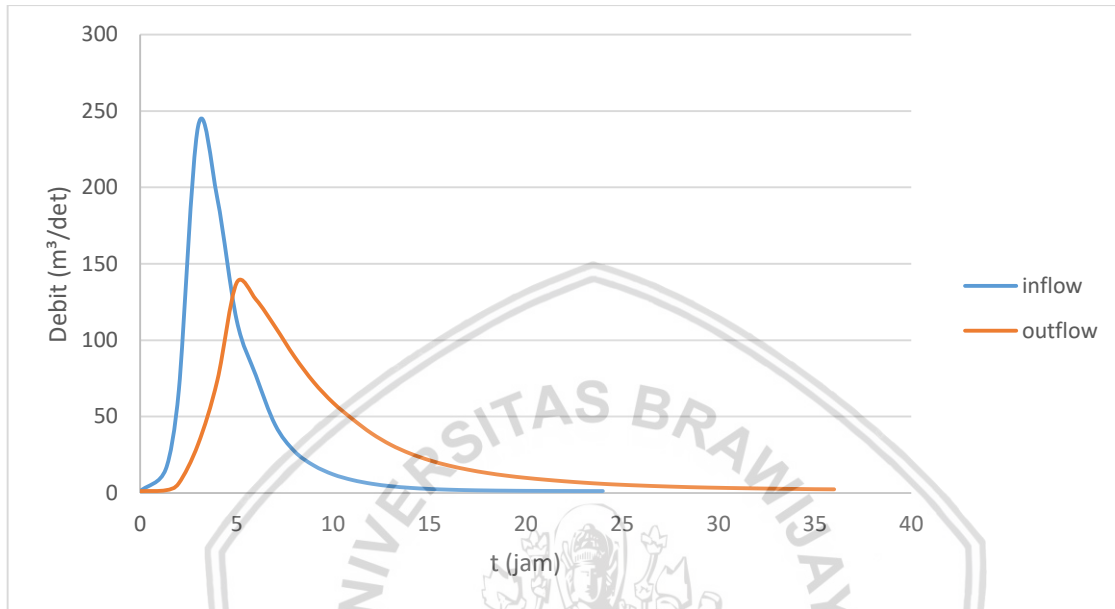
Tabel 4.46

Perhitungan Penelusuran Banjir di Atas Pelimpah dengan 0,5PMF

t	I	$(I_1+I_2)/2$	Ψ	ϕ	H	O	Elevasi
(Jam)	m ³ /det	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m)	m ³ /det	(m)
0	1.233	-	-	-	0.142	1.233	51.642
1	15.636	8.434	544	552	0.186	1.809	51.686
2	67.134	41.385	551	592	0.426	6.386	51.926
3	239.902	153.518	586	739	1.188	31.903	52.688
4	192.647	216.274	707	923	2.001	73.756	53.501
5	113.228	152.938	850	1003	2.968	137.502	54.468
6	76.854	95.041	1029	1124	2.808	126.658	54.308
7	44.576	60.715	997	1058	2.543	108.726	54.043
8	27.297	35.936	949	985	2.250	89.235	53.750
9	18.031	22.664	896	918	1.980	72.524	53.480
10	12.203	15.117	846	861	1.744	59.127	53.244
11	8.521	10.362	802	812	1.542	48.498	53.042
12	6.075	7.298	764	771	1.347	39.018	52.847
13	4.450	5.263	732	737	1.179	31.521	52.679
14	3.370	3.910	706	710	1.041	25.846	52.541
15	2.653	3.012	684	687	0.925	21.439	52.425
16	2.177	2.415	665	668	0.828	18.001	52.328
17	1.860	2.018	650	652	0.746	15.286	52.246
18	1.650	1.755	637	638	0.677	13.100	52.177
19	1.510	1.580	625	627	0.617	11.337	52.117
20	1.417	1.463	615	617	0.566	9.913	52.066
21	1.355	1.386	607	608	0.522	8.723	52.022
22	1.314	1.335	600	601	0.481	7.682	51.981
23	1.287	1.301	593	595	0.442	6.773	51.942
24	1.269	1.278	588	589	0.410	5.990	51.910
25	1.257	1.263	583	584	0.381	5.372	51.881
26	1.249	1.253	579	580	0.356	4.859	51.856
27	1.244	1.246	575	577	0.335	4.409	51.835
28	1.240	1.242	572	574	0.315	4.015	51.815
29	1.238	1.239	570	571	0.299	3.674	51.799
30	1.236	1.237	567	568	0.284	3.419	51.784
31	1.235	1.236	565	566	0.270	3.192	51.770
32	1.235	1.235	563	564	0.259	2.988	51.759
33	1.234	1.234	561	562	0.248	2.805	51.748
34	1.234	1.234	560	561	0.238	2.641	51.738
35	1.234	1.234	558	559	0.230	2.501	51.730
36	1.234	1.234	557	559	0.225	2.410	51.725

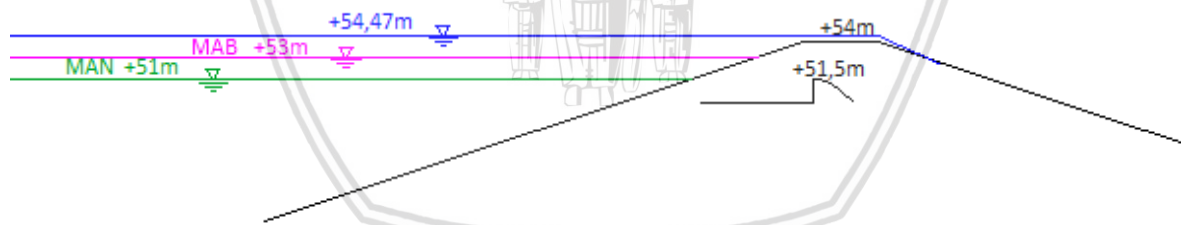
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari tabel perhitungan tersebut diperoleh elevasi tertinggi saat Q_{outflow} maksimal adalah sebesar 54,468 m, sedangkan debit puncak bendungan adalah sebesar 54,00 m. Kondisi *overtopping* adalah kondisi suatu bendungan dimana air melimpah di atas tubuh bendungan. Hal ini menunjukkan bahwa Bendungan Banyukuwung mengalami *overtopping* akibat debit 0,5PMF.



Gambar 4.13 Grafik Hubungan Inflow dan Outflow pada pelimpah

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.14 Elevasi Muka Air $Q_{0,5PMF}$, MAB, MAN, dan Elevasi Puncak Bendungan

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.2. Simulasi Keruntuhan Bendungan Menggunakan HEC-RAS

Keruntuhan Bendungan Banyukuwung disimulasikan dengan menggunakan program HEC-RAS dengan pemodelan 2-D. Perangkat lunak lain seperti AutoCad dan ArcGIS juga diperlukan untuk menunjang dalam pengolahan data. Adapun data yang diperlukan untuk melakukan simulasi keruntuhan Bendungan Banyukuwung menggunakan HEC-RAS adalah:

- Pengukuran topografi sungai bagian hilir bendungan
- Peta kontur bagian hilir bendungan

- Data teknis Bendungan Banyuwung

Pada perhitungan penelusuran banjir melalui pelimpah dapat diketahui bahwa saat debit banjir desain 0,5PMF datang, Bendungan Banyuwung mengalami *overtopping*. Oleh karena itu proses keruntuhan Bendungan Banyuwung disimulasikan dalam kondisi *piping* dan kondisi *overtopping*.

Terdapat beberapa kondisi pada analisis keruntuhan bendungan dalam Pedoman Rencana Tindak Darurat Bendungan 2013:

- Cuaca cerah; waduk terisi penuh setinggi muka air normal
- Muka air waduk setinggi puncak bendungan (*overtopping*)
- Muka air waduk setinggi banjir desain, dimana inflow hidrograf sama dengan banjir rencana.

Untuk lebih jelasnya, dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.47

Parameter Keruntuhan Bendungan Banyuwung

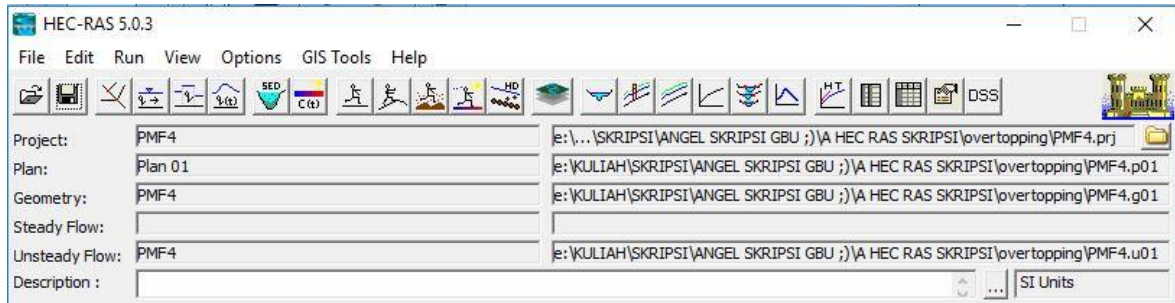
Skenario	Overtopping	Piping kondisi MAB			Piping kondisi MAN			Satuan
		Atas	Tengah	Bawah	Atas	Tengah	Bawah	
Elevasi Puncak Bendungan	54	54	54	54	54	54	54	meter
Panjang Bendungan	490	490	490	490	490	490	490	meter
El. Muka Air	54	53	53	53	51.5	51.5	51.5	meter
Lebar Spillway	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	meter
El. Puncak Spillway	51.5	51.5	51.5	51.5	51.5	51.5	51.5	meter
El. Muka Air Mulai Runtuh	54	53	53	53	51.5	51.5	51.5	meter
El. Final Dasar Keruntuhan	42	42	42	42	42	42	42	meter
El. Pusat Keruntuhan	54	51.5	48	43	51.5	48	43	meter
Qinflow	0.5PMF	0.5PMF	0.5PMF	0.5PMF	Qbaseflow	Qbaseflow	Qbaseflow	m ³ /det

Sumber: Data teknis, 2018

Dari tabel tersebut, maka analisis keruntuhan Bendungan Banyuwung akan dilakukan sebanyak 7 kondisi. Dimana dalam analisis selanjutnya, akan dicari kondisi yang paling besar.

4.2.1. Pembuatan *Project*

Dalam penggunaan program HEC-RAS, sebuah pekerjaan dengan judul tertentu akan disimpan dalam bentuk *project*. Terdapat 7 kondisi kejadian keruntuhan keruntuhan Bendungan Banyuwung, sehingga dalam studi ini akan dibuat 7 *project* yang berbeda.

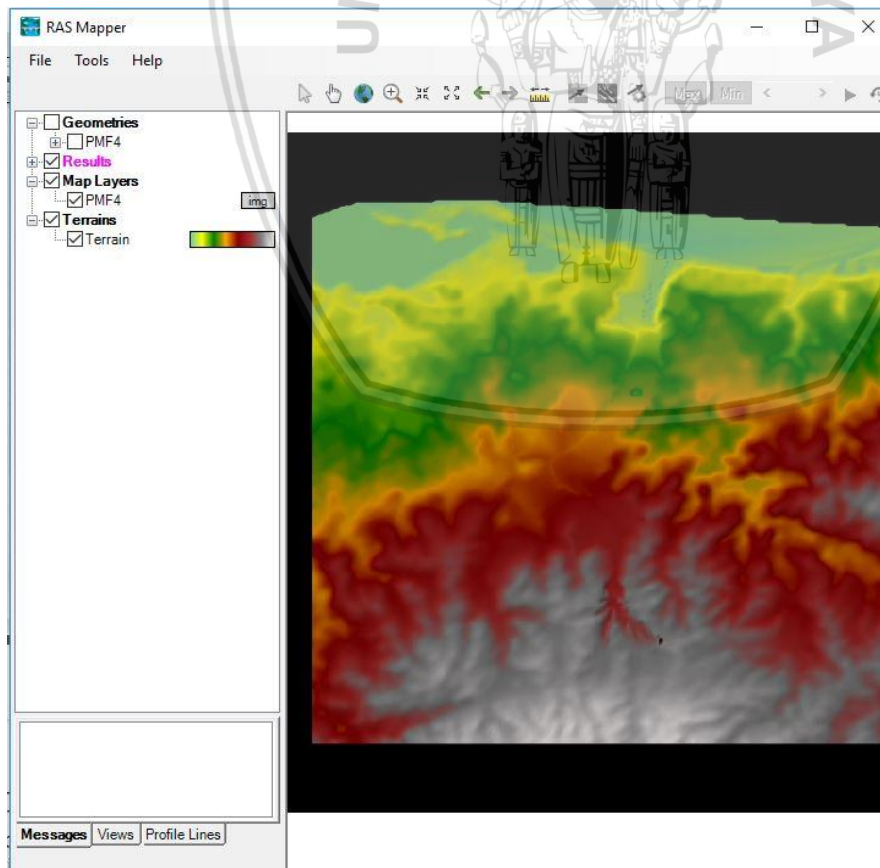


Gambar 4.15 Nama *Project* untuk Simulasi Keruntuhan Bendungan Banyuwung

Sumber: Hasil Analisis (2018)

4.2.2. *Input Data DEM (Digital Elevation Model)*

Dalam pemodelan 2D pada HEC-RAS diinputkan data DEM dalam format .tif atau .flt di bagian RASMapper yang telah dikoneksikan terlebih dahulu dengan *project* yang bersangkutan.



Gambar 4.16 Tampilan DEM pada RAS-Mapper

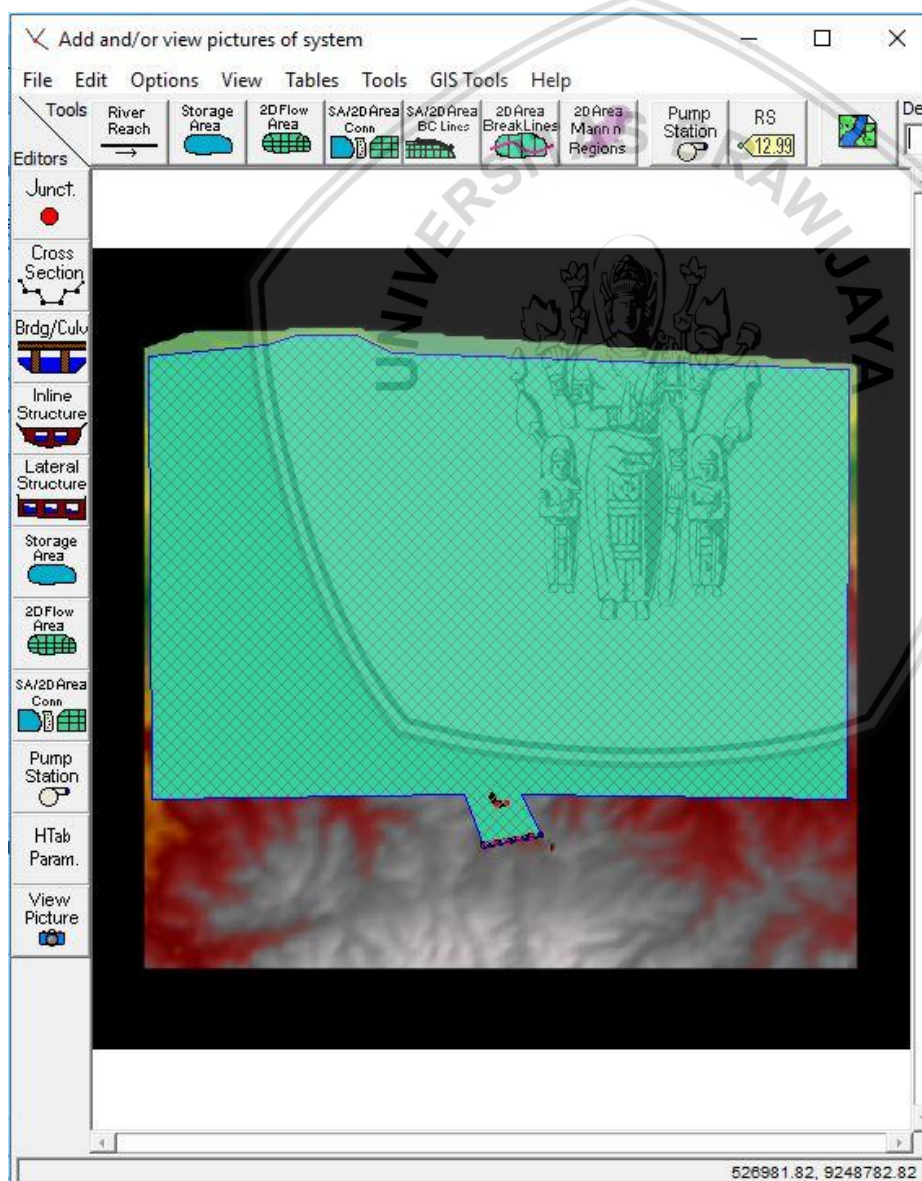
Sumber: Hasil Analisis (2018)

Dalam simulasi keruntuhan Bendungan Banyukuwung data DEM merupakan gabungan dari peta kontur serta pengukuran topografi dalam bentuk AutoCad yang selanjutnya diolah menjadi data DEM dengan format .tiff menggunakan bantuan ArcGIS. *Terrain* yang berasal dari data DEM yang terdapat pada RASMapper ini yang nantinya menjadi halaman atau lembar kerja geometri data. Untuk itu terrain harus mencakup bagian hilir dari Bendungan Banyukuwung yang diperkirakan terkena dampak dari banjir akibat keruntuhan bendungan.

4.2.3. Input Data Geometri

Setelah dilakukan input data DEM pada RAS-Mapper barulah data geometri dapat dimasukkan. Penginputan data geometri meliputi:

a) Pembuatan area 2D sebagai lembar kerja



Gambar 4.17 Tampilan Editing Geometry Data pada HEC-RAS 5.0

Sumber: Hasil Analisis, 2018

Proses pembuatan 2D Area ini mencakup:

- Pembuatan polygon 2D Area. Area 2D ini mencakup dari waduk Bendungan Banyuwung hingga bagian hilir Bendungan Banyuwung dan dibuat seluas mungkin agar cukup menggambarkan genangan banjir. Bagian Bendungan Banyuwung sampai pada laut.
- Memasukkan parameter yang diperlukan 2D Area Flow. Dilakukan di bagian *editors 2D Area Flow*, mencakup:
 - nilai manning = 0,045, dikarenakan sungai bagian hilir Bendungan Banyuwung berkelok dan terdapat beberapa batu dan kayu,.
 - *Computation Point Spacing = Spacing DY&DX* awal 20 x 20, karena di dalam *running* terjadi error, maka *running* selanjutnya dimasukkan nilai 50 x 50.
- b) Pembuatan bangunan bendungan dengan menggunakan *2D Area Connection*.
- Memasukkan koordinat garis puncak Bendungan Banyuwung, dilakukan di bagian *GIS Tools* → *Storage Area/2D Flow Area Connection Centerline Table*.
- Memasukkan parameter Bendungan dan parameter keruntuhan Bendungan Banyuwung, dilakukan di bagian *editors SA/2D Area Conn*.
 - Parameter tubuh bendungan = lebar bendungan= 5 m; standar nilai Cd=1,66 ; Hubungan *station* dan *elevation* = (0,54), (262,54), (262,51.5), (275.5,51.5), (275.5,54), (490,54)
 - Parameter keruntuhan bendungan dengan menggunakan rumus Froehlich (2008).

Contoh perhitungan untuk kondisi *overtopping*

$$\begin{aligned}
 B_{ave} &= 0,27 K_o V_w^{0,32} hb^{0,04} \\
 &= 0,27 \cdot 1,3 \cdot 3578600^{0,32} 12^{0,04} \\
 &= 48,49 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 tf &= 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{g(hb)^2}} \\
 &= 63,2 \sqrt{\frac{3578600}{9,81(12)^2}} \\
 &= 3180 \text{ detik} \\
 &= 3180 : 3600 = 0,88 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

maka,

$$\begin{aligned}
 W_b &= B_{ave} - 2 \cdot \text{slide slope} \times \frac{1}{2} \text{ Hakhir keruntuhan} \\
 &= 48,49 - 2 \times 1 \times \frac{1}{2} \times 12
 \end{aligned}$$

$$= 36 \text{ m}$$

Dimana:

Bave = lebar rata-rata rekahan

Wave = lebar bawah rekahan

Ko = konstanta (1,3 untuk keruntuhan *overtopping* dan 1 untuk *pipng*)

Vw = volume tampungan air waduk

hb = tinggi akhir rekahan

g = koefisien gravitasi (9,81 m/s²)

tf = waktu keruntuhan bendungan

Parameter slope rekahan menurut Froehlich's 2008

1 H : 1 V = keruntuhan akibat *overtopping*

0,7H : 1V = keruntuhan akibat *pipng*

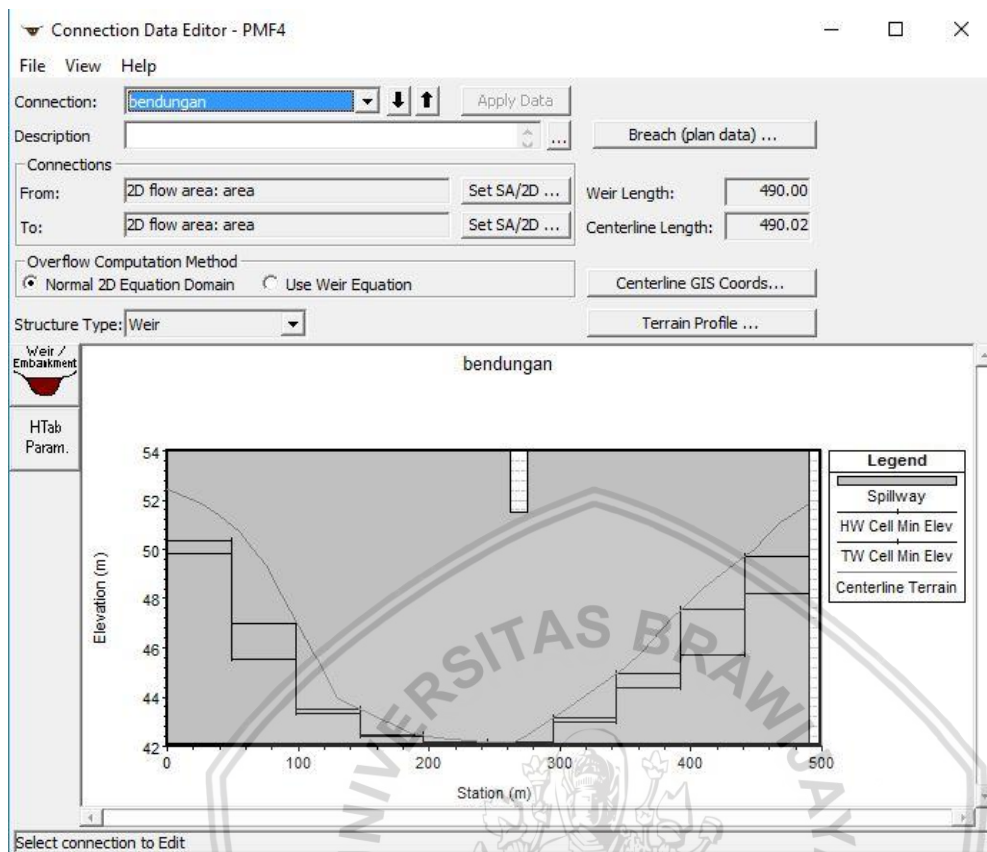
Untuk perhitungan kondisi keruntuhan lainnya, dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.48

Nilai Parameter Keruntuhan Bendungan Banyukuwung

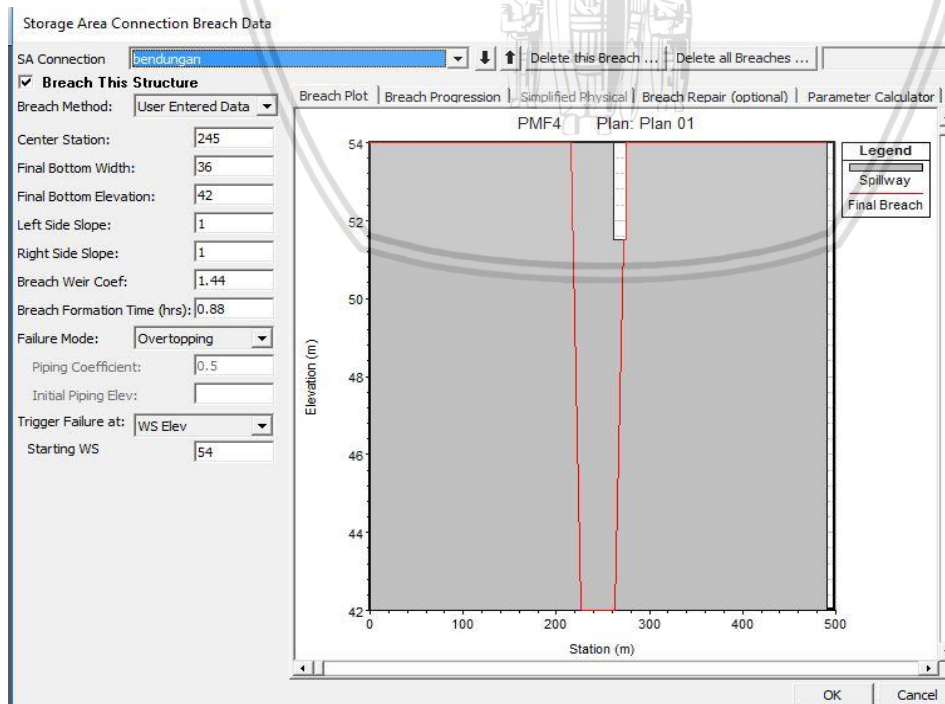
Parameter	Overtopping	Piping kondisi MAB			Piping kondisi MAN			Satuan
		Atas	Tengah	Bawah	Atas	Tengah	Bawah	
Tampungan waduk (Vw)	3578.6	2803.8	2803.8	2803.8	1881	1881	1881	x1000 m ³
Konstanta Ko	1,3	1	1	1	1	1	1	
Tinggi rekahan	12	12	12	12	12	12	12	m
Koefisien gravitasi	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	m/s ²
Center Station	245	245	245	245	245	245	245	
Final Bottom Width	36	26	26	26	22	22	22	m
Final Bottom Elevation	42	42	42	42	42	42	42	m
Left Side Slope	1	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	
Right Slide Slope	1	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	
Breach Weir Coef	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	
Breach Formation Time	0,88	0,77	0,77	0,77	0,64	0,64	0,64	jam
Failure Mode	Overtopping	Piping	Piping	Piping	Piping	Piping	Piping	
Piping Coefficient	-	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	
Initial Piping Elevation	-	51,5	48	43	51,5	48	43	m
Trigger Failure at	WS Elevation	WS Elevation	WS Elevation	WS Elevation	WS Elevation	WS Elevation	WS Elevation	
Starting WS	54	53	53	53	51,5	51,5	51,5	m

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.18 Input Data Bendungan Banyukuwung

Sumber: Hasil Analisis (2018)



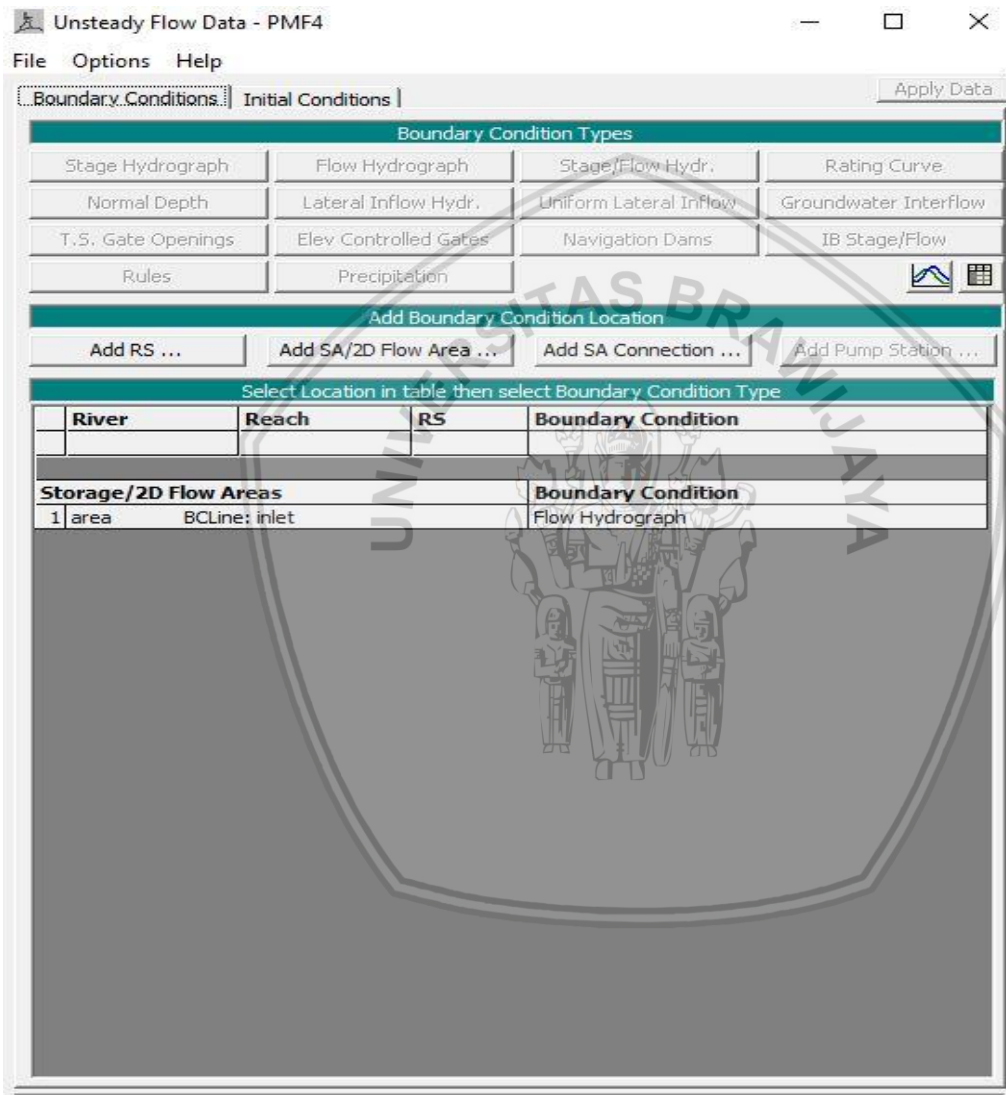
Gambar 4.19 Input Nilai Parameter Keruntuhan Bendungan Banyukuwung

Sumber: Hasil Analisis (2018)

- c) Membuat garis batas awal (*boundary condition*). Garis ini merupakan garis batas awal inflow yang masuk ke Waduk Banyuwung.

4.2.4. Input Unsteady Flow Data

Data aliran unsteady dimasukkan sebagai batas awal (*boundary condition*) dalam bentuk *flow hydrograph* yang didapat dari perhitungan HSS Nakayasu pada debit PMF. *Boundary condition* diletakkan pada nama garis *boundary condition* yang telah dibuat di geometri data sebelumnya.



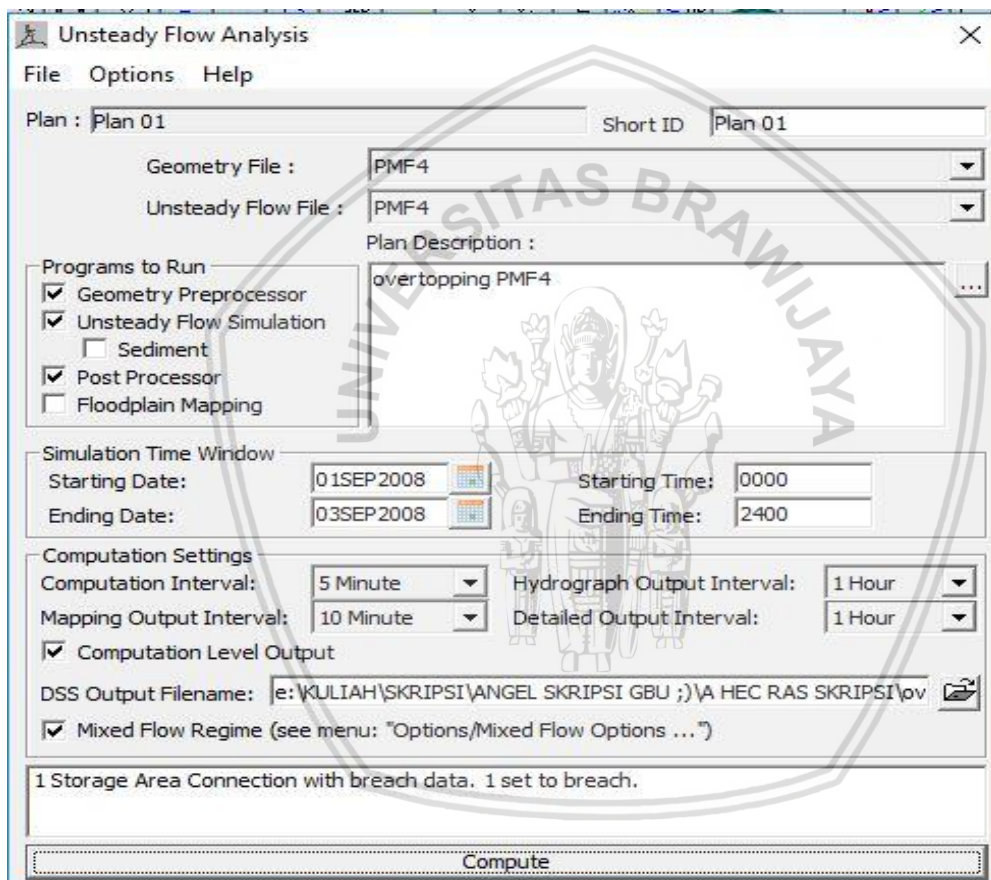
Gambar 4.20 Input Data Unsteady Flow

Sumber: Hasil Analisis (2018)

Seperti yang telah dipaparkan dalam tabel bahwa untuk kondisi *overtopping* dan *pipng* saat MAB (Muka Air Banjir), *flow hydrograph* adalah hidrograf hasil perhitungan HSS Nakayasu 0,5 PMF. Sedangkan saat *pipng* kondisi MAN (Muka Air Normal), *flow hydrograph* merupakan *baseflow*.

4.2.5. Menjalankan Simulasi Keruntuhan Bendungan Banyukuwung

Dalam *running* keruntuhan Bendungan Banyukuwung dimasukkan waktu awal hingga berakhirnya simulasi. Proses terjadinya keruntuhan Bendungan Banyukuwung dan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung disimulasikan dalam 3 hari. Namun untuk proses simulasi keruntuhan Bendungan Banyukuwung saat kondisi *piping* MAN (Muka Air Normal) waktu simulasi lebih lama, yaitu 1 bulan, hal ini karena debit yang masuk ke waduk sangat kecil dibandingkan dengan debit pada saat *overtopping* dan *piping* MAB. Jika simulasi dijalankan dalam 3 hari, maka belum terjadi proses keruntuhan karena waduk belum terisi setinggi MAN.



Gambar 4.21 Proses *Running* Keruntuhan Bendungan Banyukuwung pada HEC-RAS

Sumber: Hasil Analisis (2018)

- Hydrograf output interval = 1 jam
- Detailed output interval = 1 jam
- Computating interval = 5 menit
- Mapping output interval = 10 menit

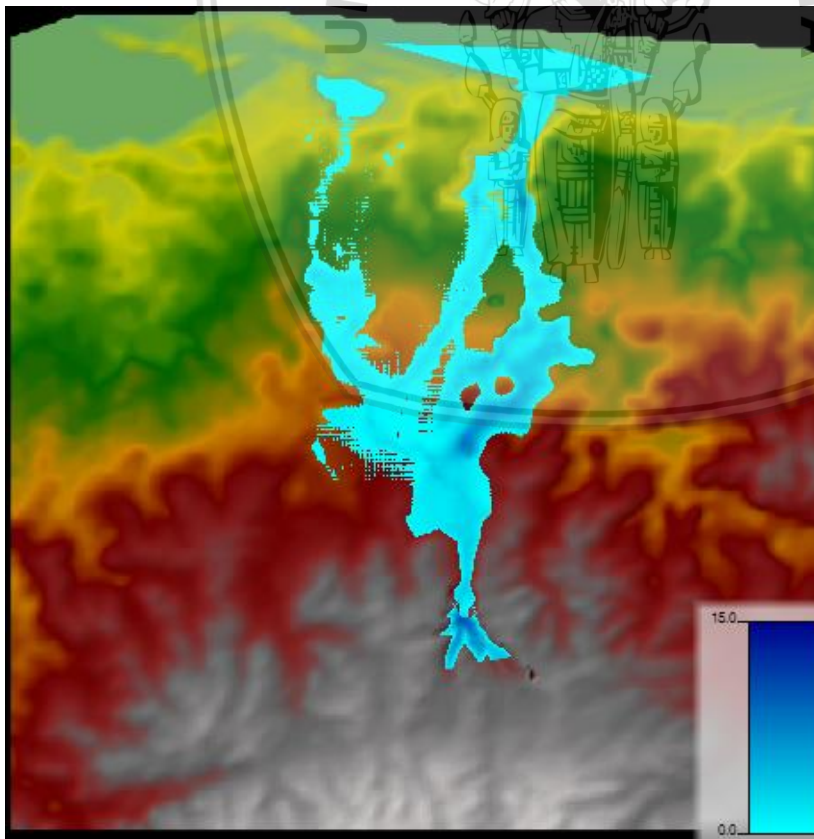
Pada proses *running, progres to run* pada bagian sedimen tidak di *check list* karena pada batasan masalah analisis keruntuhan Bendungan Banyuwung tidak menyertakan perhitungan transpor sedimen.

4.2.6. Output Simulasi Program HEC-RAS

Karakteristik banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung berbeda untuk setiap kejadian. Karakteristik banjir dapat dilihat dari gambar sebaran itu sendiri atau juga dapat dilihat dengan membuat garis *cross section* atau *long section* pada sebaran banjir di menu RAS-Mapper. Karakteristik banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung yang dapat diperoleh meliputi:

a. Luas genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung.

Luasan genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung dapat dicari dengan menggunakan bantuan program ArcGIS. Hasil sebaran genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung pada RAS-Mapper diubah dalam bentuk raster, yang kemudian dibuka di ArcGIS. Berikut merupakan rekapitulasi luas genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung berdasarkan kejadian keruntuhan bendungan.



Gambar 4.22 Sebaran Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung
Sumber: Hasil Analisis (2018)

Tabel 4.49

Luas Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung

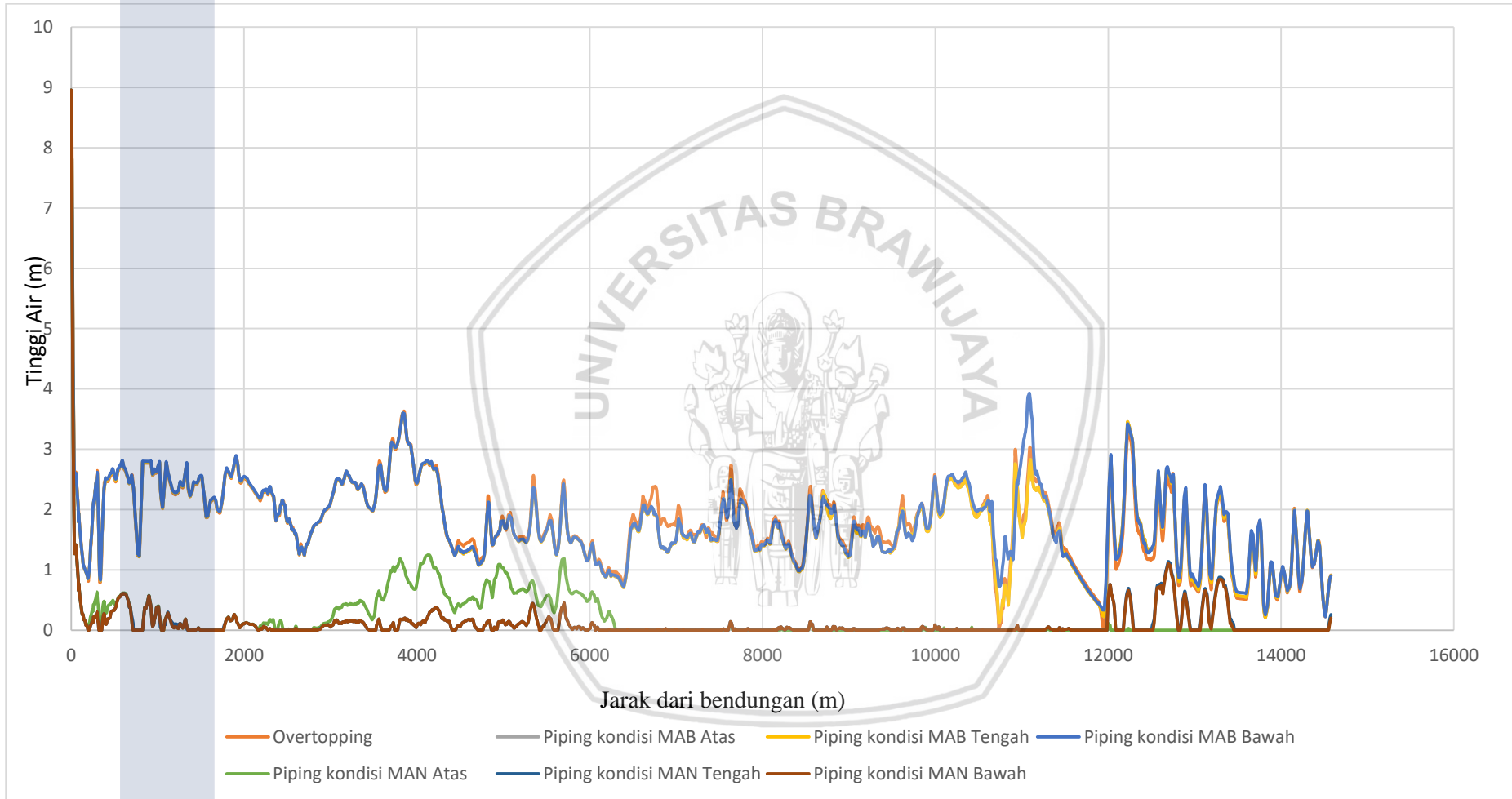
Kejadian Keruntuhan	Luas (m ²)	Luas (Ha)
Overtopping	14237209.7	1423.72097
Piping Atas MAB	14213901.3	1421.390
Piping Tengah MAB	14215578.7	1421.558
Piping Bawah MAB	14204508.2	1420.451
Piping Atas MAN	6542222.2	654.222
Piping Tengah MAN	6149242.4	614.924
Piping Bawah MAN	6159242.4	615.924

Sumber: Hasil Analisis, 2018

Dari gambar tersebut dapat diketahui bahwa sebaran genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung berakhir di laut. Dari tabel tersebut diketahui bahwa keruntuhan Bendungan Banyukuwung akibat *overtopping* mengakibatkan luasan genangan banjir yang lebih tinggi dibandingkan dengan kondisi keruntuhan Bendungan Banyukuwung lainnya.

b. Kedalaman banjir di sungai bagian hilir Bendungan Banyukuwung

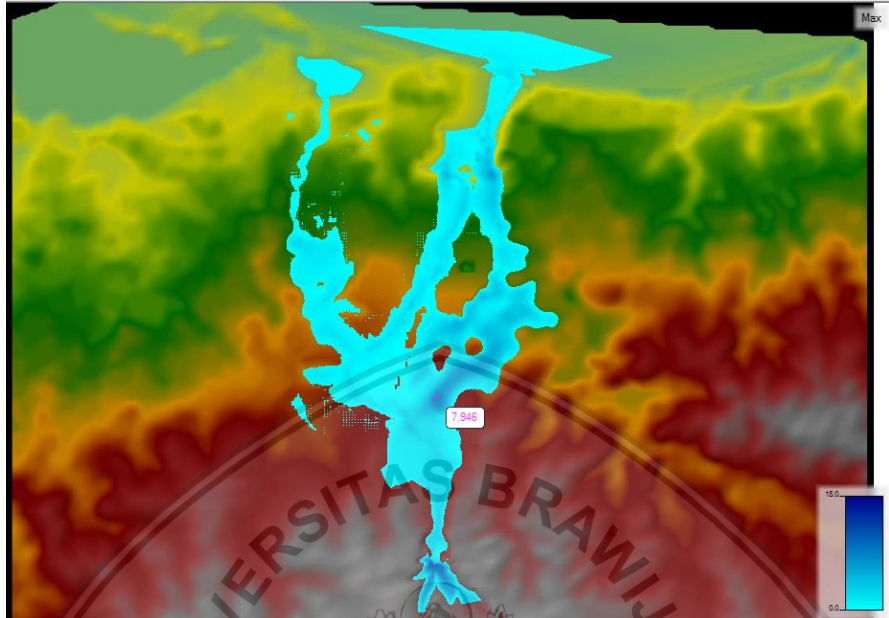
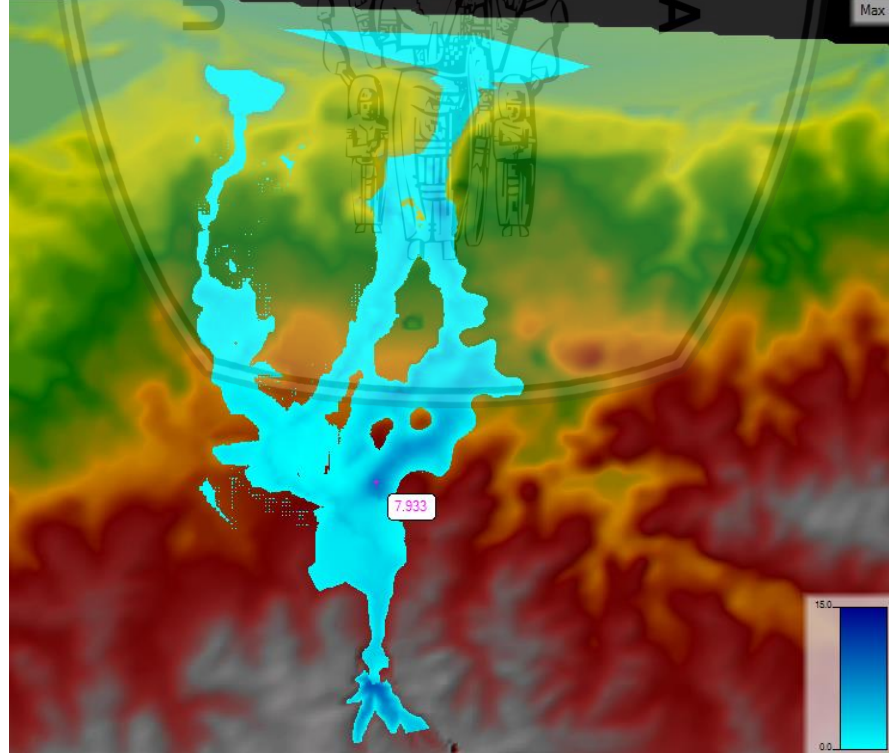
Kedalaman banjir pada alur sungai dapat dilihat dengan bantuan *long section* sepanjang sungai bagian hilir Bendungan Banyukuwung. Garis sungai dimasukkan dalam bentuk *shapefile* dari Arc-GIS. Selain pada alur sungai bagian hilir Bendungan Banyukuwung, kedalaman banjir juga dapat dilihat dari gambar sebaran genangan akibat keruntuhan bendungan pada RAS-Mapper. Terdapat warna biru sebagai indikator kedalaman banjir. Dari warna biru tersebut maka semakin tua warna biru pada genangan menandakan bahwa kedalaman banjir semakin besar. *Output* HEC-RAS dalam bentuk kedalaman banjir di sungai bagian hilir Bendungan Banyukuwung adalah sebagai berikut.



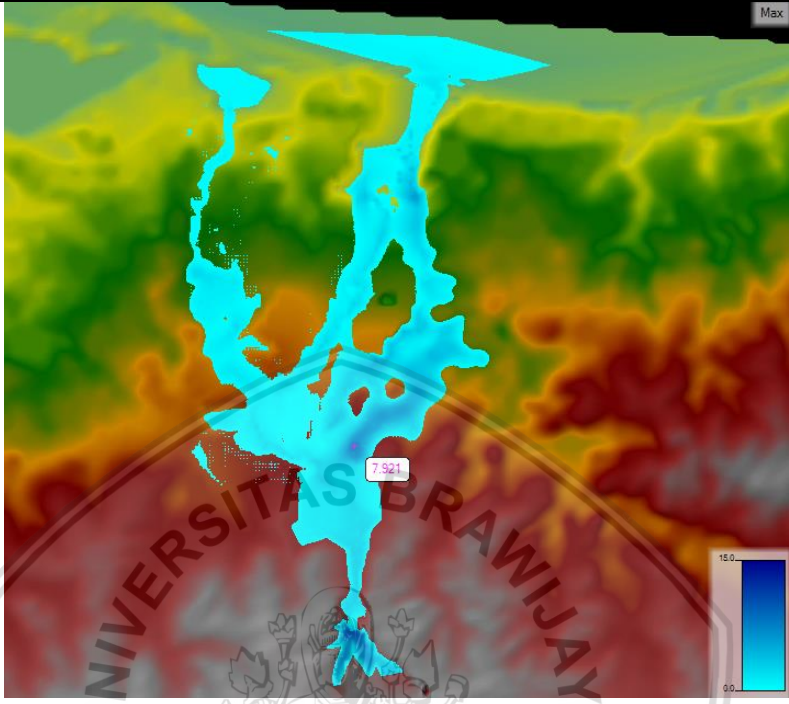
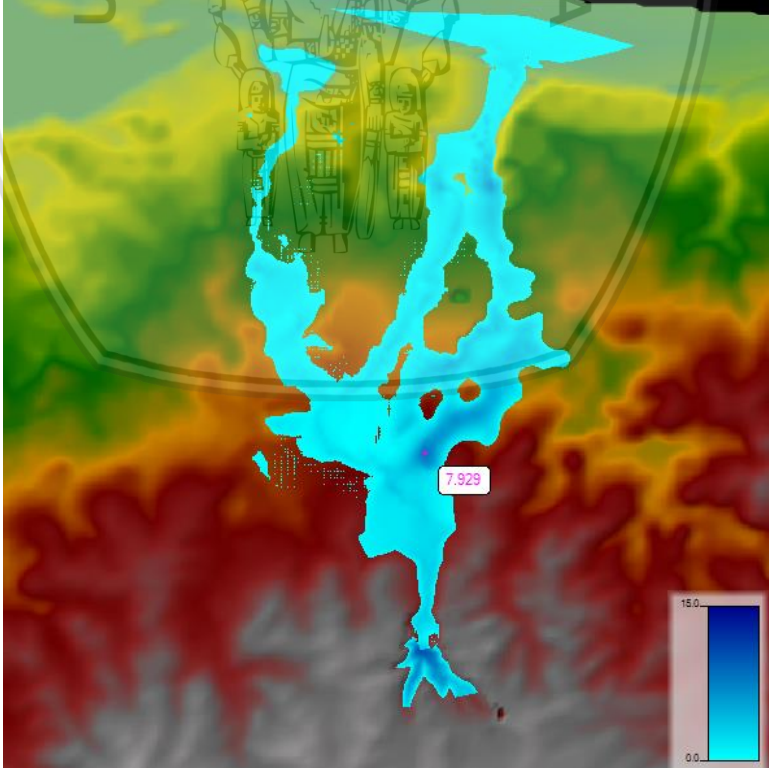
Gambar 4.23 Grafik Kedalaman Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung Sepanjang Alur Sungai Bagian Hilir.

Sumber: Hasil Analisis (2018)

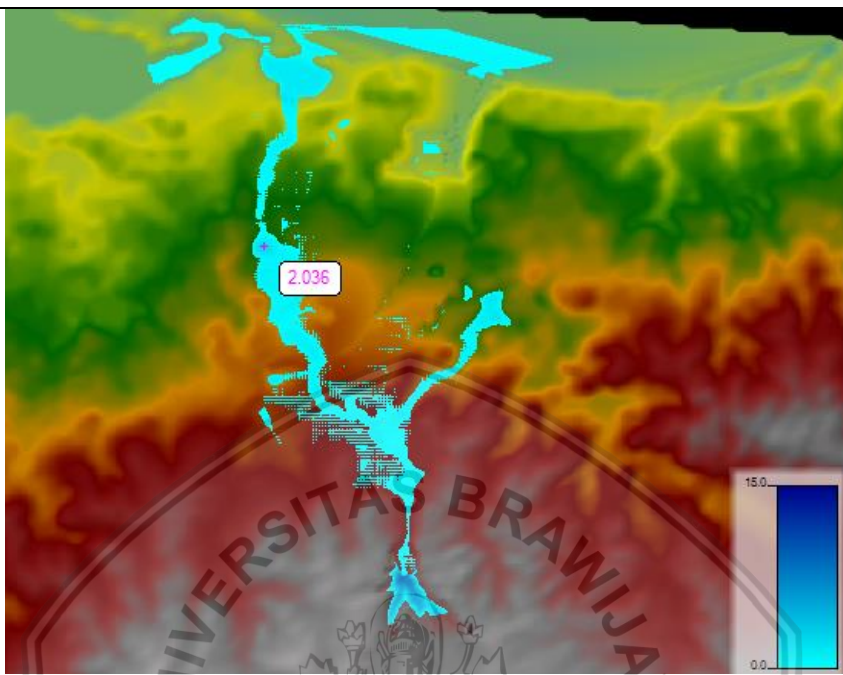
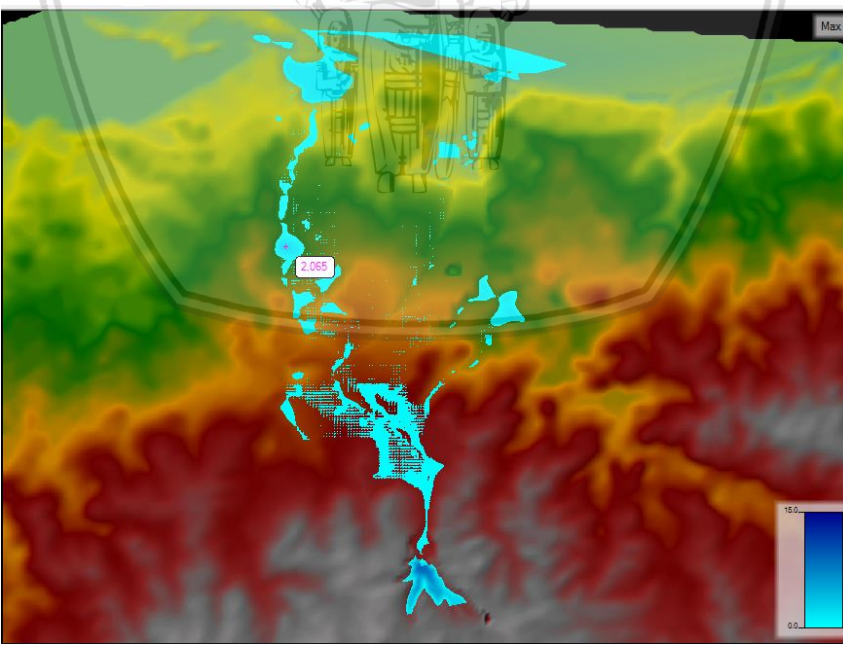
Tabel 4.50
Kedalaman Banjir Maksimum (Hmax) Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung

Kejadian Keruntuhan	Titik Lokasi	Hmax (m)
Overtopping		7,95
Piping Atas MAB		7,93

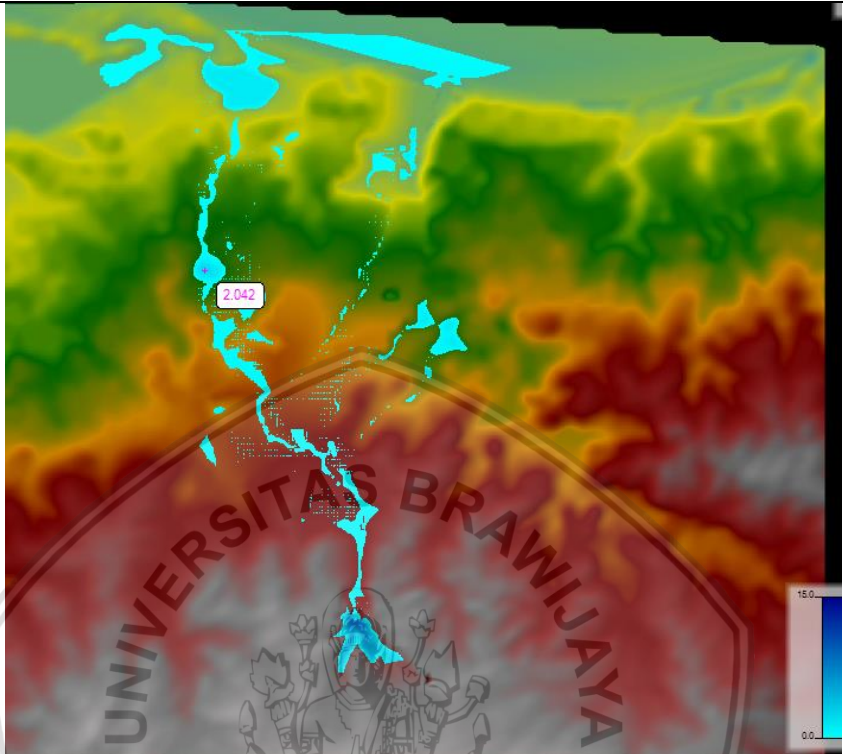
Lanjutan Tabel 4.50 Kedalaman Banjir Maksimum (Hmax) Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung

Kejadian Keruntuhan	Titik Lokasi	Hmax (m)
Piping Tengah MAB		7,92
Piping Bawah MAB		7,93

Lanjutan Tabel 4.50 Kedalaman Banjir Maksimum (Hmax) Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung

Kejadian Keruntuhan	Titik Lokasi	Hmax (m)
Piping Atas MAN		2,04
Piping Tengah MAN		2,07

Lanjutan Tabel 4.50 Kedalaman Banjir Maksimum (Hmax) Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung

Kejadian Keruntuhan	Titik Lokasi	Hmax (m)
Piping Bawah MAN		2,04

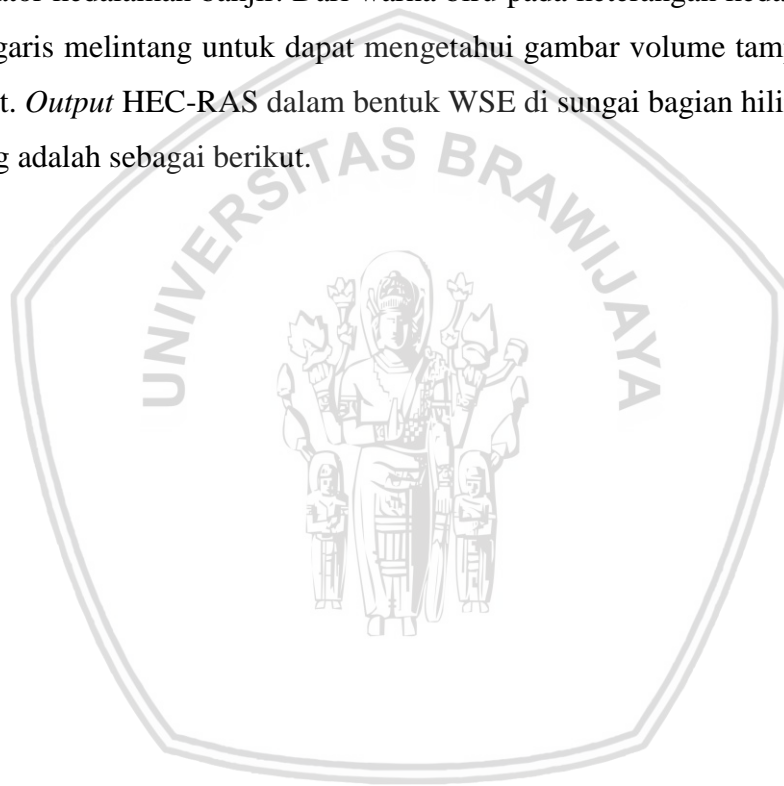
Sumber: Hasil Analisis, 2018

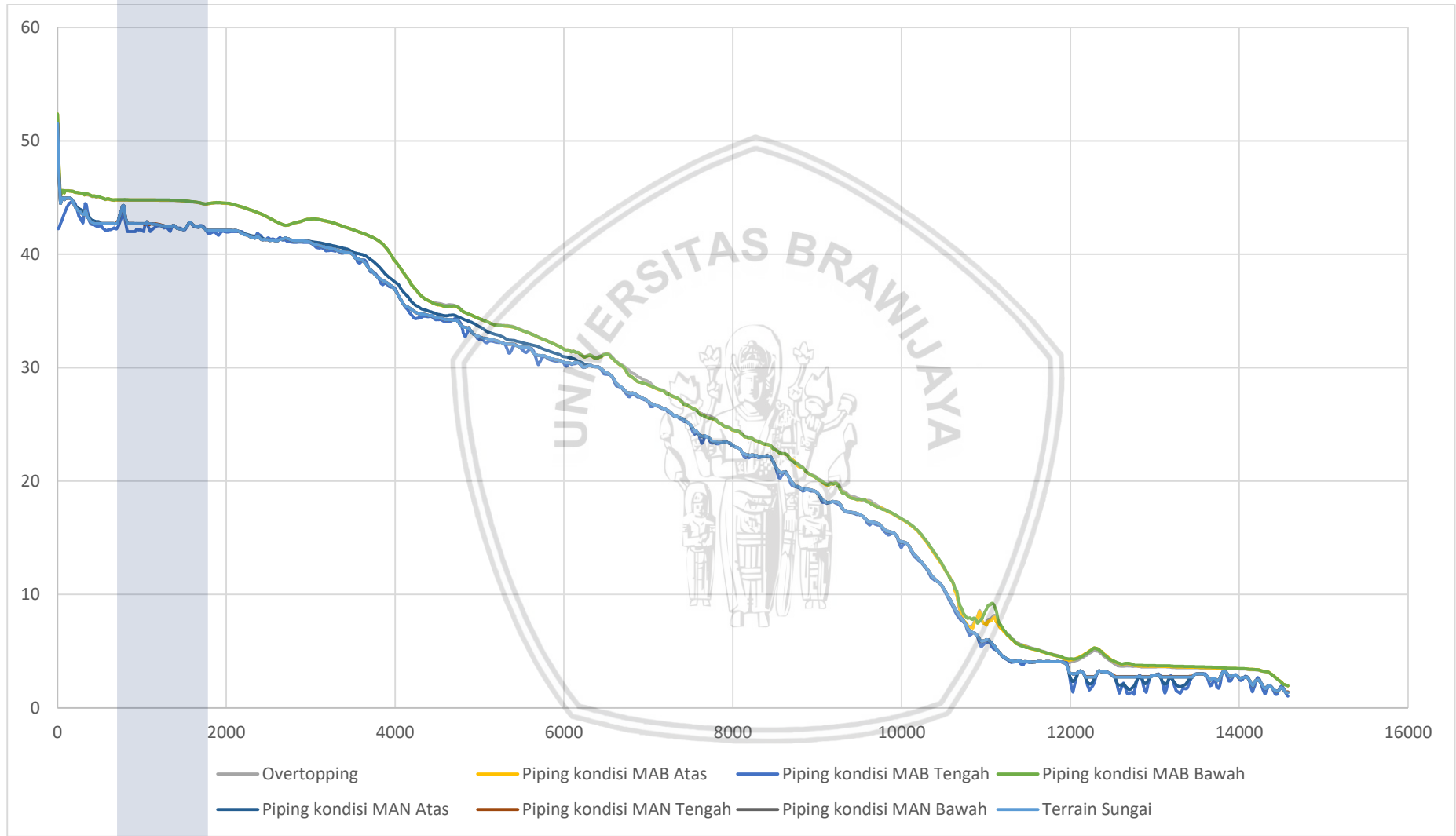
Dari gambar tersebut dapat diketahui bahwa keruntuhan Bendungan Banyukuwung akibat *overtopping* mengakibatkan tinggi genangan banjir maksimum pada alur sungai sama, yaitu sebesar 8,443 m. Sedangkan saat kondisi *piping* atas dan *piping* tengah kondisi MAB yaitu sebesar 7,817, nilai ini berbeda tipis dengan tinggi genangan banjir maksimum pada alur sungai saat kondisi *piping* bawah MAB sebesar 7,816. Nilai tersebut berbeda jauh jika dibandingkan dengan tinggi genangan maksimum akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung pada kondisi *piping* saat MAN. Hal ini dikarenakan pada kondisi-kondisi tersebut debit *inflow* pada Waduk Banyukuwung yang disimulasikan berbeda.

Dari tabel tersebut dapat diketahui bahwa tinggi sebaran genangan banjir bukan pada alur sungai akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung akibat *overtopping* adalah yang paling besar, yaitu sebesar 7,95 m. Nilai ini tidak berbeda jauh dengan tinggi genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung saat kondisi *piping* atas, tengah dan *piping* bawah saat MAB.

c. *Water Storage Elevation* (WSE) di bagian hilir Bendungan Banyukuwung.

Water Storage Elevation atau Elevasi Volume Tampungan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung berhubungan dengan elevasi, semakin tinggi elevasi maka semakin tinggi WSE. WSE dapat dilihat dengan bantuan *long section* sepanjang sungai bagian hilir Bendungan Banyukuwung. Garis sungai dimasukkan dalam bentuk *shapefile* dari Arc-GIS. WSE juga berhubungan dengan kedalaman banjir, semakin tinggi kedalaman banjir maka volume tampungannya pun semakin besar. Selain pada alur sungai bagian hilir Bendungan Banyukuwung, WSE juga dapat dilihat dari gambar sebaran genangan akibat keruntuhan bendungan pada RAS-Mapper. Terdapat warna biru sebagai indikator kedalaman banjir. Dari warna biru pada keterangan kedalaman banjir dapat dibuat garis melintang untuk dapat mengetahui gambar volume tampungan pada lokasi tersebut. *Output* HEC-RAS dalam bentuk WSE di sungai bagian hilir Bendungan Banyukuwung adalah sebagai berikut.





Gambar 4.24 Grafik Water Storage Elevation (WSE) akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung

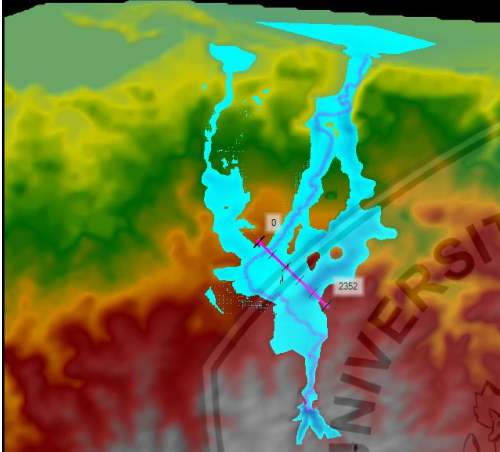
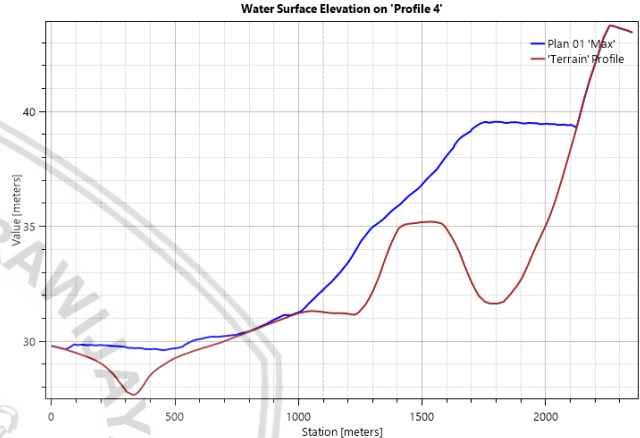
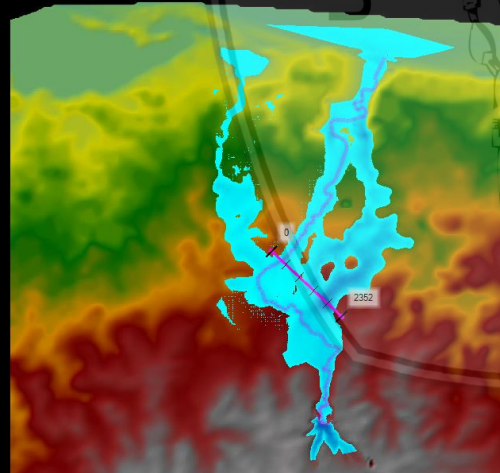
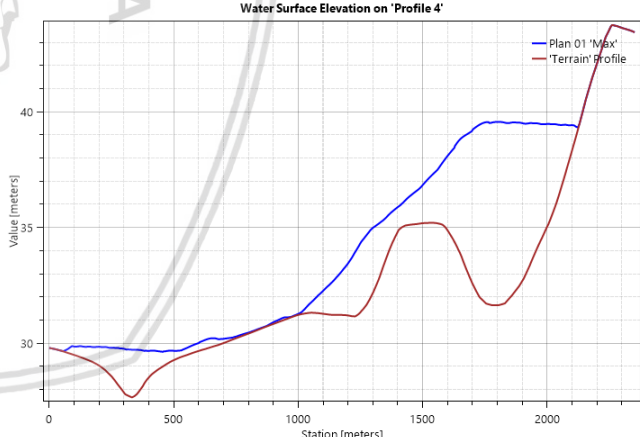
Sumber: Hasil Analisis (2018)

Tabel 4.51

Water Storage Elevation (WSE) Sebaran Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.

Kejadian Keruntuhan	Titik Lokasi	Cross Section WSE
Overtopping		
Piping Atas MAB		

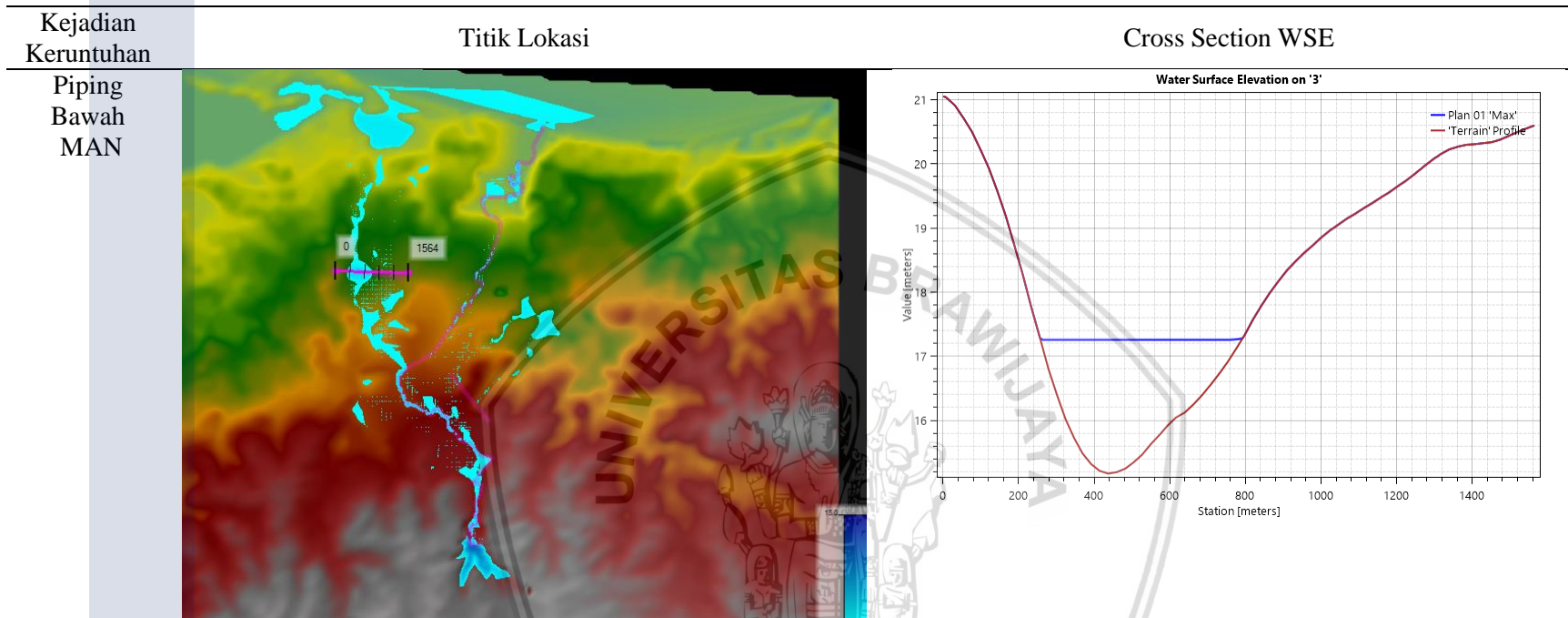
Lanjutan Tabel 4.51 *Water Storage Elevation (WSE) Sebaran Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.*

Kejadian Keruntuhan	Titik Lokasi	Cross Section WSE
Piping Tengah MAB		
Piping Bawah MAB		

Lanjutan Tabel 4.51 *Water Storage Elevation (WSE) Sebaran Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.*

Kejadian Keruntuhan	Titik Lokasi	Cross Section WSE
Piping Atas MAN		
Piping Tengah MAN		

Lanjutan Tabel 4.51 *Water Storage Elevation (WSE) Sebaran Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung.*



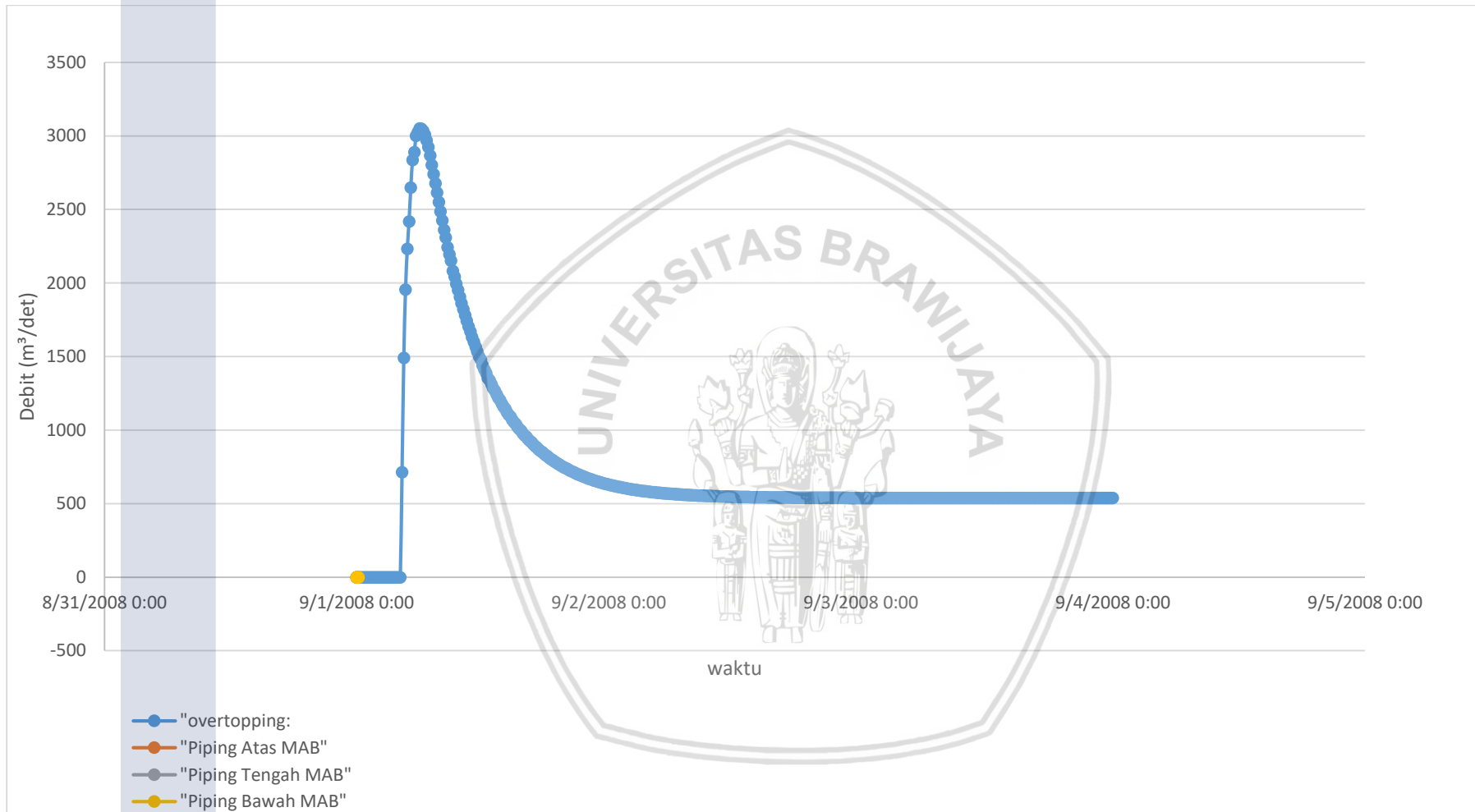
Sumber: Hasil Analisis, 201

Dari gambar dan tabel tersebut dapat diketahui bahwa volume tampungan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung saat *overtopping* dan *piping* kondisi MAB tidak terdapat perbedaan yang signifikan. Namun volume tampungan keruntuhan Bendungan Banyuwung saat *overtopping* dan *piping* kondisi MAB lebih besar dibandingkan saat *piping* kondisi MAN. Terjadi perbedaan lokasi volume tampungan banjir terbesar akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung saat *overtopping* dan *piping* kondisi MAB, dibandingkan dengan *piping* kondisi MAN.

d. Debit Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung

Debit yang terjadi akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung dapat dilihat dengan bantuan garis pada as Bendungan Banyuwung. Hubungan debit dan waktu akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung dapat dilihat sebagai berikut:





Gambar 4.25 Debit Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung

Sumber: Hasil Analisis (2018)

Tabel 4.52

Debit Banjir Maksimum Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung

Kejadian Keruntuhan	Qmax (m ³ /det)	Waktu
Overtopping	3050.4417	9/1/2008 6:00
Piping Atas MAB	3049.2512	9/1/2008 6:00
Piping Tengah MAB	3049.2698	9/1/2008 6:00
Piping Bawah MAB	3051.9177	9/1/2008 6:00

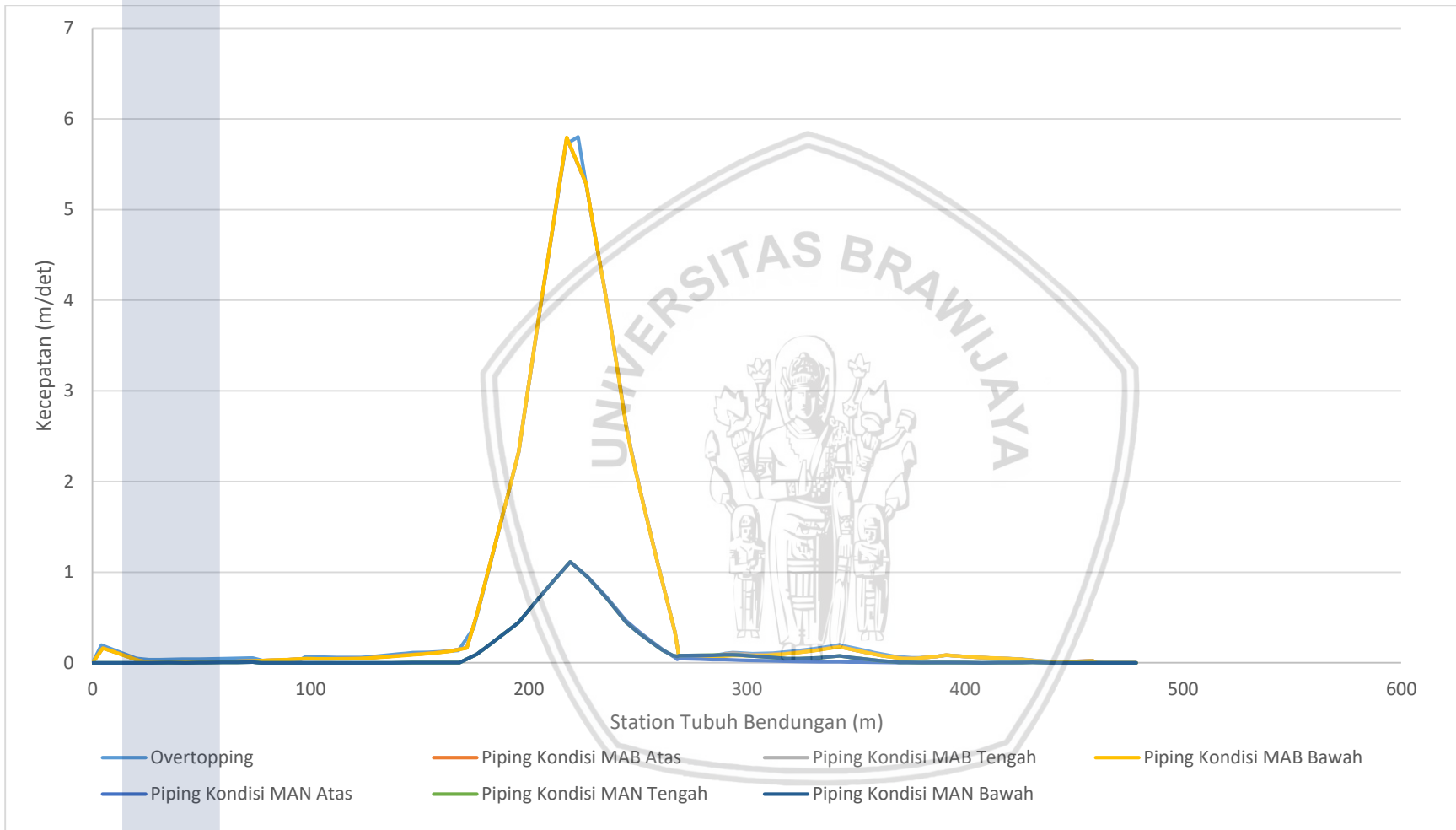
Sumber: Hasil Analisis, 2018

Dari gambar dan tabel tersebut dapat diketahui bahwa keruntuhan Bendungan Banyuwung yang disebabkan oleh *piping* bawah MAB memiliki debit yang lebih besar dibandingkan dengan penyebab keruntuhan Bendungan Banyuwung lainnya, yaitu sebesar 3051,92 m³/det. Sedangkan debit banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung yang disebabkan oleh *piping* MAB atas merupakan debit banjir terkecil dibandingkan dengan penyebab keruntuhan Bendungan Banyuwung lainnya.

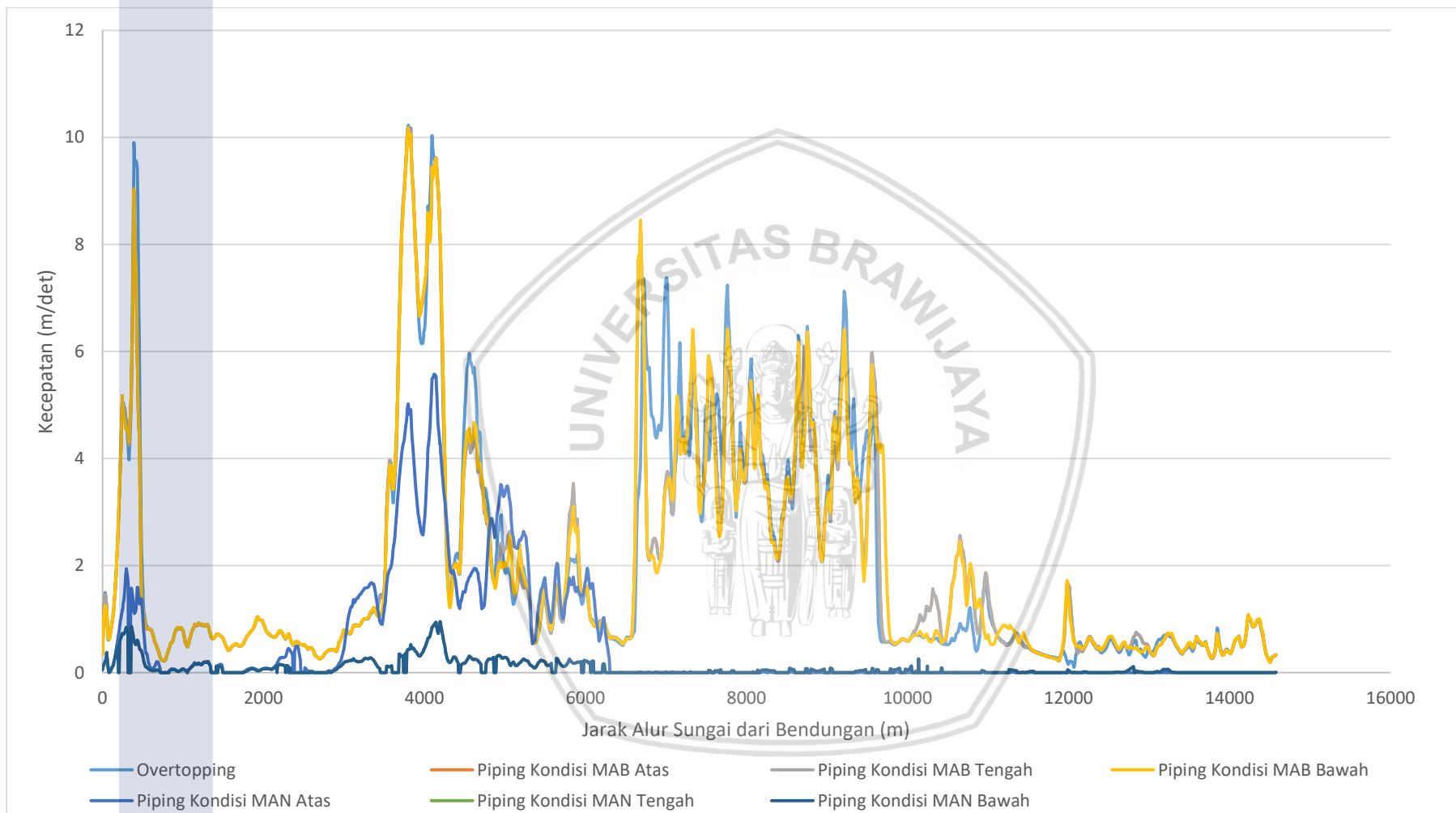
Dilihat dari waktunya, debit banjir maksimum akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung yang disebabkan oleh *overtopping* dan *piping* kondisi MAB terjadi pada waktu yang sama, yaitu pada saat 1 September pk 06.00 dengan waktu pencapaian debit banjir maksimum akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung lama. Hal ini disebabkan karena saat simulasi, Waduk Banyuwung dalam kondisi kosong dan debit yang masuk, sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengisi waduk sangat lama. Hal ini yang menyebabkan waktu terjadinya debit maksimum akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung menjadi lama.

e. Kecepatan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung

Kecepatan banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung dilihat pada tubuh Bendungan Banyuwung dan sepanjang alur sungai Bendungan Banyuwung. Hasilnya adalah sebagai berikut:



Gambar 4.26 Kecepatan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung Pada Tubuh Bendungan
 Sumber: Hasil Analisis (2018)



Gambar 4.27 Kecepatan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung Sepanjang Alur Sungai Bagian Hilir Bendungan.

Sumber: Hasil Analisis (2018)

Tabel 4.53

Kecepatan Maksimum Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung

Kejadian Keruntuhan	Pada Tubuh Bendungan		Pada Alur Sungai Bagian Hilir	
	Kecepatan Max (m/det)	Station	Kecepatan Max (m/det)	Jarak (m)
Overtopping	5.802	222.5926	10.2279	3801.176
Piping Atas MAB	5.789	217.4717	10.199	3798.922
Piping Tengah MAB	5.789	217.4717	10.199	3800.029
Piping Bawah MAB	5.795	217.4717	10.1682	3800.029
Piping Atas MAN	1.113	219.0117	5.5768	4118.648
Piping Tengah MAN	1.112	219.0117	0.9529	4195.646
Piping Bawah MAN	1.112	219.0117	0.9541	4195.646

Sumber: Hasil Analisis, 2018

Dari gambar dan tabel tersebut dapat diketahui bahwa kecepatan keruntuhan Bendungan Banyuwung pada tubuh bendungan relatif terjadi pada 1 titik puncak pada *station* yang sama. Hal ini dikarenakan saat simulasi dilakukan titik tengah keruntuhan Bendungan Banyuwung adalah sama. Besarnya kecepatan akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung saat *overtopping* dan saat *piping* kondisi MAB relatif sama, yaitu sebesar 5,8 m²/det. Sedangkan kecepatan akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung saat *piping* kondisi MAN sangat kecil, hanya sebesar 1,1 m/det. Hal ini karena debit *inflow* saat kondisi MAN sangat kecil. Sedangkan kecepatan sepanjang alur sungai bagian hilir Bendungan Banyuwung terjadi pada titik yang relatif sama saat keruntuhan Bendungan Banyuwung terjadi akibat *overtopping*, *piping* atas MAB, *piping* tengah MAB, dan *piping* bawah MAB, yaitu pada jarak ±3800 m dari as Bendungan Banyuwung sebesar 10,2 m/det.

Dari luas genangan yang terjadi, maka dapat ditetapkan bahwa keruntuhan Bendungan Banyuwung akibat *overtopping* adalah proses keruntuhan yang memiliki dampak paling besar dibandingkan dengan yang lain. Untuk itu di bawah ini merupakan rincian dari desa terdampak dan sifat banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyuwung akibat *overtopping*.

Tabel 4.54

Karakteristik Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung Karena *Overtopping*

No	Kecamatan	Desa	Jarak Dari Bendungan	Kedalaman Max (m)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Waktu Tiba Banjir Setelah Pk 06.00 (jam)	Kecepatan (m/det)
1	Sumber	Sukorejo	0	0.5	6:00	0:00	0.3
2	Sulang	Sudo	0	2.76	6:00	0:00	9.97
3	Sulang	Karangsari	985.17	7.88	6:30	0:30	9.30
4	Kaliori	Gunungsari	2930.58	2.07	10:40	4:40	6.90
5	Sumber	Tlogotunggal	2982.35	1.23	10:50	4:50	0.36
6	Sulang	Seren	3235.04	5.98	11:10	5:10	10.50
7	Kaliori	Kuangsan	3919.92	1.40	13:40	7:40	4.90
8	Sulang	Pragu	4009.73	3.96	13:20	7:20	6.76
9	Kaliori	Sendangagung	4391.5	4.69	12:00	6:00	0.79
10	Rembang	Ngadem	4557.63	3.86	14:20	8:20	0.89
11	Kaliori	Mondoteko	4786.92	0.45	15:40	9:40	0.19
12	Kaliori	Pengkol	5134.04	1.33	15:40	9:40	3.13
13	Rembang	Ketanggi	5556.03	1.46	16:10	10:10	0.69
14	Rembang	Pulo	5843.62	5.34	16:10	10:10	23.74
15	Rembang	Waru	5868.37	5.01	15:00	9:00	20.89
16	Kaliori	Babadan	5997.8	1.71	17:10	11:10	0.83
17	Kaliori	Karangsekar	7122.94	2.21	23:10	17:10	0.47
18	Kaliori	Bogoharjo	7756.07	0.98	19:30	13:30	1.33
19	Rembang	Sumberjo	8046.91	2.28	20:00	14:00	0.68
20	Rembang	Tanjungsari	8341.75	1.51	20:30	14:30	0.91
21	Rembang	Magersari	8424.5	0.27	20:30	14:30	0.26
22	Rembang	Tasikagung	8610.72	0.34	21:20	15:20	0.20
23	Kaliori	Banyudono	8909.65	0.31	1H:6:30	1H:0:30	0.01

Sumber: Hasil Analisis, 2018

4.3. Analisis Tingkat Bahaya Bendungan

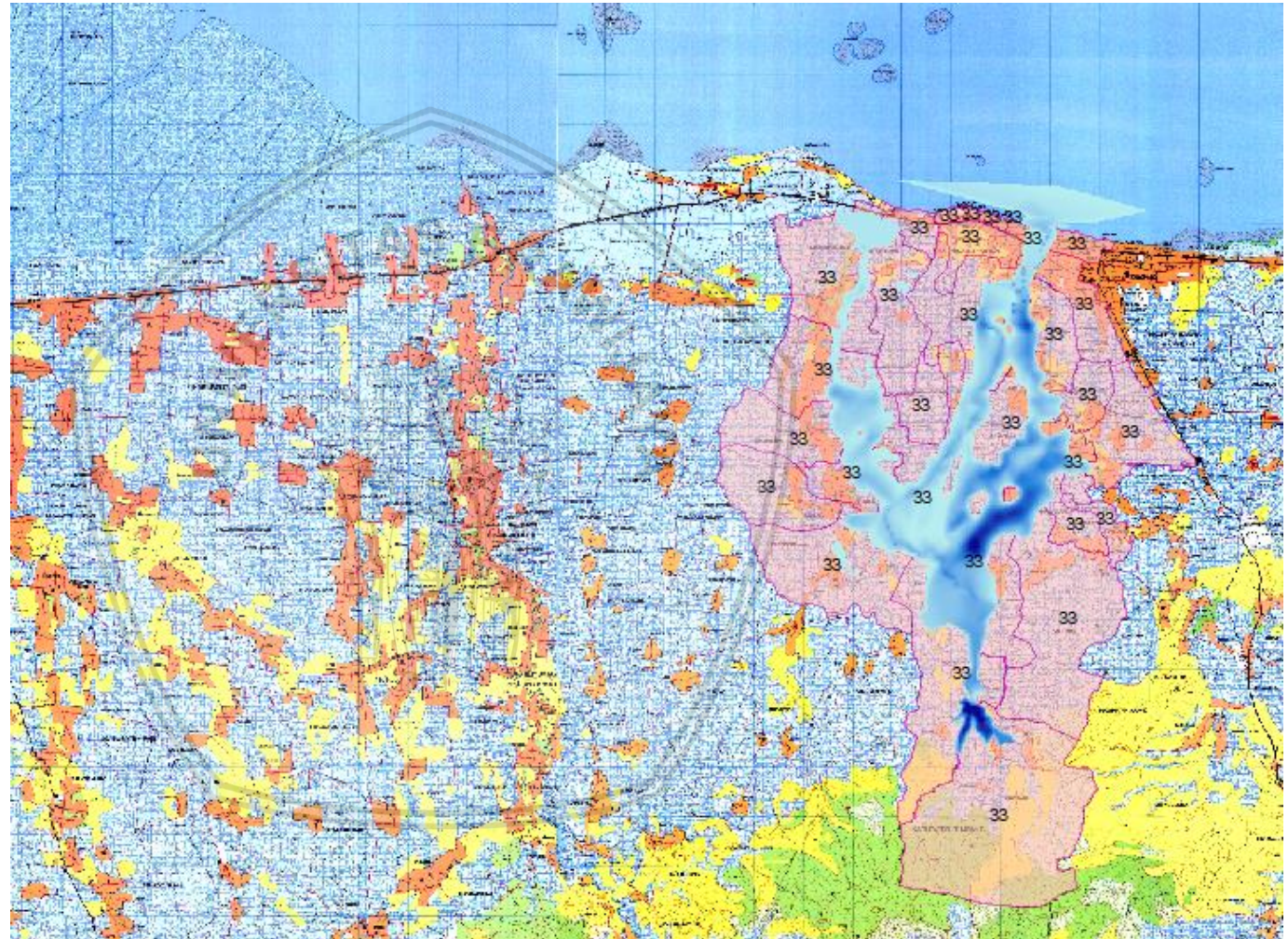
4.3.1. Pemetaan Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan

Genangan yang ditimbulkan akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung dapat menimbulkan kerugian jiwa maupun harta benda. Guna mengetahui daerah mana saja yang terkena dampak dari keruntuhan Bendungan Banyukuwung maka terlebih dahulu dilakukan pemetaan genangan banjir. Dalam analisis ini ditetapkan berdasarkan kondisi keruntuhan Bendungan Banyukuwung karena *overtopping* yang terjadi pada saat banjir 0,5PMF datang.



Gambar 4.28 Pemetaan Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung Karena *Overtopping* Dengan Citra Google Earth

Sumber: Hasil Analisis (2018)



Gambar 4.29 Sebaran Genangan Banjir pada Batass Administratif Desa Terdampak Akibat Keruntuhan Bendungan Banyuwung Karena *Overtopping* Dengan Peta RIB
Sumber: Hasil Analisis (2018)

Dari pemetaan teresbut maka dapat diketahui daerah yang terkena dampak dari banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung, yaitu:

Tabel 4.55

Desa Terkena Dampak Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Banyukuwung

Provinsi	Kabupaten	Kecamatan	Desa	
Jawa Tengah	Rembang	Sumber	Sukorejo	
			Tlogotunggal	
		Sulang	Sudo	
			Karangsari	
			Pragu	
			Seren	
			Kaliori	Kuangsan
				Gunungsari
				Sendangagung
				Karangsekar
	Babadan			
	Pengkol			
	Rembang	Bogoharjo	Banyudono	
			Mondoteko	
			Ngadem	
			Ketanggi	
			Pulo	
			Waru	
			Magersari	
			Tanjungsari	
Sumberjo				
Tasikagung				

Sumber: Hasil Analisis, 2018

4.3.2. Klasifikasi Tingkat Bahaya Bendungan

Klasifikasi Bahaya (Hazard Klasifikasi) Bendungan menurut keputusan Direktur Jenderal Sumber Daya Air Nomor : 257/KPTS/D/2011 tanggal 30 Mei 2011 mengenai Pedoman Teknis Konstruksi dan Bangunan Sipil, Klasifikasi Bahaya Bendungan, terdiri dari 4 (empat) kelas dimana pembagian kelas tersebut berdasarkan pada jumlah penduduk yang bermukim di bagian hilir bendungan yang akan terkena bencana (Penris = Penduduk Terkena Risiko).

Sistem klasifikasi tingkat bahaya sebagaimana tertuang dalam keputusan tersebut adalah sebagai berikut :

1. Tingkat Bahaya Rendah
2. Tingkat Bahaya Sedang
3. Tingkat Bahaya Tinggi

4. Tingkat Bahaya Sangat Tinggi

Penris berdasarkan kepada jumlah penduduk atau orang-orang yang berada di daerah genangan banjir di hilir bendungan dan diperoleh dari studi genangan serta dari matrik pada tabel berikut.

Tabel 4.56

Matrik Jumlah Penduduk (Jiwa) Terkena Resiko Keruntuhan Bendungan untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan

Jumlah Kumulatif PenRis (orang)	Jarak Bagian Hilir dari Bendungan (km)				
	0 – 5	0 – 10	0 – 20	0 – 30	0 – >30
0	1	1	1	1	1
1 – 100	3	3	2	2	2
101 – 1000	4	4	4	3	3
> 1000	4	4	4	4	4

Sumber: Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan, 2011

Tabel 4.57

Daftar Jumlah Penduduk Terkena Resiko

Provinsi	Kabupaten	Kecamatan	Desa	Jumlah Penduduk Total	Prosentase Penris	Jumlah Penris	Kumulatif Penris
Jawa Tengah	Rembang	Sumber	Sukorejo	1627	75%	1221	1221
			Tlogotunggal	3163	30%	949	2170
		Sulang	Sudo	1312	20%	263	2433
			Karangsari	2108	60%	1265	3698
		Kaliori	Pragu	1230	0%	0	3698
			Seren	2597	0%	0	3698
			Kuangsan	1855	10%	186	3884
			Gunungsari	3093	80%	2475	6359
			Sendangagung	4088	60%	2453	8812
			Karangsekar	1334	5%	67	8879
			Babadan	2865	0%	0	8879
			Pengkol	1798	0%	0	8879
			Bogoharjo	714	0%	0	8879
			Banyudono	6730	0%	0	8879
		Rembang	Mondoteko	4327	0%	0	8879
			Ngadem	1550	50%	775	9654
			Ketanggi	2497	20%	500	10154
			Pulo	2813	60%	1688	11842
			Waru	5092	67%	3412	15254
			Magersari	2949	5%	148	15402
Tanjungsari	0		50%	0	15402		
Sumberjo	7917		10%	792	16194		
Tasikagung	4105	20%	821	17015			

Sumber: Hasil Analisis, 2018

Dari analisis keruntuhan Bendungan Banyukuwung yang dilakukan didapatkan total penduduk terkena resiko sebesar 17015 jiwa, dengan jarak jangkauan banjir dari bendungan sejauh 9 km. Dari jumlah tersebut maka Bendungan Banyukuwung termasuk bendungan dengan klasifikasi bahaya tingkat 4 atau bahaya sangat tinggi.

Berikut merupakan tingkat zona bahaya tiap desa yang terkena dampak akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung. Berdasarkan pada grafik tinggi dan kecepatan aliran banjir yang berbahaya untuk hunian / tempat tinggal yang dibagi menjadi 3 zona yaitu zona 1 (zona bahaya rendah), zona 2 (zonabahaya sedang), zona 3 (zona bahaya tinggi).

Tabel 4.58

Klasifikasi Zona Bahaya Pada Desa Terdampak

No	Kecamatan	Desa	Jarak Dari Bendungan	Kedalaman Max (m)	Kecepatan (m/det)	Tingkat Zona Bahaya
1	Sumber	Sukorejo	0	0.5	0.3	3
2	Sulang	Sudo	0	2.76	9.97	1
3	Sulang	Karangsari	985.17	7.88	9.30	3
4	Kaliori	Gunungsari	2930.58	2.07	6.90	3
5	Sumber	Tlogotunggal	2982.35	1.23	0.36	2
6	Sulang	Seren	3235.04	5.98	10.50	3
7	Kaliori	Kuangsan	3919.92	1.40	4.90	3
8	Sulang	Pragu	4009.73	3.96	6.76	3
9	Kaliori	Sendangagung	4391.5	4.69	0.79	3
10	Rembang	Ngadem	4557.63	3.86	0.89	3
11	Kaliori	Mondoteko	4786.92	0.45	0.19	1
12	Kaliori	Pengkol	5134.04	1.33	3.13	3
13	Rembang	Ketanggi	5556.03	1.46	0.69	2
14	Rembang	Pulo	5843.62	5.34	23.74	3
15	Rembang	Waru	5868.37	5.01	20.89	3
16	Kaliori	Babadan	5997.8	1.71	0.83	3
17	Kaliori	Karangsekar	7122.94	2.21	0.47	3
18	Kaliori	Bogoharjo	7756.07	0.98	1.33	2
19	Rembang	Sumberjo	8046.91	2.28	0.68	3
20	Rembang	Tanjungsari	8341.75	1.51	0.91	2
21	Rembang	Magersari	8424.5	0.27	0.26	1
22	Rembang	Tasikagung	8610.72	0.34	0.20	1
23	Kaliori	Banyudono	8909.65	0.31	0.01	1

Sumber: Hasil Analisis, 2018

Dari tabel tersebut dapat diketahui bahwa 15 desa berada pada zona bahaya tinggi jika terjadi keruntuhan Bendungan Banyukuwung akibat *overtopping*, 4 desa berada pada zona bahaya sedang, dan 4 desa berada pada zona bahaya rendah.





BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis yang telah dilakukan serta terhadap simulasi keruntuhan Bendungan Banyukuwung dapat disimpulkan bahwa:

1. Bendungan Banyukuwung merupakan bendungan yang berlokasi di Rembang, Jawa Tengah. Dalam perencanaan hidrologinya besaran debit banjir rencana yang terjadi pada Bendungan Banyukuwung pada kala ulang 1000 dan 0.5 PMF masing-masing sebesar $140.2 \text{ m}^3/\text{det}$ dan $239.9 \text{ m}^3/\text{det}$.
2. Banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung mempunyai dampak kerugian yang besar, baik kerugian harta benda maupun kerugian jiwa. Terdapat 24 desa di 4 kecamatan pada Kabupaten Rembang yang terancam resiko banjir akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung saat kondisi *overtopping*, yaitu Desa Sukorejo, Desa Tlogotunggal, Desa Sudo, Desa Karang Sari, Desa Pragu, Desa Seren, Desa Kuangsan, Desa Gunungsari, Desa Sedangagung, Desa Karangsekar, Desa Babadan, Des Pengkol, Desa Bogoharjo, Desa Banyudono, Desa Mondoteko, Desa Ngadem, Desa Ketanggi, Desa Pulo, Desa Waru, Desa Magersari, Desa Tanjung Sari, Desa Sumberjo, dan Desa Tasikagung.
3. Keruntuhan Bendungan Banyukuwung disebabkan oleh *overtopping* dan *piping*. Akibat dari keruntuhan tersebut adalah terjadinya banjir besar pada daerah bagian hilir Bendungan Banyukuwung. Tinggi genangan banjir yang terjadi akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung bervariasi tergantung dari penyebab keruntuhan. Pada simulasi keruntuhan Bendungan Banyukuwung, tinggi genangan banjir maksimum yang terjadi pada alur sungai bagian hilir pada kondisi *overtopping*, *piping* tengah saat MAB, dan *piping* bawah saat MAB merupakan tinggi genangan banjir yang paling besar, yaitu sebesar 7,95 m.
4. Bendungan Banyukuwung yang berpotensi terjadi *overtopping* menjadi ancaman bagi daerah di bagian hilir bendungan itu. Terdapat 23 desa dengan jumlah 17.015 jiwa penduduk terkena resiko akibat keruntuhan Bendungan Banyukuwung, dengan jarak jangkauan banjir dari bendungan sejauh 9 km. Sesuai dengan tabel hubungan jumlah penduduk terkena resiko dan jarak jangkauan banjir dari bendungan, maka Bendungan

Banyuwangi termasuk bendungan dengan klasifikasi bahaya tingkat 4 atau bahaya sangat tinggi.

5.2 Saran

Untuk mendapatkan tingkat akurasi yang tinggi dari hasil perhitungan program HEC-RAS 5.0.3 perlu dilakukan perbandingan dengan hasil yang ada pada metode lain atau aplikasi lainnya. Parameter keruntuhan bendungan yang digunakan sebagai data masukan sangat berpengaruh terhadap analisis, oleh karena itu dalam penentuan nilai parameter tersebut harus dilakukan secermat mungkin.



DAFTAR PUSTAKA

- Aniskurlillah, S.G, Asmaranto, R, Juwono, P.T. 2013. *Analisa Keruntuhan Bendungan Muka Kuning Batam Menggunakan Aplikasi Zhong Xing HY21. Jurnal Pengairan.*
- Anonim. ---. *Bendungan Banyuwung.* <http://rembangfokus.blogspot.co.id/2015/03/waduk-banyuwung-rembang.html>. (diakses 17 November 2017).
- Anonim. ---. *Pembagian Tipe Bendungan.* <http://digilib.unila.ac.id/10710/16/BAB%20II.pdf>. (diakses 5 Januari 2018).
- Anonim. 2011. *Hujan Rerata Daerah.* <https://insinyurpengairan.wordpress.com/2011/04/10/13/>. (diakses 20 November 2017).
- Asdak, Chay. 2002. *Hidrologi dann Pengelolaan Daerah Aliran Sungai.* Yogyakarta: Gajah Mada University Press
- Asmaranto, Runi. 2015. *Safety Inspection of Prijetan Dam. ICWRDEP (The 1st Young Scientist International Conference of Water Resources Development and Environmental Protection).*
- Bisri, Mohammad. 2016. *Bangunan Air.* <https://muhbisri.wordpress.com/2016/03/28/bangunan-air/>. (diakses 18 Januari 2018).
- Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Pengairan. 1999. *Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume 2 Analisis Hidrologi.* Jakarta.
- Harto, Sri BR. 2009. *Analisa Hidrologi.* Yogyakarta: Biro Penerbit Keluarga Mahasiswa UGM
- Istiarto. 2014. *Dam Breach Analysis.* Yogyakarta: JTSL FT UGM.
- Kementerian Dalam Negeri Direktorat Jenderal Bina Pemerintahan Desa. ---. *Jumlah Penduduk dan Kepala Keluarga.* http://prodeskel.binapemdes.kemendagri.go.id/gjpenduduk_detil/. (diakses 28 Agustus 2018).
- Kementerian Pekerjaan Umum. 1997. *Keamanan Bendungan.* Jakarta.
- Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia Nomor 27. 2015. *Bendungan.* Jakarta
- Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air. 2011. *Klasifikasi Bahaya Bendungan.* Jakarta
- Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air. 2012. *Peta Isohit PMP Jawa Tengah Lembar 3.* Jakarta.
- Limantara, Lily M.2010. *Hidrologi Praktis.* Bandung: Lubuk Agung
- Murtiwiyanto. 1988. *Metode Perhitungan Penelusuran Banjir.* ---.

- Putranto, Danan, dkk. 2017. *Kajian Hidraulika Pelimpah Bendungan Ladongi Kabupaten Kaloka Timur dengan Uji Model Fisik Skala 1: 50*. Jurnal Pengairan.
- Rachmadan, L.C, Asmaranto, R, Juwono, P.T. 2013. *Analisa Keruntuhan Bendungan Alam Way Ela dengan Menggunakan Program Zhong Xing HY21*. Jurnal Pengairan.
- SNI 2415. 2016. *Tata Cara Perhitungan Debit Banjir Rencana*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Soediby. 2003. *Teknik Bendungan*. Banjarnegara: PT. Pradnya Paramita.
- Soemarto, C.D. *Hidrologi teknik*. 1986. Surabaya: Usaha Nasional.
- Soemarto, C.D. *Hidrologi teknik*. 1995. Jakarta: Erlangga.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*. Bandung: Nova
- Sosrodarsono, Suyono dan Takeda K 1976 Editor. 1997. *Bendungan Tipe Urugan*. Jakarta: Pradnya Paramita Jakarta
- Sosrodarsono, Suyono dan Takeda Kensaku. 2003. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Suripin. 2003. *Buku Ajar Hidrolika*. Semarang: Jurusan Teknik Sipil FT Undip.
- Triatmodjo, Bambang. 2010. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.
- US Army Corps of Engineers Hydrolic Engineering Center. 2016. *HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. U.S. Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center (CEIWR-HEC) 609 Second Street Davis, CA 95616-4687.
- US Army Corps of Engineers Hydrolic Engineering Center. 2016. *HEC-RAS River Analysis System User's Manual Version 5.0*. U.S. Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center (CEIWR-HEC) 609 Second Street Davis, CA 95616-4687.
- US Army Corps of Engineers Hydrolic Engineering Center. 2014. *Using HEC-RAS for Dam Break Studies*. U.S. Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center (CEIWR-HEC) 609 Second Street Davis, CA 95616-4687.