

**STUDI PENANGGULANGAN BANJIR SUNGAI SERANG WELAHAN
DRAINASE (SWD) 2 DI KABUPATEN KUDUS DAN JEPARA
PROVINSI JAWA TENGAH**

**SKRIPSI
TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2018**

LEMBAR PENGESAHAN

STUDI PENANGGULANGAN BANJIR SUNGAI SERANG WELAHAN
DRAINASE (SWD) 2 DI KABUPATEN KUDUS DAN JEPARA
PROVINSI JAWA TENGAH

SKRIPSI

TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR

Diajukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



MUNFARID
NIM. 135060400111035

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 5 Juni 2018

Dosen Pembimbing I

Dian Sisinggih, ST., MT., Ph. D.
NIP. 197011191999512 1 001

Dosen Pembimbing II

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

Mengetahui,

Ketua Jurusan/Ketua Program Studi

Dr. Ir. Ussy Andawayanti, MS.
NIP. 19610131 198609 2 001



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 perundangan undangan yang berlaku.

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

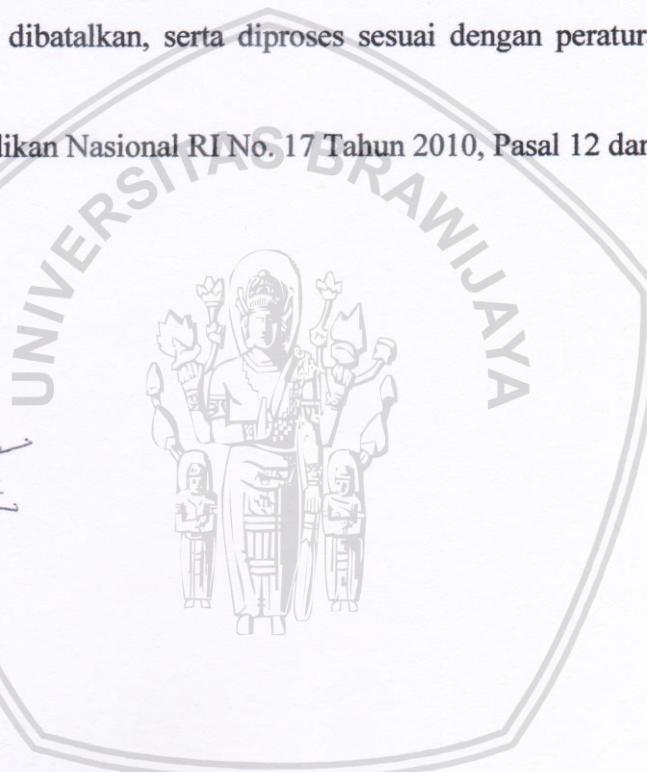
Malang, 5 Juni 2018

Mahasiswa,



Munfarid

NIM. 135060400111035





UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM SARJANA

SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 49 /UN10.F07.14.11/TU/2018

Sertifikat ini diberikan kepada :

MUNFARID

Dengan Judul Skripsi :

STUDI PENANGGULANGAN BANJIR SUNGAI SERANG WELAHAN DRAINASE (SWD) 2 DI
KABUPATEN KUDUS DAN JEPARA PROVINSI JAWA TENGAH

Telah dideteksi tingkat plagiasisnya dengan kriteria toleransi $\leq 20\%$, dan
dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal 03 JULI 2018

Ketua Jurusan Teknik Pengairan



Ketua Program Studi S1 Teknik Pengairan

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

KATA PENGANTAR

Teriring rasa syukur kehadirat Allah SWT atas segala rahmat, taufiq dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan skripsi ini dengan judul “Studi Penanggulangan Banjir Sungai Serang Welahan Drainase (SWD) 2 di Kabupaten Kudus dan Jepara Provinsi Jawa Tengah”. Penulisan skripsi ini diajukan untuk memenuhi salah satu syarat kelulusan dalam jenjang perkuliahan Strata-1 di Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang.

Dalam kesempatan ini penulis mengucapkan rasa hormat dan terima kasih kepada:

1. Ibu Dr. Ussy Andawayanti, ST., MT., selaku Kepala Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya dan Dosen Pembimbing Akademik yang telah memberikan arahan, motivasi dan dukungan selama penulis menempuh perkuliahan.
2. Bapak Dian Sisinggih, ST., MT., Ph.D dan Bapak Ir. Dwi Priyantoro, MS., selaku Dosen Pembimbing yang telah memberikan banyak masukan, saran dan arahan dalam penggeraan skripsi ini.
3. Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT. dan Ir. Bapak Suwanto Marsudi, MS., selaku Dosen Penguji yang telah berkenan menguji dan memberikan masukan yang bermanfaat dalam penyelesaian skripsi ini.
4. Kedua orang tua tercinta dan keluarga yang selalu merestui dan memberikan semangat baik secara moril dan materil serta senantiasa mendoakan penulis tanpa pamrih.
5. Teman-teman seperjuangan khususnya teman-teman Teknik Pengairan 2013 dan alumni teknik pengairan untuk seluruh doa, dukungan dan masukan dalam penggeraan skripsi ini.
6. Semua pihak terkait yang tidak dapat disebutkan satu per satu.

Penulis menyadari bahwa dalam penyelesaian skripsi ini masih terdapat kekurangan dan jauh dari kesempurnaan dikarenakan keterbatasan pengetahuan serta pengalaman yang dimiliki penulis. Semoga karya tulis ini dapat memberikan manfaat bagi kita semua.

Malang, April 2018

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan



DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	2
1.3 Rumusan Masalah	2
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Tujuan.....	3
1.6 Manfaat.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Analisis Hidrologi	5
2.1.1 Analisis Curah Hujan Daerah.....	5
2.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan	7
2.1.3 Analisis Frekuensi	11
2.1.4 Intensitas Hujan	20
2.1.5 Distribusi Hujan dengan <i>Alternating Black Method</i> (ABM).....	21
2.1.6 Koefisien Pengaliran (<i>Run-Off Coefficient</i>)	22
2.1.7 Analisis Debit Banjir Rancangan	22
2.1.7.1 Kriteria Perencanaan Penentuan Kala Ulang Banjir	22
2.1.7.2 Hidrograf Satuan Sintesis	23
2.2 Pasang Surut Air Laut	26
2.3 Analisis Hidraulika.....	26
2.3.1 Progam Aplikasi HEC-RAS Versi 4.1	27
2.3.2 Model Matematik Hidraulika Aliran	27

2.3.3 Koefisien Kehilangan Tinggi Energi.....	28
2.3.4 Kondisi Batas (<i>Boundary Conditions</i>)	31
2.4 Upaya Penanggulangan Banjir	32
2.4.1 Tinjauan Umum.....	32
2.4.2 Tindakan Fisik (<i>Structural Measures</i>)	33
2.4.3 Tindakan Non Fisik (<i>Non Structural Measures</i>)	35
2.5 Analisis Perencanaan Teknis Penanggulangan Banjir	36
2.5.1 Perbaikan Alur Sungai atau Normalisasi	36
2.5.2 Perencanaan Tanggul	38
2.5.2.1 Tanggul Urugan Tanah	39
2.5.2.2 Tanggul Dinding Penahan (<i>Retaining Wall</i>).....	43
2.6 Analisis Stabilitas Lereng Tanggul	53
2.6.1 Stabilitas Tanggul Urugan Tanah.....	53
2.6.2 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan (<i>Retaining Wall</i>)	61
BAB III METODOLOGI KAJIAN	67
3.1 Satuan Wilayah Sungai Jratunseluna	67
3.2 Sistem Sungai Serang Lusi Juana (Seluna)	68
3.3 Lokasi Studi.....	70
3.3.1 Karakteristik Lingkungan Fisik Wilayah Studi	71
3.3.1.1 Administratif	71
3.3.1.2 Geologi Regional dan Stratigrafi	71
3.3.1.3 Jenis Tanah dan Morfologi Sungai	73
3.3.1.4 Klimatologi dan Hidrologi	73
3.3.1.5 Topografi	74
3.3.1.6 Tata Guna Lahan.....	74
3.3.1.7 Kondisi dan Permasalahan Lingkungan	74
3.4 Data pendukung Studi	75
3.5 Langkah-langkah Pengerjaan Studi	76
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN	79
4.1 Analisis Hidrologi	79
4.1.1 Penyiapan Data.....	79
4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan Tahunan	79
4.1.3 Analisis Hujan Rerata Daerah	87

4.1.4	Uji <i>Outlier</i> Data Hujan Subdas Tunggul	96
4.1.5	Analisis Frekuensi Metode Distribusi Log Pearson Tipe III.....	97
4.1.6	Uji Kesesuaian Distribusi	99
4.1.7	Koefisien Pengaliran (<i>Run-Off Coefficient</i>)	101
4.1.8	Intensitas Hujan	101
4.1.9	Distribusi Hujan dengan <i>Alternating Block Method</i> (ABM).....	102
4.1.10	Analisis Debit Banjir Rancangan	103
4.2	Pasang Surut Air Laut	116
4.3	Analisis Hidraulika.....	117
4.3.1	Penyusunan Model Hidraulika dengan menggunakan Progam Aplikasi HEC-RAS versi 4.1.....	117
4.3.2	Input Data Geometri	117
4.3.3	Input Data Aliran Tidak Permanen (<i>Unsteady Flow</i>)	118
4.3.4	Hasil <i>Running</i> HEC-RAS Kondisi Eksisting $Q_{50\text{th}}$	120
4.3.5	Kalibrasi Model HEC-RAS	121
4.4	Analisis Perencanaan Teknis Penanggulangan Banjir	122
4.4.1	Perencanaan Perbaikan Desain Penampang Sungai atau Normalisasi.....	122
4.4.2	Perencanaan Tanggul.....	124
4.4.3	Hasil <i>Running</i> HEC-RAS Kondisi Setelah Penanggulangan Banjir $Q_{50\text{th}}$	125
4.5	Stabilitas Tanggul.....	126
4.5.1	Stabilitas Tanggul Urugan Tanah	127
4.5.2	Stabilitas Tanggul Dinding Penahan (<i>Retaining Wall</i>)	144
	BAB V KESIMPULAN	159
5.1.	Kesimpulan	159
5.2.	Saran	160

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

Halaman ini sengaja dikosongkan



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
	Tabel 2.1 Nilai K_n untuk Uji <i>Outlier</i>	10
	Tabel 2.2 Parameter Statistik untuk menentukan Jenis Distrbusi.....	13
	Tabel 2.3 Distribusi Normal (luasan di bawah kurva dari 0 sampai z)	14
	Tabel 2.4 Tabel Distribusi Pearson Tipe III (nilai K).....	15
	Tabel 2.5 Y_n , S_n dan Y_T Gumbel	17
	Tabel 2.6 Distribusi Chi-Square	19
	Tabel 2.7 Nilai Kritis (Δ_{cr}).....	20
	Tabel 2.8 Koefisien Pengaliran didasarkan pada Tata Guna Lahan	22
	Tabel 2.9 Kriteria Pemilihan Kala Ulang Banjir Rancangan	23
	Tabel 2.10 Nilai Koefisen Kekasaran (<i>Manning</i>)	29
	Tabel 2.11 Koefisien Kontraksi dan Ekspansi	31
	Tabel 2.12 Hubungan Debit Banjir Rancangan dengan Tinggi Jagaan.....	41
	Tabel 2.13 Hubungan Debit Banjir Rancangan dengan Lebar Mercu Tanggul	41
	Tabel 2.14 Sudut-sudut Petunjuk	55
	Tabel 2.15 Angka Aman Minimum dalam Tinjauan Stabilitas Lereng sebagai Fungsi dari Tegangan	58
	Tabel 2.16 Percepatan Gempa Dasar untuk Berbagai Periode Ulang	59
	Tabel 2.17 Faktor Koreksi Pengaruh Jenis Tanah Setempat	59
	Tabel 2.18 Pertimbangan Pemakaian Persamaan Kapasitas Dukung Tanah	63
	Tabel 2.19 Faktor Kapasitas Dukung (Meyerhof, 1963)	64
	Tabel 2.20 Faktor Bentuk Fondasi (Meyerhof, 1963)	65
	Tabel 2.21 Faktor Bentuk Kedalaman Fondasi (Meyerhof, 1963)	65
	Tabel 2.22 Faktor-faktor Kemiringan Beban (Meyerhof, 1963)	65
	Tabel 3.1 Data-data yang dibutuhkan	75
	Tabel 3.2 Langkah Pengerjaan Studi	76
	Tabel 4.1 Data Hujan Tahunan yang berpengaruh pada DAS SWD 2	80
	Tabel 4.2 Uji Kurva Massa Ganda Hujan Tahunan Stasiun Hujan Bate	80
	Tabel 4.3 Uji Kurva Massa Ganda Hujan Tahunan Stasiun Hujan Bate setelah dikoreksi	81

Tabel 4.4 Uji Stasioner Hujan Tahunan Stasiun Hujan yang berpengaruh di DAS SWD 2	83
Tabel 4.5 Uji Stasioner dengan Uji F Stasiun Hujan yang berpengaruh di DAS SWD 2	83
Tabel 4.6 Uji Stasioner dengan Uji T Stasiun Hujan yang berpengaruh di DAS SWD 2	84
Tabel 4.7 Perhitungan Uji Persistensi Stasiun Hujan Bate.....	86
Tabel 4.8 Anak-anak Sungai SWD 2	87
Tabel 4.9 Perhitungan Koefisien Thiessen DAS SWD 2	89
Tabel 4.10 Perhitungan Hujan Harian Rerata Daerah Maksimum Tahunan	90
Tabel 4.11 Perhitungan Hujan Harian Rerata Daerah Maksimum Tahunan setelah dikoreksi	92
Tabel 4.12 Perhitungan Hujan Harian Rerata Daerah Maksimum Tahunan Subdas Tunggul	94
Tabel 4.13 Rekapitulasi Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan Subdas Tunggul ...	96
Tabel 4.14 Perhitungan Uji <i>Outlier</i> Subdas Tunggul	96
Tabel 4.15 Perhitungan Analisis Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III Subdas Tunggul	91
Tabel 4.16 Perhitungan Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III Subdas Tunggul	98
Tabel 4.17 Interpolasi Nilai G Metode Log Pearson Tipe III Subdas Tunggul	98
Tabel 4.18 Penentuan Interval Kelas Uji Chi-Square Subdas Tunggul	99
Tabel 4.19 Perhitungan Uji Chi-Square Subdas Tunggul	99
Tabel 4.20 Perhitungan Metode Smirnov-Kolmogorof Subdas Tunggul	100
Tabel 4.21 Perhitungan Intensitas Hujan Metode Mononobe	102
Tabel 4.22 Distribusi Hujan Metode ABM (Subdas Tunggul)	102
Tabel 4.23 Distribusi Hujan Metode ABM untuk Berbagai Kala Ulang (Subdas Tunggul)	103
Tabel 4.24 Ordinat HSS Gama 1 Subdas Tunggul	105
Tabel 4.25 Perhitungan Debit Banjir Rancangan $Q_{2\text{th}}$ Subdas Tunggul	107
Tabel 4.26 Perhitungan Debit Banjir Rancangan $Q_{5\text{th}}$ Subdas Tunggul.....	108
Tabel 4.27 Perhitungan Debit Banjir Rancangan $Q_{10\text{th}}$ Subdas Tunggul	109
Tabel 4.28 Perhitungan Debit Banjir Rancangan $Q_{25\text{th}}$ Subdas Tunggul	110
Tabel 4.29 Perhitungan Debit Banjir Rancangan $Q_{50\text{th}}$ Subdas Tunggul	111

Tabel 4.30 Rekapitulasi debit banjir rancangan metode Gama 1 Subdas Tunggul	112
Tabel 4.31 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Maksimum masing-masing Subdas ..	113
Tabel 4.32 Input Data Aliran Tidak Permanen (<i>Unsteady Flow</i>) Sungai SWD 2.....	119
Tabel 4.33 Debit Aliran Dasar sebagai <i>Input</i> Data pada <i>Initial Condition</i>	119
Tabel 4.34 <i>Cross Section</i> yang berdampak Banjir Hasil <i>Running</i> Progam HEC-RAS 4.1 pada Kondisi Eksisting	121
Tabel 4.35 Rekapitulasi Rencana Tanggul Urugan Tanah dan Tanggul Dinding Penahan / <i>Retaining Wall</i>	125
Tabel 4.36 Persamaan Garis Depresi Tanggul Kiri Patok 161 (STA 4+800)	128
Tabel 4.37 Persamaan Garis Depresi Tanggul Kiri Patok 161 (STA 4+800) dengan Drainase Kaki	130
Tabel 4.38 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong tanpa Gempa	136
Tabel 4.39 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong dengan Gempa	137
Tabel 4.40 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh tanpa Gempa	138
Tabel 4.41 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh dengan Gempa	140
Tabel 4.42 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi <i>Rapid Drawdown</i> tanpa Gempa	142
Tabel 4.43 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi <i>Rapid Drawdown</i> dengan Gempa	143
Tabel 4.44 Rekapitulasi Stabilitas Lereng Tanggul Urugan Tanah Patok 161 (STA 4+800)	144
Tabel 4.45 Perhitungan Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong tanpa Gempa	149
Tabel 4.46 Perhitungan Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong dengan Gempa	150
Tabel 4.47 Perhitungan Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh tanpa Gempa	151
Tabel 4.48 Perhitungan Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh dengan Gempa	152

Tabel 4.49 Rekapitulasi Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Terhadap Guling	157
Tabel 4.50 Rekapitulasi Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Terhadap Geser	157
Tabel 4.51 Rekapitulasi Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Terhadap Daya Dukung Tanah	157

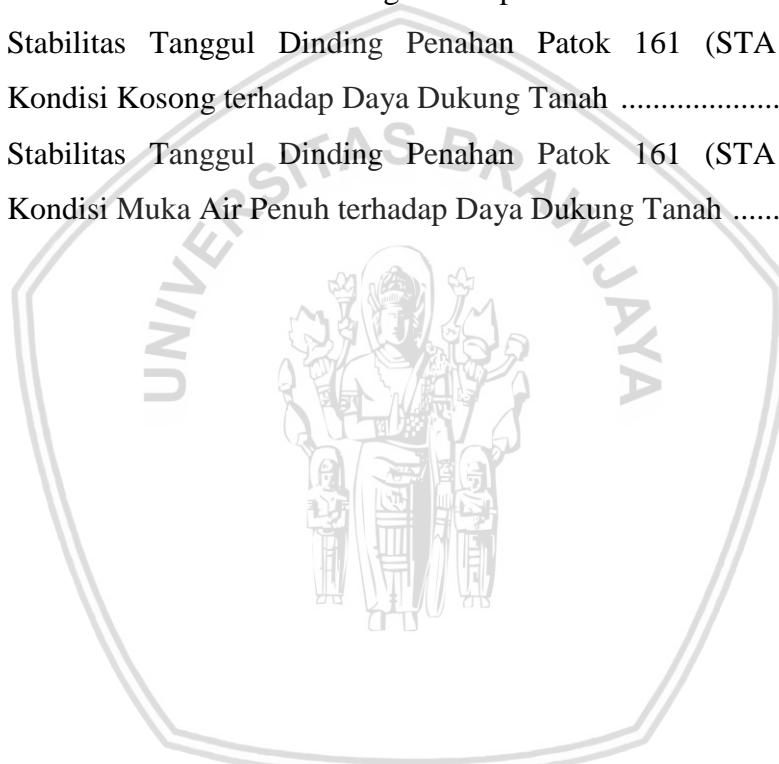


DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
	Gambar 2.1 Contoh Penggambaran Metode Aritmatik	5
	Gambar 2.2 Contoh Penggambaran Metode <i>Thiessen</i>	6
	Gambar 2.3 Contoh Penggambaran Metode <i>Isohyet</i>	7
	Gambar 2.4 Kurva Massa Ganda	8
	Gambar 2.5 Hidrograf Satuan Sintetik Gamma I	24
	Gambar 2.6 Rencana Perbaikan dan Pengaturan Sungai untuk Penanggulangan Banir secara Menyeluruh	34
	Gambar 2.7 Penampang Saluran Trapesium.....	36
	Gambar 2.8 Nama Bagian Tanggul	39
	Gambar 2.9 Tanggul Pasangan Batu	39
	Gambar 2.10 Tanggul Pemisah.....	40
	Gambar 2.11 Beberapa Penampang Tanggul Sungai di Indonesia	40
	Gambar 2.12 Perkuatan Lereng	42
	Gambar 2.13 Peningkatan Tanggul	42
	Gambar 2.14 Berbagai Tipe Tanggul Dinding Penahan.....	44
	Gambar 2.15 Estimasi Awal Dimensi Dinding Penahan	44
	Gambar 2.16 Tekanan Tanah Lateral	46
	Gambar 2.17 Kelongsoran ditinjau dari Teori Coulomb	48
	Gambar 2.18 Diagram Tekanan Air di sekeliling Dinding Penahan	49
	Gambar 2.19 Gaya Tekan Air ke Atas.....	50
	Gambar 2.20 Panjang <i>Creep Line</i>	51
	Gambar 2.21 Garis Depresi Bendungan Homogen (Sesuai dengan Garis Parabola)	53
	Gambar 2.22 Hubungan antara Sudut Bidang Singgung (α) dengan $\frac{\Delta\alpha}{\alpha + \Delta\alpha}$	54
	Gambar 2.23 Gradien Rembesan	55
	Gambar 2.24 Posisi Titik Busur Longsor Kritis oleh <i>Fellenius</i>	56
	Gambar 2.25 Metode irisan bishop yang disederhanakan; (a) gaya – gaya yang bekerja pada irisan nomor n, (b) poligon gaya untuk keseimbangan	57
	Gambar 2.26 Variasi $m_{\alpha(n)}$ dengan $\tan \phi / F_s$ dan α_n	57

Gambar 2.27	Peta Sumber dan Bahaya Gempa Bumi Indonesia Tahun 2017	60
Gambar 2.28	Jenis-jenis Keruntuhan Dinding Penahan	61
Gambar 2.29	Diagram Pengaruh Eksentrisitas pada Fondasi	66
Gambar 3.1	Peta Wilayah Sungai Jratunseluna	67
Gambar 3.2	Skema Sungai Seluna	68
Gambar 3.3	Peta lokasi studi.....	70
Gambar 3.4	Peta Fisiografi Jawa Tengah dan Jawa Timur.....	71
Gambar 3.5	Peta Geologi Regional Kabupaten Kudus	72
Gambar 3.6	Peta Jenis Tanah Wilayah Sungai Jratunseluna	73
Gambar 3.7	Peta Topografi Wilayah Sungai Jratunseluna	74
Gambar 3.8	Diagram Alir Penggerjaan HEC-RAS.....	77
Gambar 3.9	Diagram Alir Penggerjaan Perencanaan Teknis upaya Penanggulangan Banjir (Normalisasi + Tanggul)	78
Gambar 4.1	Hubungan Kumulatif Hujan Tahunan Stasiun Hujan Pembanding dan Stasiun Hujan Bate Eksisting	81
Gambar 4.2	Hubungan Kumulatif Hujan Tahunan Stasiun Hujan Bate Terkoreksi....	82
Gambar 4.3	Peta Poligon <i>Thiessen</i> Daerah Tangkapan Sungai SWD 2 (tanpa skala)	88
Gambar 4.4	Distribusi Hujan Metode ABM	103
Gambar 4.5	Grafik HSS Gama 1 Subdas Tunggul	113
Gambar 4.6	Skema Debit Rencana Sungai Utama SWD 2.....	115
Gambar 4.7	Grafik pengukuran pasang surut air laut di hilir muara sungai SWD 2	116
Gambar 4.8	Skema Alur Sungai SWD 2 pada progam HECRAS v.4.1	117
Gambar 4.9	<i>Long Section</i> Muka Air Maksimum Sungai SWD 2 dengan Q_{50th} Hasil Running HEC-RAS Kondisi Eksisting	120
Gambar 4.10	Bentuk Potongan Penampang Melintang Rencana Patok 170 (STA 3+800)	123
Gambar 4.11	<i>Long Section</i> Muka Air Maksimum Sungai SWD 2 dengan Q_{50th} Hasil Running HEC- RAS Kondisi setelah Penanganan	125
Gambar 4.12	Desain Rencana Tipikal Penampang Sungai Patok 161 (STA 4+800)	126
Gambar 4.13	Formasi Garis Depresi Tanggul Kiri Patok 161 (STA 4+800) Sesuai Garis Parabola	128
Gambar 4.14	Formasi Garis Tanggul Depresi Kiri Patok 161 (STA 4+800) dengan Drainase Kaki	130

Gambar 4.15 Formasi Garis Tanggul Depresi dengan Jaring Trayektori Patok 161 (STA 4+800).....	131
Gambar 4.16 Stabilitas Lereng Tanggul Urugan Tanah Patok 161 (STA 4+800)	135
Gambar 4.17 Desain Rencana Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800).....	146
Gambar 4.18 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong	146
Gambar 4.19 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh tanpa Gempa	147
Gambar 4.20 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh dengan Gempa	147
Gambar 4.21 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong terhadap Daya Dukung Tanah	148
Gambar 4.22 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh terhadap Daya Dukung Tanah	148



Halaman ini sengaja dikosongkan



DAFTAR LAMPIRAN

No.	Judul
Lampiran 1	Rekapitulasi Analisis Hidrologi Anak Sungai SWD 2
Lampiran 2	Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat No. 28 Tahun 2015.
Lampiran 3	Data Pasang Surut Muara Sungai SWD 2
Lampiran 4	Input Data Geometri Sungai SWD 2
Lampiran 5	Hasil Simulasi HEC-RAS Kondisi Eksisting
Lampiran 6	Hasil Simulasi HEC-RAS Kondisi setelah Penanganan
Lampiran 7	Peta Daerah Terdampak Banjir Sungai SWD 2
Lampiran 8	Peta Situasi Sungai SWD 2
Lampiran 9	Gambar <i>Cross Section</i> Rencana setelah Penanganan
Lampiran 10	Spesifikasi Tanggul Dinding Penahan (<i>Retaining Wall</i>) Shutta Bloc™

Halaman ini sengaja dikosongkan



RINGKASAN

Munfarid, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, April 2018, *Studi Penanggulangan Banjir Sungai Serang Welahan Drainase (SWD) 2 di Kabupaten Kudus dan Jepara Provinsi Jawa Tengah*, Dosen Pembimbing: Dian Sisinggih dan Dwi Priyantoro.

Sungai SWD 2 merupakan sungai dengan panjang sekitar kurang lebih 23 km, yang termasuk dalam sistem sungai Serang Lusi Juana (Seluna) dan dalam lingkup Wilayah Sungai Jratuseluna. Sungai SWD 2 berkaitan erat dengan terjadinya banjir akibat kapasitas pengaliran yang tidak mampu untuk menampung debit banjir yang terjadi sehingga adanya ketidakseimbangan antara inflow yang masuk ke sistem Sungai SWD 2 dengan outflow yang keluar menuju Sungai SWD 2.

Dalam studi ini tahap awal dilakukan dengan analisis hidrologi untuk menghitung besarnya debit banjir rancangan pada masing-masing anak sungai sebagai input debit ke Sungai SWD 2. Selanjutnya dilakukan analisis hidraulika untuk mengetahui kondisi eksisting ruas-ruas daerah yang terdampak akibat banjir dengan debit banjir kala ulang 50 tahun sebesar $1336.06 \text{ m}^3/\text{dt}$ menggunakan program aplikasi HEC-RAS 4.1. Tahap berikutnya dilakukan usaha penanggulangan banjir dengan perbaikan alur sungai atau normalisasi dan perencanaan tanggul. Dalam perencanaan tanggul dibagi menjadi 2 tipe yaitu tanggul urugan tanah dan tanggul dinding penahan. Untuk analisis stabilitas lereng tanggul urugan tanah, menggunakan metode Bishop dengan kemiringan lereng 1:2. Sedangkan untuk analisis tanggul dinding penahan, menggunakan kontrol stabilitas terhadap guling, geser dan daya dukung tanah.

Berdasarkan analisis dan perencanaan yang telah dilakukan dalam upaya penanggulangan banjir dengan normalisasi dan perencanaan tanggul di Sungai SWD 2 didapatkan kondisi keseluruhan dari bagian ruas-ruas di Sungai SWD 2 dapat menampung debit banjir rancangan kala ulang 50 tahun.

Kata kunci: Banjir, HEC-RAS, Normalisasi, Tanggul, Stabilitas Tanggul

Halaman ini sengaja dikosongkan



SUMMARY

Munfarid, Departement of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, in April 2018, *Study of Flood Countermeasures of Serang Welahan Drainage (SWD) 2 River in Regions of Kudus and Jepara Province of Central Java*, Academic Supervisor: Dian Sisinggih dan Dwi Priyantoro.

SWD 2 River which has approximately 23 km in lengths, is included in the river system of Serang Lusi Juana (Seluna) and within the scope of the Jratuseluna River Region. SWD 2 River is closely related to the occurrence of flooding due to imbalance between inflow into the SWD 2 River system with the outflow out towards SWD 2 River.

In this study, the initial phase is done by hydrological analyzing to calculate the amount of flood discharge design in each tributary as input of discharges to SWD 2 River. Furthermore, hydraulic analysis is done to know the existing condition of the sections, flood-affected areas within 50 years at $1336.06 \text{ m}^3/\text{s}$ of flood discharge using the HEC-RAS 4.1 application program. The next stage is preparing efforts to undertake flood prevention by improving the river channel or executing normalization and having levee's constructions. The levees planning is divided into 2 types, those are named soil levees and retaining walls. For analyzing the stability of the soil levees slope, using the Bishop method with a slope of 1:2. As for analyzing the retaining wall barrier, using against bolsters control stability, shear and soil bearing capacity.

Based on the analysis and planning that has been done in flood prevention effort with normalization and planning of levee in SWD 2 River it is found that the overall condition of the segment section in SWD 2 River can accommodate the flood discharge of 50 years re-design draft.

Keywords: Flood, HEC-RAS, Normalization, Levee, Levee Stability

Halaman ini sengaja dikosongkan



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Air yang berada di daratan bergerak mengisi ruang pada suatu bagian berupa cekungan yang memanjang (sungai atau saluran) maupun cekungan yang melebar (danau atau waduk). Pada bagian cekungan yang memanjang (sungai atau saluran) umumnya lahan di sekitarnya memiliki tanah yang sangat subur atau disebut dataran banjir (*floodplain*). Pada lahan ini memiliki jenis tanah yang subur dan berpotensi untuk dimanfaatkan sebagai budidaya maupun kegiatan usaha lainnya. Namun seiring berjalannya waktu, selain memberikan manfaat juga berpotensi memberikan resiko terhadap terjadinya suatu bencana ketika air yang mengalir melebihi kapasitas tampungan pada sungai atau saluran sehingga air tersebut meluap dan menyebabkan banjir di sekitarnya serta menimbulkan daya rusak akibat arus air yang mengalir cukup besar atau disebut dengan bencana banjir.

Pada bagian dari kegiatan pengairan bidang pembinaan atas pemanfaatan serta pengaturan air dan sumber-sumber air menurut Undang-undang No. 11 Tahun 1974 tentang Pengairan salah satunya adalah melakukan pengamanan dan atau pengendalian daya rusak air terhadap daerah-daerah sekitarnya. Bencana banjir merupakan salah satu daya rusak air, sehingga perlu adanya suatu pengendalian banjir untuk mengurangi dampak kerugian bagi masyarakat.

Daerah lokasi studi Sungai Serang Welahan Drainase (SWD) 2 berada pada Kabupaten Kudus dan Jepara, Provinsi Jawa Tengah. Sungai SWD 2 termasuk dalam sistem Sungai Serang Lusi Juana (Seluna) dan berada dalam Wilayah Sungai Jratunseluna. Bencana banjir sering terjadi di Sungai SWD 2 sehingga perlu segera adanya penanganan dalam kaitan peningkatan kualitas lingkungan hidup bagi masyarakat dan penanggulangan lahan usaha akibat bencana banjir. Hal ini akan memberikan dampak positif terhadap kesejahteraan dalam berlangsungnya suatu kegiatan usaha dan peningkatan kualitas lingkungan hidup masyarakat.

Melihat kondisi dan permasalahan yang telah terjadi maka dibutuhkan suatu upaya penanggulangan banjir dengan pada studi ini dilakukan perbaikan alur sungai atau normalisasi dan perencanaan tanggul.

1.2 Identifikasi Masalah

Menurut informasi dari laporan kejadian banjir oleh Badan Penanggulangan Bencana Daerah (BPBD) Provinsi Jawa Tengah, telah terjadi bencana banjir yang besar di Sungai SWD 2 pada tanggal 20 Januari tahun 2014. Bencana banjir ini menimbulkan banyak kerugian bagi pemerintah dan masyarakat sekitar akibat terjadi limpasan banjir ke areal persawahan maupun ke pemukiman warga.

Berdasarkan laporan di lapangan berapa faktor yang menyebabkan terjadi banjir akibat meluapnya Sungai SWD 2 adalah sebagai berikut.

- Sungai SWD 2 tidak mencukupi untuk menampung debit banjir akibat adanya pendangkalan dan sistem sungai yang ada.
- Kapasitas pengaliran banjir sistem Sungai SWD 2 dipengaruhi oleh suplai aliran dari anak-anak sungainya yang memiliki debit cukup besar sehingga terjadi ketidakseimbangan antara *inflow* yang masuk ke sistem Sungai SWD 2 dengan *outflow* yang keluar.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan identifikasi masalah yang telah diuraikan diatas, maka dapat ditentukan rumusan masalah sebagai berikut:

1. Bagaimana kemampuan Sungai SWD 2 saat kondisi eksisting untuk menampung debit banjir rencana kala ulang 50 tahun dengan menggunakan progam HEC-RAS 4.1?
2. Bagaimana hasil stabilitas pada upaya penanggulangan banjir dengan tanggul urugan tanah dan tanggul dinding penahan yang telah direncanakan?
3. Bagaimana kemampuan Sungai SWD 2 setelah adanya upaya penanggulangan banjir dengan normalisasi dan perencanaan tanggul untuk dapat menampung debit banjir rencana kala ulang 50 tahun dengan menggunakan progam HEC-RAS 4.1?

1.4 Batasan Masalah

Meninjau dari rumusan masalah diatas, maka adanya beberapa faktor yang perlu dipertimbangkan sehingga dibutuhkan batasan-batasan masalah yang akan dibahas pada studi ini agar lebih fokus dan mengarah sesuai dari tujuan pembahasan. Berikut adalah batasan-batasan masalah dalam studi ini:

1. Lokasi studi adalah Sungai SWD 2 yang berada di Kabupaten Kudus dan Jepara, Provinsi Jawa Tengah.

2. Lokasi kajian studi pada Sungai SWD 2 mulai pada bagian hulu (patok 208) sampai hilir (patok 0) dengan panjang sungai sekitar kurang lebih 23 km.
3. Debit rencana yang digunakan pada studi ini berasal dari *input* masing-masing anak sungai dari Sungai SWD 2.
4. Analisis profil aliran menggunakan program HEC-RAS 4.1 dengan metode aliran tak seragam (*unsteady flow*).
5. Konsep upaya penanggulangan banjir pada Sungai SWD 2 dengan melakukan perbaikan alur sungai atau normalisasi dan perencanaan tanggul.
6. Upaya penanggulangan banjir yang dilakukan pada studi ini hanya membahas hingga *basic design* (desain awal).
7. Tidak membahas tentang metode pelaksanaan kontruksi.
8. Tidak membahas mengenai analisis sedimen dan laju erosi.
9. Tidak membahas mengenai analisis sosial ekonomi dan analisis mengenai dampak lingkungan (AMDAL).
10. Tidak membahas mengenai rencana anggaran biaya (RAB).

1.5 Tujuan

Tujuan penulisan skripsi dalam studi ini adalah:

1. Mengetahui hasil analisis kemampuan Sungai SWD 2 saat kondisi eksisting untuk menampung debit banjir rencana kala ulang 50 tahun dengan menggunakan program HEC-RAS 4.1.
2. Mengetahui hasil stabilitas pada upaya penanggulangan banjir dengan tanggul urugan tanah dan tanggul dinding penahan yang telah direncanakan.
3. Mengetahui kemampuan Sungai SWD 2 setelah adanya upaya penanggulangan banjir dengan normalisasi dan perencanaan tanggul untuk dapat menampung debit banjir rencana kala ulang 50 tahun dengan menggunakan program HEC-RAS 4.1.

1.6 Manfaat

Adapun manfaat dari penulisan skripsi ini sebagai berikut:

1. Hasil analisis studi dapat digunakan untuk masukan maupun sarana edukasi terhadap pihak-pihak terkait sebagai kajian pustaka khususnya dalam usaha penanggulangan banjir Sungai SWD 2 di Kabupaten Kudus dan Jepara.
2. Secara praktis memberikan motivasi diri untuk pengembangan analisis dan manajemen terhadap perencanaan dan pelaksanakan suatu kegiatan.

Halaman ini sengaja dikosongkan



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi secara umum dilakukan guna mendapatkan karakteristik dari geomorfologi daerah aliran sungai (DAS) dan karakteristik hidrologi. Geomorfologi atau morfometri daerah aliran sungai (DAS) merupakan suatu nilai kuantitatif berdasarkan parameter-parameter pada daerah aliran sungai (DAS) seperti batas dan luas DAS, panjang sungai utama, orde sungai, dan tingkat kerapatan drainase. Sedangkan karakteristik hidrologi juga berhubungan dengan geomorfologi DAS dalam perhitungan hidrograf aliran sehingga dapat diketahui besarnya debit banjir rancangan akibat curah hujan daerah pada suatu DAS.

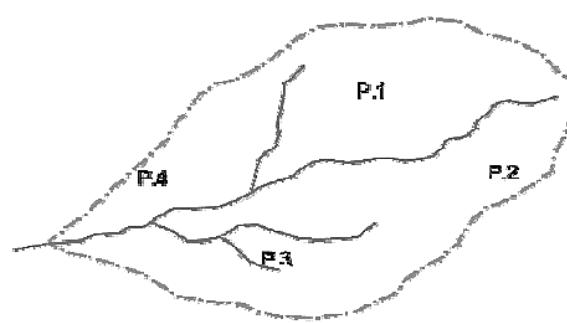
2.1.1 Analisis Curah Hujan Daerah

Analisis curah hujan daerah dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan maksimum rerata daerah atau wilayah yang ditunjukkan oleh titik-titik stasiun hujan yang berada yang nantinya akan digunakan dalam analisis curah hujan rancangan dan debit banjir rancangan.

Untuk menentukan curah hujan rata-rata daerah terdapat 3 metode yang umum dapat digunakan, yaitu:

- a. Metode Aritmatik

Metode Aritmatik ditentukan dengan cara menjumlahkan tinggi hujan dari semua tempat pengukuran selama periode tertentu, dibagi dengan jumlah pos pengukuran.



Gambar 2.1 Contoh Penggambaran Metode Aritmatik

Sumber: SNI 2415-2016.

Metode ini sebaiknya dipakai pada daerah yang datar, pos hujan banyak dan sifat hujan yang merata, digunakan persamaan:

$$\bar{P} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{n} \quad (2-1)$$

Dengan:

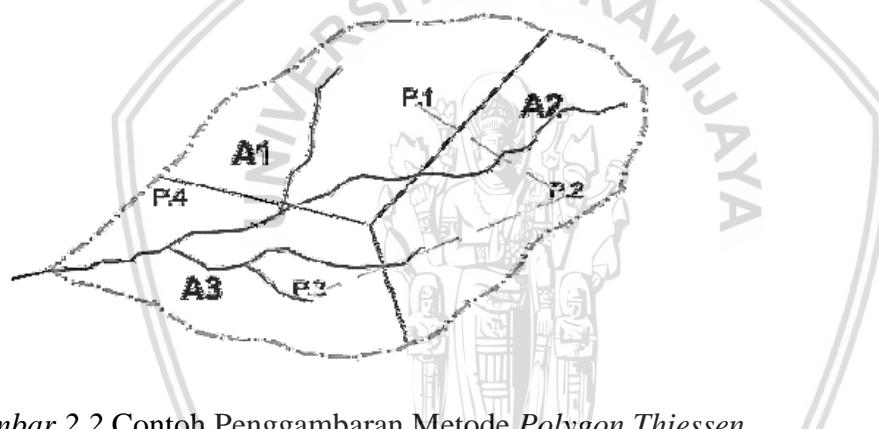
\bar{P} = tinggi hujan rata-rata (mm)

P_1, \dots, P_n = tinggi pada setiap pos hujan yang diamati (mm)

n = banyaknya pos hujan.

b. Metode Thiessen

Metode *Thiessen* ditentukan dengan cara membuat poligon antar pos hujan pada suatu wilayah DAS kemudian tinggi hujan rata-rata daerah dihitung dari jumlah perkalian antara tiap-tiap luas polygon dan tinggi hujannya dibagi dengan luas seluruh DAS.



Gambar 2.2 Contoh Penggambaran Metode *Polygon Thiessen*

Sumber: SNI 2415-2016.

Metode ini cocok untuk menentukan tinggi hujan rata-rata, apabila pos hujannya tidak merata, digunakan persamaan:

$$\bar{P} = \frac{A_1 P_1 + A_2 P_2 + \dots + A_n P_n}{A_{total}} \quad (2-2)$$

Dengan:

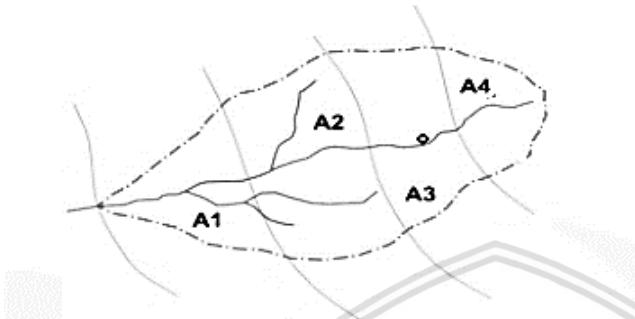
\bar{P} = tinggi hujan rata-rata (mm)

A_1, \dots, A_n = luas yang dibatasi garis *polygon* (km^2).

A_{total} = luas total DAS ($A_1 + A_2 + \dots + A_n$) (km^2).

c. Metode *Isohyet*

Metode *isohyet* ditentukan dengan cara menggunakan peta garis kontur tinggi hujan suatu daerah dan tinggi hujan rata-rata DAS dihitung dari jumlah perkalian tinggi hujan rata-rata diantara garis *isohyet* dengan luas antara kedua garis *isohyet* tersebut, dibagi luas seluruh DAS.



Gambar 2.3 Contoh Penggambaran Metode *Isohyet*

Sumber: SNI 2415-2016.

Metode ini cocok untuk daerah pegunungan dan yang berbukit-bukit, digunakan persamaan:

$$\bar{P} = \frac{A_1\left(\frac{P_1 + P_2}{2}\right) + A_2\left(\frac{P_2 + P_3}{2}\right) + \dots + A_n\left(\frac{P_n + P_{n+1}}{2}\right)}{A_{total}} \quad (2-3)$$

Dengan:

\bar{P} = tinggi hujan rata – rata (mm)

P_1, \dots, P_n = tinggi hujan yang sama pada setiap garis *isohyet* (mm)

A_1, \dots, A_n = luas yang dibatasi oleh 2 garis *isohyet* (km^2)

A_{total} = luas total DAS ($A_1 + A_2 + \dots + A_n$) (km^2).

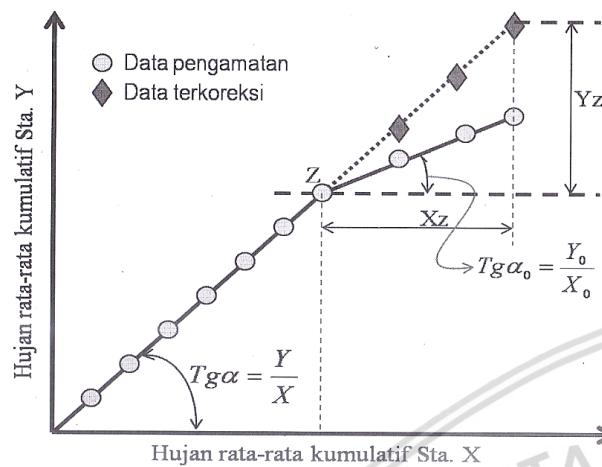
2.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan

Uji konsistensi data hujan atau biasa disebut penyaringan data dilakukan dengan tujuan agar data hujan yang merupakan data dasar sebagai bahan untuk analisis hidrologi sudah dalam kondisi valid dan baik untuk digunakan pada proses-proses selanjutnya.

a. Uji Kurva Massa Ganda

Uji kurva massa ganda dapat diselidiki dengan cara membandingkan curah hujan tahunan komulatif dari stasiun yang diteliti dengan harga komulatif curah hujan rata-rata dari suatu jaringan stasiun dasar yang bersesuaian. Pada umumnya, metode ini disusun dengan

urutan kronologis mundur dan dimulai dari tahun yang terakhir atau data yang terbaru hingga data terakhir. Pada berikut ini disajikan gambar dan rumus analisis uji ketiadaan trend dengan menggunakan Metode Kurva Massa Ganda.



Gambar 2.4 Kurva Massa Ganda

Sumber: Lily Montarcih L. (2010, p.48).

Apabila data curah hujan menunjukkan adanya tren/tidak konsisten, maka dapat dilakukan koreksi dengan menggunakan rumus :

$$Y_z = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha_0} \cdot Y \quad (2-4)$$

Dengan:

Y_z = hujan yang dikoreksi (mm)

Y = hujan pengamatan (mm)

$\operatorname{tg} \alpha$ = kemiringan sebelum perubahan

$\operatorname{tg} \alpha_0$ = kemiringan sesudah perubahan.

b. Uji Stasioner

Uji stasioner digunakan untuk mengetahui dimaksudkan untuk menguji kestabilan nilai dari varian dan rerata deret berkala. Pengujian dilakukan pada nilai varian dari deret berkala menggunakan Uji F dengan membagi menjadi dua kelompok atau lebih. Apabila hasil pengujian didapatkan hipotesis nol diterima maka nilai varian tersebut stabil atau homogen dan menunjukkan stasioner sehingga dapat diuji selanjutnya dengan kestabilan nilai reratanya dengan Uji T. Pengujian nilai rerata, data deret berkala juga dibagi menjadi dua kelompok diuji. Apabila data pengujian ternyata hipotesis nol diterima maka diperoleh nilai rata-rata setiap dua kelompok homogen dan deret berkala tersebut stasioner pada derajat tertentu.

- Uji Kestabilan Varian (Uji F)

$$F = \frac{n_1 Sd_1^2 (n_2 - 1)}{n_2 Sd_2^2 (n_1 - 1)} \quad (2-5)$$

Dengan:

n_1, n_2 = jumlah sampel data tiap kelompok

Sd_1, Sd_2 = simpangan baku tiap kelompok

- Uji Kestabilan Nilai Rerata (Uji T)

$$t = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sigma \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (2-6)$$

$$\sigma = \left(\frac{n_1 Sd_1^2 + n_2 Sd_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2-7)$$

Dengan:

\bar{X}_1, \bar{X}_2 = nilai rerata tiap kelompok

c. Uji Persistensi Metode Spearman

Uji Persistensi (*Persistence*) adalah ketidaktergantungan dari setiap nilai dalam deret berkala. Uji persistensi harus dihitung besarnya koefisien korelasi serial. Salah satu metode untuk menentukan koefisien korelasi serial adalah dengan metode Spearman. Berikut dijabarkan analisis uji persistensi menggunakan metode Spearman.

Koefisien korelasi serial metode Spearman dapat dirumuskan sebagai berikut (Soewarno, 1995, p.99):

$$KS = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^m (di)^2}{m^3 - m} \quad (2-8)$$

$$t = KS \left[\frac{m-2}{1-KS^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2-9)$$

Dengan:

KS = koefisien korelasi serial

m = $n - 1$

n = jumlah data

di = perbedaan nilai antara peringkat data ke X_i dan ke X_{i+1}

t = nilai dari distribusi-t pada derajat kebebasan $m-2$ dan derajat kepercayaan tertentu.

d. Uji Outlier

Uji *Outlier* digunakan untuk mengetahui data terbesar dan terkecil dari rangkaian data yang ada layak atau tidak untuk digunakan. Data hujan yang telah diurutkan dari besar ke kecil, kemudian dihitung harga logaritmiknya (Y). Suatu keberadaan data *outlier* dapat mengganggu pemilihan jenis distribusi dari sampel data, sehingga data *outlier* perlu dihapus untuk digunakan analisis. Uji data *outlier* terbagi menjadi 2 uji yaitu uji *outlier* tinggi dan uji *outlier* rendah.

- **Uji Outlier Tinggi**

$$\text{Log } X_i = \sqrt{\log X} + K_n \cdot S \log \quad (2-10)$$

- **Uji Outlier Rendah**

$$\text{Log } X_i = \sqrt{\log X} - K_n \cdot S \log \quad (2-11)$$

Dengan:

$\text{Log } X_i$ = nilai rata – rata log data pengamatan

$C_s \log$ = koefisien kemencengangan/*skewness* (dalam log)

$S_d \log$ = simpangan baku (dalam log)

X_H = *high outlier/outlier* tinggi

X_L = *low outlier/outlier* rendah

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

n = jumlah sampel data.

Tabel 2.1 Nilai K_n untuk Uji *Outlier*

Jumlah Data	K_n						
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.880	25	2.468	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Sumber: Departemen Pekerjaan Umum, Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume II (1999, p.8).

Apabila data dari suatu deret berkala telah diuji ternyata:

- Tidak menunjukkan adanya *trend*
- Stasioner, Berarti varian dan rata-ratanya homogen/stabil/sama jenis
- Bersifat acak (*randomness*), independen (persistensi)

Maka data deret berkala tersebut selanjutnya baru disarankan dapat digunakan untuk analisis hidrologi selanjutnya (Soewarno, 1995, p.101).

2.1.3 Analisis Frekuensi

Analisis frekuensi bertujuan untuk mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Besarnya kejadian ekstrim mempunyai hubungan terbalik dengan probabilitas kejadian. Analisis frekuensi secara umum digunakan untuk mendapatkan curah hujan rancangan.

Secara sistematis analisis frekuensi hujan dilakukan dengan langkah-langkah berurutan sebagai berikut:

1. Pengukuran Dispersi

Suatu kenyataannya bahwa tidak semua variat dari suatu variabel hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata-ratanya akan tetapi kemungkinan ada nilai variat yang lebih besar atau lebih kecil daripada nilai rata-ratanya. Besarnya dari sebaran variat disekitar nilai rata-ratanya disebut dengan variasi (*variation*) atau dispersi (*dispersion*) dari pada suatu data sembarang variabel hidrologi. Cara mengukur besarnya variasi atau dispersi disebut dengan pengukuran variabilitas atau pengukuran dispersi (Soewarno, 1995, p.69). Beberapa macam cara untuk mengukur dispersi diantaranya adalah:

- **Rata-rata/mean (\bar{X})**

Adalah suatu parameter yang menyatakan hasil nilai tengah/kecenderungan nilai-nilai variabel acak berada disekitarnya.

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{n} \quad (2-12)$$

Dengan:

\bar{x} = rerata data

X_i = jumlah nilai data

n = jumlah banyaknya data

- **Simpangan baku (Sd)**

Adalah suatu ukuran variabel acak yang tersebar disekitar rerata dengan nilai ≥ 0 .

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{(n-1)}} \quad (2-13)$$

Dengan:

Sd = simpangan baku

X_i = jumlah nilai data

\bar{x} = rerata data

n = jumlah banyaknya data

- **Koefisien kepencengang/*skewness* (Cs)**

Adalah ukuran penyimpangan/asimetri dari suatu distribusi.

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{x})^3}{(n-1).(n-2).Sd^3} \quad (2-14)$$

Dengan:

C_s = koefisien kepencengang

X_i = jumlah nilai data

\bar{x} = rerata data

Sd = simpangan baku

n = jumlah banyaknya data

- **Koefisien kurtosis (Ck)**

Adalah ukuran kepuncakan dari suatu distribusi.

$$C_k = \frac{n^2.(X_i - \bar{x})^4}{(n-1).(n-2).(n-3).Sd^4} \quad (2-15)$$

Dengan:

C_k = koefisien kurtosis

X_i = jumlah nilai data

\bar{x} = rerata data

Sd = simpangan baku

n = jumlah banyaknya data

- **Koefisien Variasi (Cv)**

Adalah suatu ukuran varian yang digunakan untuk membandingkan distribusi data yang memiliki satuan yang berbeda.

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} \quad (2-16)$$

Dengan:

C_v = koefisien variansi

\bar{x} = rerata data

s = simpangan baku

Berdasarkan rumus dispersi diatas, kemudian dilakukan pemilihan jenis distribusi sesuai nilai hasil perhitungan menggunakan rumus-rumus dispersi dengan parameter statistik yang telah ditentukan sehingga dapat ditentukan jenis distribusi yang akan digunakan. Persyaratan parameter statistik untuk menentukan jenis distribusi ditampilkan pada Tabel 2.2 berikut ini.

Tabel 2.2 Parameter Statistik untuk menentukan Jenis Distrbusi

No.	Distrbusi	Persyaratan
1.	Normal	$(\bar{x} \pm s) = 68,27\%$ $(\bar{x} \pm 2s) = 95,44\%$ $C_s \approx 0$ $C_s \approx 3$
2.	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$ $C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
3.	Gumbel	$C_s \approx 1,14$ $C_s \approx 5,4$
4.	Log Pearson III	Selain dari nilai diatas

Sumber: Bambang T. (2010, p.250).

2. Pemilihan Jenis Distribusi

Dalam pemilihan suatu jenis distribusi terdapat beberapa bentuk fungsi distribusi kontinyu (teoritis), yang digunakan untuk mendapatkan curah hujan rancangan. Masing-masing distribusi yang dapat digunakan seperti distribusi normal, log normal, Gumbel, dan Log Pearson yang akan dijelaskan sebagai berikut:

- **Distribusi Normal**

Distribusi normal merupakan distribusi yang terdiri dari 2 parameter (μ dan σ) dengan persamaan *density* sebagai berikut (Widandi & Lily, 2013, p.7):

$$Y = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(\frac{X-\mu}{\sigma})^2} \quad (2-17)$$

Dengan:

X = variabel statistik

μ = rerata (*mean*)

σ = simpangan baku (simpangan baku).

Distribusi Normal bersifat simetris terhadap μ . Luasan total diantara kurva dan sumbu X adalah 1. Luasan antara $X = a$ dan $X = b$ adalah probabilitas bahwa variabel X terletak antara a dan b, yang ditulis sebagai $\Pr \{a < X < b\}$. Variabel X dinyatakan dalam bentuk satuan baku (*standard unit*) sebagai berikut:

$$Z = \text{satuan baku} = \frac{(X - \mu)}{\sigma} \quad (2-18)$$

Dengan menggunakan persamaan (2-17) dan persamaan (2-18) dapat ditulis dalam bentuk baku:

$$Y = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}z^2} \quad (2-19)$$

Dalam hal ini, berarti z adalah terdistribusi normal dengan rerata dan simpangan baku 1. Nilai luasan di bawah kurva normal telah ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 2.3 Distribusi Normal (luasan di bawah kurva dari 0 sampai z)

z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.0000	0.0040	0.0080	0.0120	0.0160	0.0199	0.0239	0.0279	0.0319	0.0359
0.1	0.0398	0.0438	0.0478	0.0517	0.0557	0.0596	0.0636	0.0675	0.0714	0.0753
0.2	0.0793	0.0832	0.0871	0.0910	0.0948	0.0987	0.1026	0.1064	0.1103	0.1141
0.3	0.1179	0.1217	0.1255	0.1293	0.1331	0.1368	0.1406	0.1443	0.1480	0.1517
0.4	0.1554	0.1591	0.1628	0.1664	0.1700	0.1736	0.1772	0.1808	0.1844	0.1879
0.5	0.1915	0.1950	0.1985	0.2019	0.2054	0.2088	0.2123	0.2157	0.2190	0.2224
0.6	0.2257	0.2291	0.2324	0.2357	0.2389	0.2422	0.2454	0.2486	0.2517	0.2549
0.7	0.2580	0.2611	0.2642	0.2673	0.2704	0.2734	0.2764	0.2794	0.2823	0.2852
0.8	0.2881	0.2910	0.2939	0.2967	0.2995	0.3023	0.3051	0.3078	0.3106	0.3133
0.9	0.3159	0.3186	0.3212	0.3238	0.3264	0.3289	0.3315	0.3340	0.3365	0.3389
1	0.3413	0.3438	0.3461	0.3485	0.3508	0.3531	0.3554	0.3577	0.3599	0.3621
1.1	0.3643	0.3665	0.3686	0.3708	0.3729	0.3749	0.3770	0.3790	0.3810	0.3830
1.2	0.3849	0.3869	0.3888	0.3907	0.3925	0.3944	0.3962	0.3980	0.3997	0.4015
1.3	0.4032	0.4049	0.4066	0.4082	0.4099	0.4115	0.4131	0.4147	0.4162	0.4177
1.4	0.4192	0.4207	0.4222	0.4236	0.4251	0.4265	0.4279	0.4292	0.4306	0.4319
1.5	0.4332	0.4345	0.4357	0.4370	0.4382	0.4394	0.4406	0.4418	0.4429	0.4441
1.6	0.4452	0.4463	0.4474	0.4484	0.4495	0.4505	0.4515	0.4525	0.4535	0.4545
1.7	0.4554	0.4564	0.4573	0.4582	0.4591	0.4599	0.4608	0.4616	0.4625	0.4633
1.8	0.4641	0.4649	0.4656	0.4664	0.4671	0.4678	0.4686	0.4693	0.4699	0.4706
1.9	0.4713	0.4719	0.4726	0.4732	0.4738	0.4744	0.4750	0.4756	0.4761	0.4767
2	0.4772	0.4778	0.4783	0.4788	0.4793	0.4798	0.4803	0.4808	0.4812	0.4817
2.1	0.4821	0.4826	0.4830	0.4834	0.4838	0.4842	0.4846	0.4850	0.4854	0.4857
2.2	0.4861	0.4864	0.4868	0.4871	0.4875	0.4878	0.4881	0.4884	0.4887	0.4890
2.3	0.4893	0.4896	0.4898	0.4901	0.4904	0.4906	0.4909	0.4911	0.4913	0.4916
2.4	0.4918	0.4920	0.4922	0.4925	0.4927	0.4929	0.4931	0.4932	0.4934	0.4936
2.5	0.4938	0.4940	0.4941	0.4943	0.4945	0.4946	0.4948	0.4949	0.4951	0.4952
2.6	0.4953	0.4955	0.4956	0.4957	0.4959	0.4960	0.4961	0.4962	0.4963	0.4964
2.7	0.4965	0.4966	0.4967	0.4968	0.4969	0.4970	0.4971	0.4972	0.4973	0.4974
2.8	0.4974	0.4975	0.4976	0.4977	0.4977	0.4978	0.4979	0.4979	0.4980	0.4981
2.9	0.4981	0.4982	0.4982	0.4983	0.4984	0.4984	0.4985	0.4985	0.4986	0.4986
3	0.4987	0.4987	0.4987	0.4988	0.4988	0.4989	0.4989	0.4989	0.4990	0.4990
3.1	0.4990	0.4991	0.4991	0.4991	0.4992	0.4992	0.4992	0.4992	0.4993	0.4993
3.2	0.4993	0.4993	0.4994	0.4994	0.4994	0.4994	0.4994	0.4995	0.4995	0.4995
3.3	0.4995	0.4995	0.4995	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4997
3.4	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4998
3.5	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998
3.6	0.4998	0.4998	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999
3.7	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999
3.8	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999
3.9	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000

Sumber: Widandi S. dan Lily Montarcih L. (2013, p.68).

• Distribusi Log-Pearson Tipe III

Distribusi Log-Pearson Tipe III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrem.

Untuk mencari Y dgn kala ulang (probabilitas) tertentu, digunakan rumus sebagai berikut:

$$Y = \bar{Y} + K.Sd_y \quad (2-20)$$

Dengan:

$$\bar{Y} = \text{harga rerata } Y_i$$

K = faktor frekuensi → Tabel Pearson III

Sd = simpangan baku dari Y_i

Untuk mencari nilai K dari Tabel Pearson III, dihitung dahulu kepencenggan (*skewness*) dari Y_i . Apabila diketahui kala ulang (dalam tahun), maka cari probabilitas. Dengan nilai-nilai kepencenggan dan probabilitas, dapat dicari harga K dari Tabel Pearson III. Tabel Distribusi Pearson III untuk kepencenggan (Cs positif & negatif) sebagai berikut:

Tabel 2.4 Tabel Distribusi Pearson Tipe III (nilai K)

Year	1.001	1.0526	1.111	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
Z	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.150
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.270	3.134	4.013	4.909	7.030
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.920
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783	6.790
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	6.670
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.550
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.581	6.420
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	6.300
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.170
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.912	3.656	4.372	6.040
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	5.780
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.640
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	5.510
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.370
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	5.230
1.4	-1.310	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.100
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	4.960
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.810
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.670
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.530
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.390
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.240
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.100
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.810
0.4	-2.kp	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.520
0.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380

Lanjutan Tabel 2.4 Tabel Distribusi Pearson Tipe III (nilai K)

Year	1.001	1.0526	1.111	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
Z Cs	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.954	2.178	2.380	2.810
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.670
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.530
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.270
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.140
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.020
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.900
-1.0	-3.020	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.790
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581	1.680
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.580
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424	1.480
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.390
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282	1.310
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.240
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155	1.170
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.096	1.097	1.097	1.110
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044	1.050
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.956	0.980	0.990	0.995	1.000
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949	0.950
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869	0.870
-2.4	-3.800	-2.010	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833	0.833
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.800
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769	0.770
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741	0.740
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690	0.690
-3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.670

Sumber: Widandi S. dan Lily Montarcih L. (2013, p.80).

• Distribusi Gumbel

Distribusi Gumbel diterapkan pada nilai-nilai ekstrim, terbesar (debit puncak tahunan atau debit banjir rancangan) maupun terkecil (misalnya debit terendah tahunan atau debit andalan). Dalam perhitungan curah hujan rancangan menurut Metode Gumbel, memiliki rumus sebagai berikut:

$$X = \bar{X} + Sd \cdot K \quad (2-21)$$

Dengan:

\bar{X} = harga rerata sampel

Sd = simpangan baku sampel

K = faktor frekuensi

Faktor frekuensi K dinyatakan sebagai berikut:

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \quad (2-22)$$

Dengan:

Y_t = variabel acak yang direduksi (*reduced variate*)

Y_n = rerata yang direduksi (*reduced mean*)

S_n = simpangan baku yang direduksi (*reduced standard deviation*).

Sedangkan harga Y_T dapat dihitung berdasarkan nilai Tr (kala ulang) atau sebaliknya berdasarkan hubungan berikut:

$$Y_t = -\ln[-\ln\left(\frac{T_r-1}{T_r}\right)] \quad (2-23)$$

atau,

$$T_r = \frac{1}{1-e^{-Y_t}} \quad (2-24)$$

Harga Y_n dan S_n dapat dicari pada Tabel Gumbel sesuai dengan nilai n (besarnya sampel).

Tabel 2.5 Y_n , S_n dan Y_T Gumbel

No	Y_n	S_n	N	Y_n	S_n	n	Y_n	S_n	Tr	Y_T
8	0.4843	0.9043	39	0.5430	1.1388	70	0.5548	1.1854	2	0.3665
9	0.4902	0.9288	40	0.5436	1.1413	71	0.5550	1.1863	5	1.4999
10	0.4952	0.9497	41	0.5442	1.1436	72	0.5552	1.1873	10	2.2504
11	0.4996	0.9676	42	0.5448	1.1458	73	0.5555	1.1881	15	2.6738
12	0.5035	0.9833	43	0.5453	1.1480	74	0.5557	1.1890	20	2.9702
13	0.5070	0.9972	44	0.5458	1.1499	75	0.5559	1.1898	25	3.1985
14	0.5100	1.0095	45	0.5463	1.1519	76	0.5561	1.1906	30	3.3843
15	0.5128	1.0205	46	0.5468	1.1538	77	0.5563	1.1915	35	3.5409
16	0.5157	1.0316	47	0.5473	1.1557	78	0.5565	1.1923	40	3.6762
17	0.5181	1.0411	48	0.5477	1.1574	79	0.5567	1.1930	45	3.7954
18	0.5202	1.0493	49	0.5481	1.1590	80	0.5569	1.1938	50	3.9019
19	0.5220	1.0566	50	0.5485	1.1607	81	0.5570	1.1945	100	4.6001
20	0.5235	1.0628	51	0.5489	1.1623	82	0.5572	1.1953	200	5.2958
21	0.5252	1.0696	52	0.5493	1.1638	83	0.5574	1.1959	500	6.2136
22	0.5268	1.0754	53	0.5497	1.1658	84	0.5576	1.1967	1000	6.9073
23	0.5283	1.0811	54	0.5501	1.1667	85	0.5578	1.1973	2500	7.8238
24	0.5296	1.0864	55	0.5504	1.1681	86	0.5580	1.1980	5000	8.5171
25	0.5309	1.0915	56	0.5508	1.1696	87	0.5581	1.1987	10000	9.2103
26	0.5320	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		
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	0.5402	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	0.6000	1.2065		

Sumber: Widandi S. dan Lily Montarcih L. (2013, p.77).

3. Uji Kesesuaian Distribusi

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit*) distribusi frekuensi empiris dari sampel data terhadap fungsi distribusi frekuensi teoritis yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi empiris tersebut, diperlukan pengujian secara statistik. Terdapat dua cara pengujian yaitu:

a. Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square Test*)

Uji Chi Kuadrat menggunakan nilai X^2 yang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$X^2 = \sum_{t=1}^N \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \quad (2-25)$$

Dengan:

X^2 = nilai Chi-Kuadrat terhitung

Ef = frekuensi pengamatan yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya

Of = frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama

N = jumlah sub kelompok dalam satu grup.

Nilai X^2 yang diperoleh 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:

$$DK = K - (\alpha + I) \quad (2-26)$$

Dengan:

DK = derajat kebebasan

K = banyaknya kelas

α = banyaknya parameter, untuk uji Chi-Kuadrat adalah 2.

Nilai X_{cr}^2 diperoleh dari tabel 2.6. disarankan agar banyaknya kelas tidak kurang dari 5 dan frekuensi absolut tiap kelas tidak kurang dari 5 pula (Bambang, 2010, p.239).

Tabel 2.6 Distribusi Chi-Square

Derajat Bebas	20%	10%	5%	1%	0.1%
1	1.642	2.706	3.841	6.635	10.827
2	3.219	4.605	5.991	9.210	13.815
3	4.642	6.251	7.815	11.345	16.268
4	5.989	7.779	9.488	13.277	18.465
5	7.289	9.236	11.070	15.086	20.517
6	8.558	10.645	12.592	16.812	22.457
7	9.803	12.017	14.067	18.475	24.322
8	11.030	13.362	15.507	20.090	26.125
9	12.242	14.987	16.919	21.666	27.877
10	13.442	15.987	18.307	23.209	29.588
11	14.631	17.275	19.675	24.725	31.264
12	15.812	18.549	21.026	26.217	32.909
13	16.985	19.812	22.362	27.688	34.528
14	18.151	21.064	23.685	29.141	36.123
15	19.311	22.307	24.996	30.578	37.697
16	20.465	23.542	26.296	32.000	39.252
17	21.615	24.769	27.587	33.409	40.790
18	22.760	25.989	28.869	34.805	42.312
19	23.900	27.204	30.144	36.191	43.820
20	25.038	28.412	31.410	37.566	45.315

Sumber: CD. Soemarto (1999).

b. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji ini digunakan untuk menguji kesesuaian dari distribusi secara horisontal dari data. Pengujian ini dilakukan dengan membandingkan probabilitas tiap data antara sebaran empiris dan sebaran teoritis. Uji Smirnov-Kolmogorov ini menggunakan rumus sebagai berikut:

$$S_n(x) = \frac{m}{n+1} \quad (2-27)$$

$$P_x(x) = 1 - Pr \quad (2-28)$$

$$D = \text{Max} | P_x(x) - S_n(x) | \quad (2-29)$$

Dengan:

$S_n(x)$ = posisi data X pengamatan, dipakai pada posisi *plotting* menurut Weibull

$P_x(x)$ = posisi data X menurut garis sebaran teoritis

Pr = probabilitas data X untuk disamai atau dilampaui

D = nilai maksimum dari jarak horizontal antara masing-masing titik *plotting* ke garis teoritis.

Kemudian dibandingkan antara D dengan D_{cr} bila $D < D_{cr}$ maka distribusi frekwensi tersebut dapat diterapkan pada data tersebut.

Tabel 2.7 Nilai Kritis (Δ_{cr})

Ukuran Sampel (n)	Δ_{cr} untuk Level of significance α				
	20%	15%	10%	5%	1%
1	0.900	0.925	0.950	0.975	0.995
2	0.648	0.726	0.776	0.842	0.929
3	0.565	0.597	0.642	0.708	0.829
4	0.494	0.525	0.564	0.624	0.734
5	0.446	0.474	0.510	0.563	0.669
6	0.410	0.436	0.470	0.521	0.618
7	0.381	0.405	0.438	0.486	0.577
8	0.358	0.381	0.411	0.457	0.543
9	0.339	0.360	0.388	0.432	0.514
10	0.332	0.342	0.368	0.409	0.486
11	0.307	0.326	0.352	0.391	0.468
12	0.295	0.313	0.338	0.375	0.450
13	0.284	0.302	0.325	0.361	0.433
14	0.274	0.292	0.314	0.349	0.418
15	0.266	0.283	0.304	0.338	0.404
16	0.258	0.274	0.295	0.328	0.391
17	0.258	0.266	0.286	0.318	0.38
18	0.250	0.259	0.278	0.309	0.37
19	0.244	0.252	0.272	0.301	0.361
20	0.231	0.246	0.264	0.294	0.352
Rumus Asimtotik	1.07 \sqrt{n}	1.14 \sqrt{n}	1.22 \sqrt{n}	1.36 \sqrt{n}	1.63 \sqrt{n}

Sumber: Widandi S. dan Lily Montarcih L. (2013, p.38).

2.1.4 Intensitas Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan persatuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya (Suripin, 2004).

Apabila data tersedia adalah data hujan harian, maka dapat digunakan rumus persamaan Metode Mononobe sebagai berikut:

$$I_t = \frac{R_{24}}{t} \cdot \left(\frac{t}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (2-30)$$

Dengan:

I_t = intensitas hujan untuk lama hujan t (mm/jam)

t = lamanya hujan (jam)

R_{24} = hujan harian selama 24 jam (mm/hari)

T = Waktu hujan (jam).

2.1.5 Distribusi Hujan dengan *Alternating Block Method* (ABM)

Sebelum menghitung analisis hujan aliran untuk mendapatkan debit banjir rancangan, maka tahapan yang harus dilalui adalah memasukan data perhitungan curah hujan rancangan ke dalam besaran hujan jam-jaman (*hyetograph*). Agar suatu data curah hujan rancangan dapat diubah menjadi curah hujan jam-jaman maka diperlukan suatu pola distribusi hujan jam-jaman. Data hujan harian yang tersedia dapat digunakan untuk mendapatkan kedalaman hujan jam-jaman dari hujan rancangan menggunakan distribusi hujan. Model distribusi yang umum digunakan untuk mengalihragamkan hujan harian ke hujan jam-jaman adalah *Alternating Block Method* (ABM).

Alternating Block Method (ABM) adalah cara sederhana untuk membuat *hyetograph* rencana dari kurva Intensitas Durasi Frekuensi (IDF) (Chow et al., 1988). *Hyetograph* rencana yang dihasilkan oleh metode ini adalah hujan yang terjadi dalam n rangkaian interval waktu yang berurutan dengan durasi Δt selama waktu $T_d = n \Delta t$. (Bambang, 2010, p.270).

Untuk tahapan selanjutnya menghitung *Hyetograph* dengan metode *Alternating Block Method* (ABM) adalah sebagai berikut:

1. Menentukan waktu durasi hujan (T_d), dalam hal ini digunakan 6 jam untuk daerah di Indonesia.
2. Menghitung intensitas curah hujan (I_t) sesuai dengan durasi Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, ... $n\Delta t$.
3. Menghitung kedalaman hujan berupa perkalian antara intensitas curah hujan (I_t) dengan waktu durasi hujan (T_d).
4. Menghitung selisih kedalaman hujan (Δp) secara berurutan.
5. Menghitung kedalaman hujan dalam persen (P_t).
6. Mengurutkan blok-blok dengan intensitas hujan maksimum ditempatkan di tengah (dalam hal ini dikarenakan menggunakan 4 jam maka diletakkan di posisi ke-dua dari awal waktu) dan blok-blok lainnya disusun dengan urutan menurun secara bolak balik pada kanan dan kiri dari blok tengah/maksimum.
7. Mengalikan antara persen *hyetograph* dengan kedalaman/intensitas hujan pada periode tertentu.
8. Menghitung hujan netto jam-jaman, yaitu mengalikan *hyetograph* dengan koefisien pengaliran.

2.1.6 Koefisien Pengaliran (*Run-Off Coefficient*)

Aliran permukaan (*run off*) atau dengan istilah lain koefisien permukaan (C) adalah perbandingan besarnya curah hujan yang terjadi dengan jumlah air hujan yang mengalir di daerah tersebut. Koefisien pengaliran ini tergantung pada kondisi yang ada di lapangan berupa kondisi topografi dan klimatologi pada daerah tersebut. Kondisi topografi meliputi luas dan bentuk DAS, kemiringan lereng, geologi tanah, jenis tanah, daya infiltrasi dan perkolasi tanah serta penggunaan lahan (*landuse*). Sedangkan kondisi klimatologi meliputi curah hujan, suhu, evaporasi, kecepatan angin dan lama penyinaran matahari.

Angka koefisien pengaliran (C) berkisar antara 0 sampai 1. Nilai C = 0 menunjukkan bahwa semua air hujan yang jatuh ke permukaan akan terinfiltasi ke dalam tanah, sebaliknya untuk nilai C = 1 menunjukkan bahwa semua air hujan jatuh ke permukaan akan melimpas seluruhnya.

Tabel 2.8 Koefisien Pengaliran didasarkan pada Tata Guna Lahan

Kondisi DAS	Angka Pengaliran
Daerah pegunungan berlereng terjal	0.75 - 0.90
Daerah perbukitan	0.70 - 0.80
Tanah bergelombang dan hutan	0.50 - 0.75
Dataran yang digarap	0.45 - 0.60
Daerah persawahan irigasi	0.70 - 0.80
Sungai di pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai di dataran	0.45 - 0.75

Sumber: Sosrodarsono (1977, p.38).

2.1.7 Analisis Debit Banjir Rancangan

Analisis debit banjir rancangan adalah tahapan akhir pada analisis hidrologi pada suatu perencanaan teknis bangunan pengairan dengan kemungkinan terjadi pada kala ulang tertentu, sehingga penentuan debit banjir rancangan merupakan hal yang menentukan kualitas dari suatu perencanaan.

2.1.7.1 Kriteria Perencanaan Penentuan Kala Ulang Banjir

Dalam perencanaan penentuan kala ulang banjir, pertimbangan ekonomi diabaikan untuk mempermudah pemecahan masalah sehingga hanya berdasarkan teori kemungkinan yang sering disebut juga dengan resiko kegagalan (*risk of failure*), atau kemungkinan terjadinya banjir rancangan sekali atau lebih selama umur bangunan (*life time*) yang dalam

hal ini khususnya bangunan air. Resiko kegagalan tersebut digambarkan dengan rumus sebagai berikut (Loebis, 1984 p. 196).

$$P = 1 - \exp\left(-\frac{L}{T}\right) \quad (2-31)$$

dengan:

P = adalah resiko kegagalan

L = adalah umur rencana (*design life*)

T = adalah tahun berulangnya.

Tabel 2.9 Kriteria Pemilihan Kala Ulang Banjir Rancangan

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

Sumber : Loebis, (1984, p.196).

2.1.7.2 Hidrograf Satuan Sintetis

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai-sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan obsevasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*Time to Peak Magnitude*), lebar dasar hidrograf, luas DAS, kemiringan DAS, panjang alur terpanjang (*Length of the Longest Channel*), koefisien limpasan (*Run of coefficient*) dan sebagainya. (CD. Soemarto, 1987).

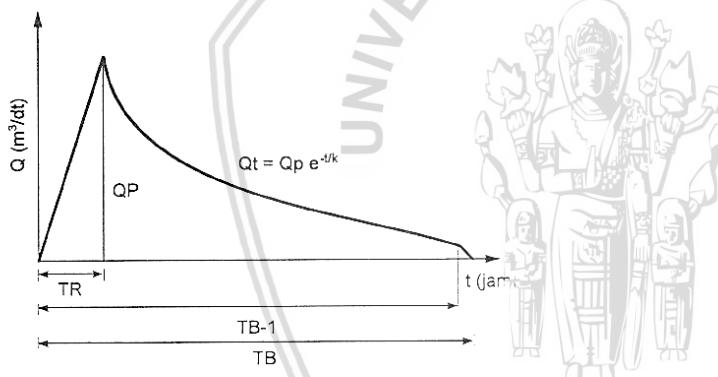
Pada studi ini analisis debit banjir rancangan menggunakan hidrograf satuan sintetis dengan metode HSS Gama 1. Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Gama 1 (Sri harto, 1993) diturunkan berdasarkan parameter-parameter DAS yang dapat diukur dari peta topografi pada penggal sungai yang ditinjau. Parameter-parameter DAS tersebut dapat dijelaskan sebagai berikut:

- Luas DAS (A)
- Panjang alur sungai utama (L)
- Panjang alur sungai ke titik berat DAS (Lc)

- d. Kerapatan jaringan kuras (D)
- e. Faktor Sumber (SF)
- f. Frekuensi Sumber (SN)
- g. Faktor Lebar (WF)
- h. Luas DAS sebelah hulu (RUA)
- i. Faktor Simetri (SIM)
- j. Jumlah pertemuan sungai (JN)

Selanjutnya hidrograf satuan diberikan dengan 6 variabel pokok, yaitu:

1. Debit aliran dasar (QB)
2. Waktu naik hidrograf (TR)
3. Debit puncak hidrograf (Qp)
4. Waktu dasar hidrograf (TB)
5. Debit resesi hidrograf (Qt)
6. Koefisien tampungan (K)



Gambar 2.5. Hidrograf Satuan Sintetik Gama I

Sumber: Bambang T. (2010, p.182).

Kemudian debit pada saat t pada hidrograf banjir, dapat dihitung dengan koefisien tampungan untuk mendapatkan liku resesi hidrograf yang didekati dengan persamaan eksponensial (Van Dam, 1979).

Perhitungan Hidrograf Satuan:

1. Debit aliran dasar (QB)

$$Q_b = 0,4751A^{0,6444}D^{0,9430} \quad (2-32)$$

Dengan:

Q_b = aliran dasar (m^3/det)

A = luas DAS (km^2)

D = kerapatan jaringan sungai (km/km^2).

2. Waktu naik (TR) dihitung dengan persamaan:

$$TR = 0,43 \times (L/100SF)^3 + 1,0665 \text{ SIM} + 1,2775 \quad (2-33)$$

Dengan:

TR = waktu naik (jam)

L = panjang sungai di daerah aliran (km)

SF = faktor sumber = L_1/L_s (perbandingan jumlah panjang sungai tingkat 1 dengan jumlah panjang Sungai semua tingkat)

WF = faktor lebar

= Lebar DPS pada $\frac{3}{4} L$ / Lebar DPS pada $\frac{1}{4} L$

SIM= faktor simetri = $(WF \times A \text{ relatif RUA}) = (WF \times RUA/L \cdot DAS)$.

3. Debit puncak (Qp) dihitung dengan persamaan:

$$Q_p = 0,1836 \times A^{0,5886} + TR^{-0,4008} + JN^{0,2381} \quad (2-34)$$

Dengan:

Qp = debit puncak (m^3/dt)

TR = waktu naik (jam)

JN = jumlah pertemuan sungai.

4. Waktu dasar (TB) dihitung dengan persamaan:

$$TB = 27.4132 \times TR^{0,1456} \times S^{-0,0956} \times SN^{0,7344} \times RUA^{0,2574} \quad (2-35)$$

Dengan:

TB = waktu dasar (jam)

TR = waktu naik (jam)

S = kemiringan sungai

SN = frekuensi sumber = J_1/J_s = (perbandingan antara jumlah segmen sungai tingkat 1 dengan jumlah segmen sungai semua tingkat)

RUA = luas DPS sebelah hulu

$RUA > 0,50$, maka DAS lebar di hulu dan menyempit di hilir

$RUA < 0,50$, maka DAS menyempit di hulu dan melebar di hilir.

5. Koefisien tampungan (K) dihitung dengan persamaan:

$$K = 0,5617 \times A^{0,1798} \times S^{-0,1446} \times SF^{-1,0697} \times D^{0,0452} \quad (2-36)$$

Dengan:

K = koefisien tampungan

A = luas DAS (km^2)

S = kemiringan sungai

SF = faktor sumber = L_1/L_s = (perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat 1 dengan jumlah panjang sungai semua tingkat)

D = kerapatan jaringan sungai (km/km^2)

D = L/A (perbandingan antara panjang sungai dengan luas DAS)

6. Debit pada saat t, pada hidrograf banjir dengan persamaan:

$$Q_t = Q_p \times e^{-(t/k)} \quad (2-37)$$

Dengan:

Q_t = debit pada waktu t (m^3/dt)

Q_p = debit puncak (m^3/dt)

e = nilai logaritma

t = waktu dari saat terjadinya TR

K = koefisien tampungan

2.2 Pasang Surut Air Laut

Pasang surut air laut merupakan suatu fenomena pergerakan naik turunnya permukaan air laut secara berkala yang diakibatkan oleh kombinasi gaya gravitasi dan gaya tarik menarik dari benda-benda astronomi terutama oleh matahari, bumi dan bulan.

Pengukuran gerak muka air pasang surut diperlukan untuk mengetahui elevasi muka air yang terjadi pada hilir sungai yang dikaji. Pasang surut air laut sangat mempengaruhi kondisi pengaliran pada suatu sungai yang bermuara di laut. Ketika air laut dalam kondisi surut maka air sungai dapat mengalir menuju laut sedangkan ketika air laut dalam kondisi pasang maka akan terjadi efek *backwater* (aliran balik) sehingga air akan terhalang dan menyebabkan terjadinya banjir pada daerah sekitar sungai tersebut.

2.3 Analisis Hidraulika

Analisis hidraulika digunakan untuk mengetahui perilaku aliran air dan kemampuan suatu penampang sungai atau saluran dalam mengalirkan debit banjir yang ditentukan. Dengan pertimbangan tersebut, dalam melakukan analisis hidraulika khususnya untuk menentukan penampang rencana dan rencana bangunan, maka perlu direncanakan desain sungai sedemikian rupa sehingga aliran yang terjadi dapat sesuai dengan yang direncanakan.

2.3.1 Progam Aplikasi HEC-RAS Versi 4.1

HEC-RAS v.4.1 merupakan program bantu atau model matematik *River Analisys System* (RAS) yang dikembangkan oleh *Hidrologic Engineering Center* (HEC) dan merupakan satu divisi di dalam *Institute for Water Resources* (IWR), di bawah *US Army Corps of Engineers* (USACE). Progam aplikasi ini merupakan suatu program bantu yang mampu menyelesaikan persamaan aliran saluran terbuka satu dimensi pada kondisi *steady flow* maupun *unsteady flow*. Aliran satu dimensi ditandai dengan besarnya kecepatan yang sama pada seluruh penampang atau digunakan kecepatan rata-rata.

Data yang dibutuhkan dalam simulasi HEC-RAS v.4.1 adalah data geometri dan data aliran. Data geometri mencakup tata jaringan sungai, tampang lintang, panjang ruas dan koefisien kehilangan tinggi energi (kontraksi dan ekspansi). Data aliran meliputi kondisi batas (*boundary condition*) yang diterapkan pada bagian hulu (*upstream*), tengah (*lateral*) dan bagian hilir (*downstream*).

2.3.2 Model Matematik Hidraulika Aliran

Pada suatu aliran di sungai, umumnya memiliki sifat tidak permanen, sehingga analisis hidraulika dilakukan dengan menggunakan metode *unsteady flow*. Untuk aliran banjir di alur sungai, pendekatan aliran *unsteady flow* 1D (1-Dimensi) untuk menyelesaikan permasalahan banjir relatif sudah mencukupi.

Model hidrodinamik HEC-RAS merupakan paket model penelusuran hidraulik 1-D (*one dimensional hydrodynamic model*) yang dikembangkan oleh USACE-HEC dengan menerapkan teknik numerik untuk simulasi aliran di sungai baik aliran permanen maupun aliran tidak permanen. Persamaan hidrodinamik untuk aliran tidak permanen yang digunakan dalam model ini adalah persamaan kontinuitas dan persamaan momentum. Penyelesaian kedua persamaan tersebut dapat diselesaikan menggunakan persamaan Saint Vennant berikut ini:

- Persamaan kontinuitas:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2-38)$$

Dengan:

B = lebar permukaan aliran (m)

z = kedalaman permukaan aliran (m)

Q = debit aliran (m^3/det)

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

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

- Persamaan momentum:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{AC^2R} = 0 \quad (2-39)$$

Dengan:

β = koefisien momentum (≈ 1)

A = luas tampang basah sungai (m^2)

R = jari-jari hidraulik (m)

C = Koefisien Chezy

Apabila ada aliran samping (*lateral flow*) masuk maupun keluar saluran atau sungai, maka persamaan (2-38) dan (2-39) dapat ditulis dalam bentuk:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2-40)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{AC^2R} = v q \cos \phi \quad (2-41)$$

Dengan:

v = kecepatan aliran lateral (m^3/det)

ϕ = sudut antara serat aliran di sungai dan serat aliran lateral

q = debit aliran lateral persatuan lebar (q tanda positif untuk aliran masuk dan tanda negatif untuk aliran keluar)

Jika pada serat aliran lateral tegak lurus dengan serat aliran di sungai maka $\phi = \pi/2$ radial sehingga nilai $\cos \phi = 0$. Dengan demikian persamaan (2-40) sama dengan persamaan (2-41).

2.3.3 Koefisien Kehilangan Tinggi Energi

Adanya gesekan dan perubahan pada bentuk penampang menyebabkan terjadinya kehilangan tinggi energi pada suatu penampang. Kehilangan akibat gesekan berdasarkan hasil dari perkalian kemiringan garis energi (S_f) dan panjang (L), seperti rumus persamaan berikut:

$$h_f = S_f \cdot L \quad (2-42)$$

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (2-43)$$

$$S_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (2-44)$$

Dengan:

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

Pada sungai memiliki nilai koefisien kekasaran pada penampang yaitu nilai Manning (n) yang sangat bervariasi tergantung faktor-faktor yang mempengaruhinya. Berikut adalah macam-macam nilai koefisien kekasaran yang akan disajikan pada tabel 2.10 berikut ini.

Tabel 2.10 Nilai Koefisen Kekasaran (*Manning*)

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
A. Natural Streams			
1. Main Channels			
a. Clean, straight, full, no rifts 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
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			
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	0.045	0.05	0.06
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.05	0.07	0.08
	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 branches	0.1	0.12	0.16
5. Dense willows, summer, straight	0.11	0.15	0.2
3. Mountain 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

Lanjutan Tabel 2.10 Nilai Koefisen Kekasaran (*Manning*)

B. Lined or Built-Up Channels				
1.	Concrete			
a.	Trowel finish	0.011	0.013	0.015
b.	Float Finish	0.013	0.015	0.016
c.	Finished, with gravel bottom	0.015	0.017	0.02
d.	Unfinished	0.014	0.017	0.02
e.	Gunite, good section	0.016	0.019	0.023
f.	Gunite, wavy section	0.018	0.022	0.025
g.	On good excavated rock	0.017	0.02	
h.	On irregular excavated rock	0.022	0.027	
2.	Concrete bottom float finished with side of:			
a.	Dressed stone in mortar	0.015	0.017	0.02
b.	Random stone in mortar	0.017	0.02	0.024
c.	Cement rubble masonry, plastered	0.016	0.02	0.024
d.	Cement rubble masonry	0.02	0.025	0.03
e.	Dry rubble on riprap	0.02	0.03	0.035
3.	Gravel bottom with side of:			
a.	Formed concrete	0.017	0.02	0.025
b.	Random stone in mortar	0.02	0.023	0.026
c.	Dry rubble or riprap	0.023	0.033	0.036
4.	Brick			
a.	Glazed	0.011	0.013	0.015
b.	In cement mortar	0.012	0.015	0.018
5.	Metal			
a.	Smooth steel surfaces	0.011	0.012	0.014
b.	Corrugated metal	0.021	0.025	0.03
6.	Asphalt			
a.	Smooth	0.013	0.013	
b.	Rough	0.016	0.016	
7.	Vegetal lining	0.03		0.05
C. Excavated or Dredged Channels				
1.	Earth, straight and uniform			
a.	Clean, recently completed	0.016	0.018	0.02
b.	Clean, after weathering	0.018	0.022	0.025
c.	Gravel, uniform section, clean	0.022	0.025	0.03
d.	With short grass, few weeds	0.022	0.027	0.033
2.	Earth, winding and sluggish			
a.	No vegetation	0.023	0.025	0.03
b.	Grass, some weeds	0.025	0.03	0.033
c.	Dense weeds or aquatic plants in deep channels	0.03	0.035	0.04
d.	Earth bottom and rubble side	0.028	0.03	0.035
e.	Stony bottom and weed banks	0.025	0.035	0.04
f.	Cobble bottom and clean sides	0.03	0.04	0.05
3.	Dragline-excavated or dredged			
a.	No vegetation	0.025	0.028	0.033
b.	Light brush on banks	0.035	0.05	0.06
4.	Rock cuts			
a.	Smooth and uniform	0.025	0.035	0.04
b.	Jagged and irregular	0.035	0.04	0.05
5.	Channels not maintained, weeds and brush			
a.	Clean bottom. Brush on sides	0.04	0.05	0.08
b.	Same as above, highest stage of flow	0.045	0.07	0.11
c.	Dense weeds, high as flow depth	0.05	0.08	0.012
d.	Dense brush, high stage	0.08	0.1	0.14

Sumber: Hydraulic Reference Manual HEC-RAS v.4.1 (2010, c.3, p.16).

Adapula kehilangan tinggi energi akibat terjadinya kontraksi (penyempitan) dan ekspansi (pelebaran). Kontraksi dan ekspansi disebabkan oleh adanya perubahan penampang maupun kemiringan dasar saluran yang curam. Kehilangan tinggi energi akibat kontraksi dan ekspansi dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$h_c = C \left| \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \right| \quad (2-45)$$

Dengan:

C = koefisien kehilangan tinggi energi akibat kontraksi dan ekspansi

Berikut adalah tabel koefisien kehilangan tinggi energi akibat kontraksi dan ekspansi.

Tabel 2.11 Koefisien Kontraksi dan Ekspansi

Kondisi	<i>Contraction</i>	<i>Expansion</i>
<i>No transition loss computed</i>	0.0	0.0
<i>Gradual transitions</i>	0.1	0.3
<i>Typical Bridge sections</i>	0.3	0.5
<i>Abrupt transitions</i>	0.6	0.8

Sumber: Hydraulic Reference Manual HEC-RAS v.4.1 (2010, c.3, p.21).

2.3.4 Kondisi Batas (*Boundary Conditions*)

Kondisi batas (*Boundary Conditions*) digunakan untuk menentukan permukaan aliran yang akan dimasukkan dalam model pada bagian hulu, tengah maupun hilir. Terdapat beberapa syarat kondisi batas (*boundary conditions*) pada aliran tidak tetap:

1. **Flow Hydrograph** dapat digunakan pada bagian hulu maupun hilir. Data yang dimasukkan berupa debit aliran dan waktu
2. **Stage Hydrograph**, dapat digunakan pada bagian hulu maupun hilir. Data yang dimasukkan berupa tinggi muka air dan waktu.
3. **Stage/Flow Hydrograph**, dapat digunakan pada bagian hulu maupun hilir secara bersama-sama.
4. **Rating Curve**, dapat digunakan untuk bagian hilir. Penggunaan *rating curves*, pengguna memasukkan nilai elevasi dengan *flow rating curve*.
5. **Normal Depth**, dapat digunakan pada bagian hilir terbuka. Data yang dimasukkan nilai kemiringan energi yang dapat diperkirakan dengan memasukkan kemiringan rerata pada saluran maupun permukaan air dengan jarak interval antar penampang melintang.

6. **Lateral Inflow Hydrograph**, dapat digunakan pada bagian tengah/diantara dua penampang melintang. Data yang dimasukkan adalah debit dan waktu.
7. **Groundwater Interflow**, dapat digunakan untuk mengidentifikasi saluran yang debitnya dipengaruhi oleh air bawah tanah.
8. **Time Series of Gate Openings**, dapat digunakan untuk menghitung bukaan pintu yang beroperasi secara berkala pada pintu pelimpah, secara melintang maupun *lateral*.
9. **Elevation Controlled Gates**, dapat digunakan menghitung bukaan dan penutupan pintu air yang dipengaruhi ketinggian air.
10. **Navigation Dams**, dapat digunakan mengetahui pintu air sebagai kontrol dalam pengoperasian *navigation dams*.
11. **Internal Observed Stage and Flow Hydrograph**, dapat digunakan untuk memasukkan hasil pengamatan *stage/flow hydrograph* sebagai bagian internal pada titik dekat hulu struktur melintang.

2.4 Upaya Penanggulangan Banjir

2.4.1 Tinjauan Umum

Banjir adalah suatu peristiwa terjadinya air yang meluap akibat badan sungai yang tidak cukup untuk menampung limpasan air yang mengalir ke sungai. Banjir sesungguhnya adalah peristiwa alam yang biasa terjadi di daerah sekitar dataran banjir, namun banjir dapat menimbulkan masalah ketika daerah dataran banjir tersebut berubah fungsi lahan menjadi daerah permukiman. Pada saat datang banjir daerah tersebut menjadi banjir akibat luapan dari sungai yang dekat dengan daerah permukiman tersebut dan dapat menjadi bencana ketika merusak dan menimbulkan kerugian pada masyarakat dan lingkungan sekitar daerah luapan banjir tersebut.

Pada umumnya banjir dapat terjadi dikarenakan kondisi alam dan kegiatan manusia. Beberapa penyebab banjir adalah sebagai berikut:

- Kondisi alam
 1. Besarnya intensitas curah hujan yang tinggi sehingga debit air hujan tidak dapat semua ditampung oleh badan sungai.
 2. Adanya masukan debit dari anak-anak sungai yang tidak mencukupi untuk ditampung oleh sungai utama.
 3. Morfologi sungai yang berkelok-kelok sehingga debit air yang mengalir ke sungai tidak dapat segera mengalir ke hilir dan juga dapat mengakibatkan gerusan dan sedimentasi di bagian sungai yang berkelok.

- Faktor manusia
 1. Perubahan tata guna lahan yang pada awalnya merupakan kawasan resapan menjadi daerah kegiatan usaha/budidaya sehingga limpasan yang mengalir ke sungai semakin besar dan menimbulkan erosi serta sedimentasi yang berakibat pada pendangkalan kapasitas badan sungai.
 2. Terdapat pemukiman maupun pembudidayaan di dataran banjir.
 3. Adanya bangunan di sekitar sungai yang menghalangi dan mengubah arah laju air yang mengalir ke hilir sungai.

Dalam mengatasi masalah banjir tersebut maka diperlukan suatu penanganan banjir dengan melakukan upaya pengendalian banjir (*flood control*) secara menyeluruh dan terpadu. Pengendalian banjir (*flood control*) pada dasarnya adalah tindakan-tindakan dalam rangka mengurangi kerugian-kerugian yang ditimbulkan oleh banjir. Tindakan-tindakan tersebut dapat dibagi menjadi 2 (dua) kelompok yaitu tindakan yang bersifat fisik (*structural measures*) dan tindakan yang bersifat non fisik (*non structural measures*).

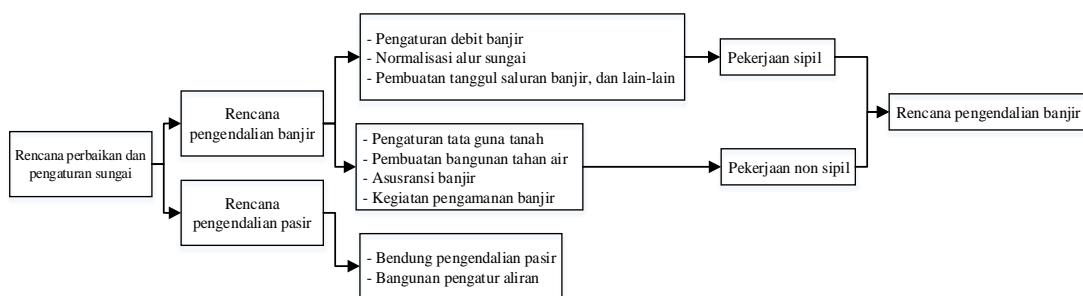
2.4.2 Tindakan Fisik (*Structural Measures*)

1. Pengaturan alur sungai (*Channel improvements*)

Pengaturan alur sungai (*channel improvements*) atau normalisasi adalah upaya yang digunakan dalam rangka meningkatkan kapasitas pengalirannya dan merendahkan elevasi muka air banjir serta memperlancar aliran. Perencanaan pengaturan dan perbaikan ini juga disesuaikan dengan tingkat perkembangan suatu lembah sungai dan kebutuhan masyarakat. Pada sungai diperbaiki atau diatur hingga sedemikian rupa sehingga bahaya terjadinya banjir dapat dicegah serta adanya upaya agar alur sungai selalu dalam kondisi stabil sehingga memudahkan untuk pemanfaatan air, pelestarian lingkungan dan keamanan serta kelancaran lalu lintas sungai.

Pada pekerjaan pokok dalam rangka pengamanan banjir secara umum dapat dibagi menjadi:

1. Pembangunan sistem pengamanan dan pengendalian banjir
2. Pekerjaan non sipil



Gambar 2.6 Rencana Perbaikan dan Pengaturan Sungai untuk Pengendalian Banjir secara Menyeluruh

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.8).

Dalam perencanaan perbaikan dan pengaturan sungai yang utama adalah konsep pengaliran banjir secara aman, guna mencegah terjadinya luapan-luapan yang dapat menyebabkan terjadinya banjir (Sosrodarsono (1994, p.8)).

2. Pembangunan dan perbaikan tanggul banjir sepanjang alur sungai.

Pembangunan tanggul banjir merupakan salah satu tindakan pengendalian banjir yang paling banyak dipakai di seluruh dunia. Konstruksi tanggul memiliki fungsi untuk melindungi dan mencegah terhadap limpasan banjir sampai batas tertentu sehingga aliran yang semula melimpas menjadi terkumpul dan elevasi muka air banjir pada alur sungai lebih tinggi dari elevasi semula, serta penampang pengaliran membentuk profil tersusun. Dalam kaitan pengendalian banjir juga dapat dilakukan perbaikan tanggul berupa perkuatan maupun penambahan tinggi untuk mencegah erosi atau lonsoran tebing sesuai dengan ketentuan yang direncanakan.

3. Pembangunan kolam retensi (*retarding basin*)

Kolam retensi (*retarding basin*) merupakan bangunan yang berfungsi untuk menampungan air banjir sementara. Kolam retensi pada umumnya berada pada daerah dataran rendah/rawa-rawa maupun bekas aliran sungai yang tidak berfungsi lagi/tampungan memanjang (*long storage*) dan lokasinya harus berada di sebelah hulu atau tengah daerah yang diamankan terhadap banjir. Pada saat debit banjir mengalami puncaknya, sebagian dari debit tersebut melimpah masuk ke daerah retensi ini dan akan keluar kembali masuk ke sungai pada saat muka air di sungai normal kembali.

4. Perbaikan lahan (*land treatment measure*)

Kegiatan ini dapat berupa reboisasi, penghijauan, terasering, pembuatan bangunan-bangunan pengendali sedimen, perbaikan pola bercocok tanam, perbaikan tata guna lahan, penyuluhan dan sebagainya; yang terutama ditujukan pada lahan yang berada

di bagian hulu sungai (*upper watershed*). Tujuan utama dari kegiatan-kegiatan tersebut adalah untuk mengurangi besarnya “*run-off*” dan erosi.

5. *Flood proofing* (penyesuaian terhadap banjir)

Flood proofing (penyesuaian terhadap banjir) adalah salah satu tindakan mengurangi kerugian akibat banjir dengan jalan menyesuaikan konstruksi bangunan di daerah dataran banjir terhadap elevasi muka air banjir, sehingga bangunan tersebut aman terhadap banjir-banjir sampai tingkat tertentu. Cara ini kemungkinan telah banyak diterapkan oleh nenek moyang kita dalam membangun rumah tinggalnya yang berada di tepian sungai, yaitu sistem rumah panggung dengan lantai yang berada beberapa meter di atas permukaan tanah sehingga aman terhadap banjir. Cara tersebut juga dapat diterapkan untuk jenis-jenis bangunan lainnya misalnya untuk jalan raya dengan mempertinggi tubuh jalan tersebut, dan sebagainya.

2.4.3 Tindakan Non Fisik (*Non Structural Measures*)

Tindakan non fisik (*non structural measures*) adalah tindakan yang dilakukan pada umumnya bersifat pengaturan dan pengawasan untuk meminimalisir terjadinya kerugian dan kerusakan akibat banjir. Berikut adalah macam-macam tindakan non fisik (*non structural measures*):

1. Kegiatan pengaturan dan pengawasan berupa pengaturan penggunaan lahan pada dataran banjir (*flood plain management*) termasuk *land use zoning* dan penentuan batas-batas daerah genangan banjir untuk bermacam-macam periode ulang misalnya 10, 25, 50, dan 100 tahunan. Untuk keperluan ini diperlukan peta daerah bahaya (*flood hazard maps*) yang menunjukkan batas daerah genangan, tinggi genangan dan perkiraan lamanya genangan pada tiap periode ulang.
2. Pengaturan dan pengawasan juga diperlukan untuk pembangunan pemukiman di daerah bantaran sungai dan dataran banjir serta penanaman di bantaran sungai. Tindakan-tindakan ini diperlukan pada sungai yang belum dilakukan tindakan pengendalian banjir yang bersifat fisik maupun yang telah dilakukan usaha-usaha fisik (misalnya dengan pembuatan tanggul), mengingat bahwa pengendalian banjir yang bersifat fisik mempunyai tingkat pengamanan yang terbatas. Agar tindakan pengaturan dan pengawasan ini dapat berjalan, diperlukan peraturan-peraturan tertentu, dan pelaksanaannya diperlukan koordinasi antar instansi yang terlibat.
3. Kegiatan-kegiatan persiapan menghadapi bencana banjir antara lain terdiri dari *flood forecasting* (perkiraan dini banjir), *flood warning* (peringatan banjir), penyiajan

organisasi team pengendali banjir, penyiapan pedoman-pedoman (*operational plans*) dan pelatihan-pelatihan evakuasi banjir, serta penyediaan peralatan dan bahan-bahan yang diperlukan. Kegiatan *flood forecasting* dan *warning* sangat efektif dalam memberikan informasi yang besar dan tepat pada waktunya, sehingga masyarakat dapat menyiapkan diri menghadapi banjir dan kerugian akibat banjir dapat diminimalisir. Agar maksud tersebut tercapai, diperlukan data sesaat yang teliti dan peralatan yang memadai. Data-data untuk keperluan *forecasting* pada umumnya berupa data curah hujan maupun elevasi muka air sungai.

2.5 Analisis Perencanaan Teknis Penanggulangan Banjir

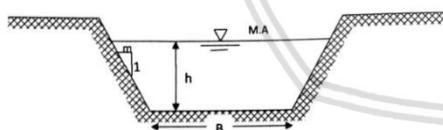
2.5.1 Perbaikan Alur Sungai atau Normalisasi

Perbaikan alur sungai atau normalisasi adalah usaha memperbesar kapasitas pengaliran sungai sehingga mampu untuk menampung debit banjir yang terjadi dan tidak meluap ke daerah di sekitar alur sungai tersebut.

Dalam merencanakan perbaikan alur sungai atau normalisasi, maka diperlukan ditentukan hal-hal berikut ini:

a. Kapasitas pengaliran

Kapasitas pengaliran suatu sungai dipengaruhi oleh beberapa faktor, antara lain koefisien kekasaran manning, luas tampang, kemiringan dasar maupun jari-jari hidrolis. Dalam menentukan kapasitas pengaliran dapat didekati persamaan kontinuitas dan persamaan manning sebagai berikut ini.



Gambar 2.7 Penampang Saluran Trapesium

Sumber: Priyantoro (2010).

$$Q = A \cdot V \quad (2-46)$$

$$A = (B + mh)h \quad (2-47)$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{S_o} \quad (2-48)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (2-49)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1+m} \quad (2-50)$$

$$Q = v \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{S_o} \quad (2-51)$$

Dengan:

Q = debit pengaliran (m^3/dt)

n = nilai kekasaran manning

v = kecepatan aliran (m/dt)

R = jari-jari hidrolis (m)

A = luas penampang basah

B = lebar dasar saluran (m)

P = keliling penampang basah

h = kedalaman air (m)

m = kemiringan talud

S_o = kemiringan dasar sungai (m)

A = luas tampang basah (m^2).

Dari persamaan di atas jika R merupakan fungsi h , dengan h yang terjadi merupakan h maksimum, maka debit pada waktu itu merupakan debit *bankfull capacity* (kapasitas pengaliran suatu tampang). Dari penjelasan tersebut dapat dipahami bahwa kapasitas pengaliran suatu tampang sungai dapat mengecil jika nilai kekasaran manning membesar, demikian pula sebaliknya.

Nilai kekasaran manning dipengaruhi oleh konfigurasi dasar sungai maupun tebing sungai. Semakin kasar dan tak teratur dasar/tebing sungai maka gaya hambat aliran semakin besar, sehingga akan memperkecil kecepatan air yang berarti juga memperkecil dari kapasitas tampang sungai. Dari pengertian tersebut maka teknik memperkecil/memperhalus nilai kekasaran sungai merupakan salah satu teknik untuk meningkatkan kapasitas aliran sungai, yang sangat penting dalam rangka pengendalian banjir.

b. Debit banjir rencana

Debit banjir (Q_o) umumnya dihitung menggunakan beberapa metode yang ada, seperti Hidrograf Satuan Sintetis dan *Flood Routing*. Selanjutnya agar mendapatkan debit banjir rencana (Q_p), maka hasil perhitungan perlu ditambahkan dengan kandungan sedimen yang terdapat dalam aliran banjir sebesar 10%, sehingga diperoleh hasil sebagai berikut (Sosrodarsono (1994, p.328)):

$$Q_p = 1,1 Q_o \quad (2-52)$$

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

c. Bentuk penampang sungai

Bentuk dimensi penampang melintang, direncanakan berdasarkan debit banjir maksimum. Bentuk penampang sungai yang digunakan adalah penampang ganda berbentuk trapesium, dengan pertimbangan menyesuaikan kondisi di lapangan, mencegah terjadinya longsor serta efesiensi yang cukup tinggi dalam pelaksanaan di lapangan.

d. Lebar rencana sungai

Lebar sungai ditentukan berdasarkan kondisi di lapangan. Apabila pada suatu perencanaan lebar sungai diperkecil, maka kedalaman sungai yang harus dibesarkan atau sebaliknya.

e. Kemiringan memanjang (*slope*)

Sebaiknya kemiringan dasar sungai di daerah kipas pengendapan tidak perlu diubah. Kalaupun harus diadakan perubahan seyogyanya tidak dilaksanakan secara drastis, tetapi sedikit demi sedikit (Sosrodarsono (1994, p.332)).

f. Formasi Trase Sungai

Pada alur sungai di daerah yang memiliki kemiringan yang cukup curam biasanya mempunyai trase yang lurus. Namun pada daerah yang landai trasenya akan membentuk kurva seperti huruf S.

Jika terdapat ruas sungai yang berkelok-kelok maka dapat terjadi penggerusan di belokan luar dan pengendapan di belokan dalam serta apabila debit yang datang cukup besar maka dapat menyebabkan terjadinya limpasan pada sisi belokan luar sungai.

Apabila sudut perpotongan pada ruas yang berbentuk kurva dinyatakan dengan I, panjang radius kurva dinyatakan dengan R, lebar sungai dinyatakan dengan B, maka kelengkungan kurva dinyatakan dengan R/B .

Untuk $3 \leq R/B \leq 5$, proses naiknya dasar sungai pada belokan dalam dan permukaan air serta gerusan yang terjadi di belokan luar akan terlihat nyata. Sedangkan untuk $10 \leq R/B \leq 15$, maka pengaruh belokan tidak terlalu nyata.

2.5.2 Perencanaan Tanggul

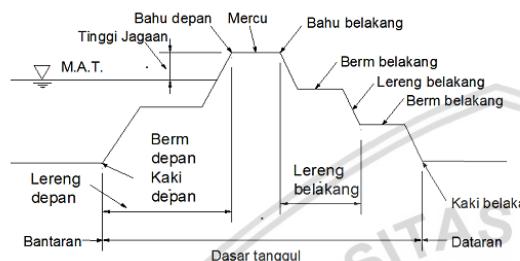
Tanggul merupakan bangunan yang berada di tepi alur sungai berfungsi untuk menahan dan menambah kapasitas tampungan aliran sungai agar tidak meluber ke samping/ke daerah disekitar alur sungai. Pada tanggul berdasarkan bentuk dan jenis materialnya dibagi menjadi 2 jenis yaitu, tanggul urugan tanah dan tanggul dinding penahan (*retaining wall*).

2.5.2.1 Tanggul Urugan Tanah

Tanggul urugan tanah umumnya menggunakan bahan material urugan tanah dan dapat dikombinasi dengan beton maupun pasangan batu kali. Tanggul urugan tanah umumnya bahan materialnya diperoleh dari hasil pekerjaan normalisasi sungai berupa galian / pelebaran alur sungai dan dilaksanakan bersamaan dengan pembangunan tanggul. Untuk selengkapnya perencanaan tanggul urugan tanah sebagai berikut:

a. Bagian tanggul

Bentuk standar dan nama bagian tanggul adalah seperti pada Gambar 2.9 berikut ini:



Gambar 2.8 Nama Bagian Tanggul

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.87).

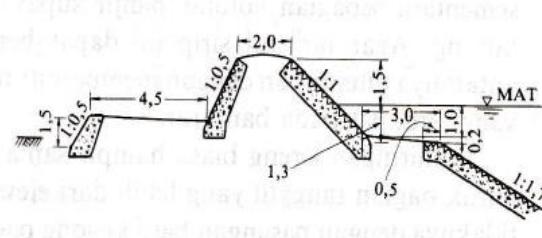
b. Jenis-jenis tanggul

- Tanggul utama

Bangunan tanggul sepanjang kanan-kiri sungai untuk menampung debit banjir rencana.

- Tanggul pasangan

Pada daerah pemukiman yang padat, biasanya untuk pembebasan lahan untuk tempat kedudukan tanggul sulit dan cukup mahal serta adanya bangunan yang tidak dapat dipindah. Jadi pembangunan tanggul sesuai standar tidak mungkin dilaksanakan sehingga dibuatlah dari pasangan dan disebut dengan tanggul pasangan (*masonry levee*). Tanggul pasangan dibuat dengan kemiringan lereng yang curam dan mercu yang sempit tergantung dari kondisi setempat.

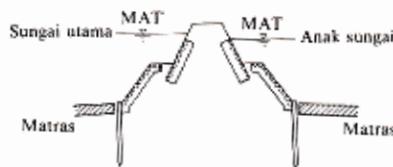


Gambar 2.9 Tanggul Pasangan Batu

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.113).

- Tanggul pemisah

Tanggul pemisah (*separation levee*) dibangun diantara muara 2 buah sungai yang sangat berdekatan untuk menjaga agar muara kedua sungai tersebut tidak berpindah-pindah dan juga guna lebih menertibkan aliran air pada masing-masing muara.



Gambar 2.10 Tanggul Pemisah

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.116).

c. Bahan urugan tanggul

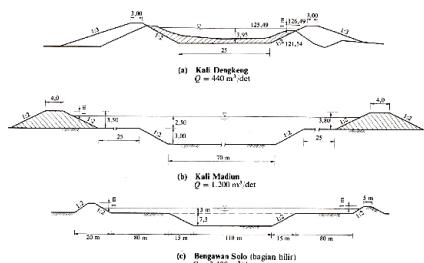
Bahan utama urugan tanggul adalah tanah dengan karakteristik sifat antara lain bahan homogen, kekedapan air yang tinggi ($k \leq 10^{-5}$ cm/dt), nilai kohesinya tinggi, dalam keadaan jenuh air sudut geser cukup tinggi dan angka porinya rendah.

Melihat karakteristik diatas maka sifat bahan yang diperlukan adalah sebagai berikut:

1. Tanah urugan ketika banjir tidak merembes atau bocor
2. Dalam kondisi jenuh air, dapat bertahan dari gejala gelincir atau longsor
3. Bahan material berada pada sekitar lokasi agar memudahkan pelaksanaan
4. Bahan material bebas dari bahan organis seperti akar-akaran, pohon-pohonan dan rumput-rumputan.

d. Lokasi trase tanggul

Trase tanggul atau trase tempat kedudukan tanggul adalah garis bahu depan suatu tanggul. Lokasi trase ditentukan melihat tanah fondasi yang kedap air dan bukan daerah rawa-rawa, lumpur lunak maupun gambut. Arah trase diusahakan searah dengan alur sungai dan dihindarkan dari belokan yang tajam.



Gambar 2.11 Beberapa Penampang Tanggul Sungai di Indonesia

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.89).

e. Tinggi jagaan tanggul

Jagaan adalah tinggi tambahan dari tinggi muka air rencana agar air tidak melimpah. Tinggi tanggul ditentukan berdasarkan tinggi muka air rencana dari debit banjir rancangan. Berikut adalah tabel standar hubungan debit banjir rancangan dengan tinggi jagaan.

Tabel 2.12 Hubungan Debit Banjir Rancangan dengan Tinggi Jagaan

No.	Debit Banjir Rancangan	Tinggi Jagaan
1.	< 200	0.6
2.	200 – 500	0.8
3.	500 – 2000	1.0
4.	2000 – 5000	1.2
5.	5000 – 10000	1.5
6.	> 10000	2.0

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.87).

f. Lebar mercu tanggul

Berikut adalah tabel hubungan debit banjir rancangan dengan lebar mercu tanggul.

Tabel 2.13 Hubungan Debit Banjir Rancangan dengan Lebar Mercu Tanggul

No.	Debit Banjir Rancangan	Lebar Mercu
1.	< 500	3
2.	500 – 2000	4
3.	2000 – 5000	5
4.	5000 – 10000	6
5.	> 10000	7

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.88).

g. Kemiringan lereng tanggul

Pada tanggul perencanaan kemiringan lereng tanggul, umumnya berkaitan dengan karakteristik mekanika tanah dari jenis tanah serta infiltrasi air melalui badan tanggul tersebut. Untuk tanggul tanpa perkuatan lereng dapat direncanakan kemiringan lereng 1 : 2 atau lebih kecil.

h. Perkuatan lereng

Perkuatan lereng/tebing maupun untuk melindungi dari gerusan aliran sungai. Konstruksi jenis ini secara umum tidak memiliki fungsi utama dalam menahan tekanan aktif lateral tanah namun lebih pada fungsi proteksi/pengamanan terhadap efek gerusan/erosi sehingga dapat merusak kestabilan lereng/tanggul dan berpotensi menyebabkan terjadinya longsor/*land slide*.



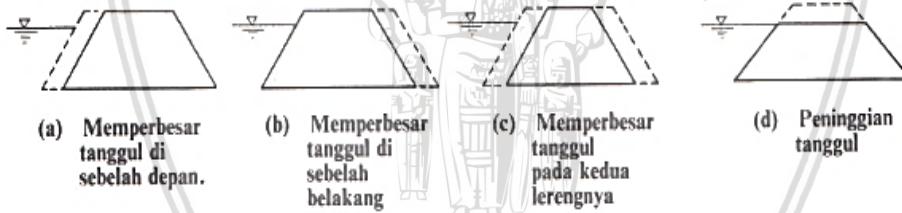
Gambar 2.12 Perkuatan Lereng

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.121).

i. Pekerjaan tanggul

- Jenis-jenis pekerjaan tanggul

Pekerjaan tanggul meliputi pembangunan tanggul baru, peningkatan tanggul lama dan pengunduran tanggul. Pembangunan tanggul baru adalah pembuatan tanggul pada suatu lokasi yang sebelumnya baru merupakan tanggul darurat atau tidak sama sekali ada tanggulnya. Peningkatan tanggul adalah usaha untuk memperbesar yang sebelumnya sudah ada namun dimensi belum memadai. Pengunduran tanggul adalah pekerjaan yang dilaksanakan dengan penimbunan di belakang tanggul lama.



Gambar 2.13 Peningkatan Tanggul

Sumber: Sosrodarsono (1994, p.97).

- Skema pelaksanaan

Dalam persiapan pembangunan tanggul maka perlu dilakukan tahapan pelaksanaan sebagai berikut (Sosrodarsono (1994, p.97-98)):

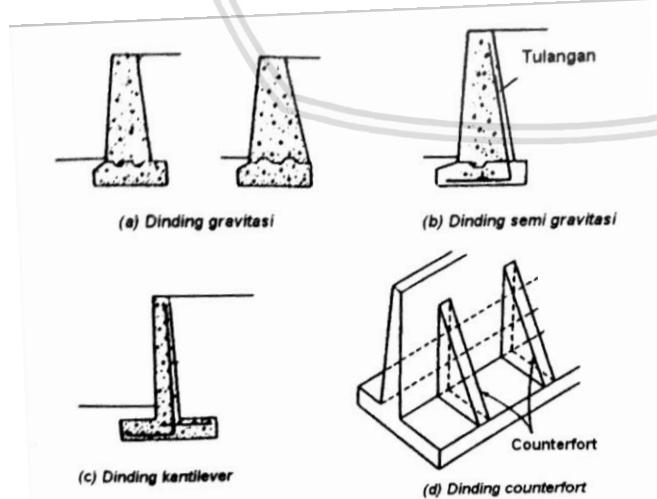
1. Penyelidikan terhadap kapasitas pengaliran sungai yang ada dan kondisi daerah yang akan diamankan.
2. Dalam rencana sistem penanggulangan banjir, tingkatnya disesuaikan dengan tingkat pengembangan daerah yang akan diamankan.
3. Disesuaikan antara tersedianya dana, sistem rencana penanggulangan banjir dan komponen utama berupa tanggul-tanggul.

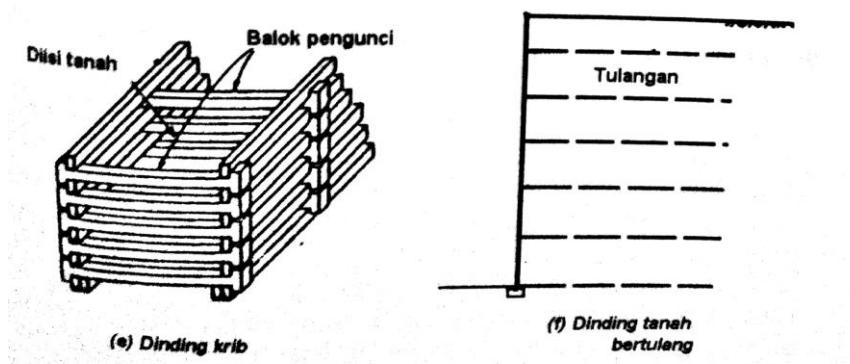
4. Melakukan langkah-langkah pengamanan antara lain, memperhatikan kondisi cuaca, menghindari pembongkaran tanggul lama yang terlalu panjang dan sedini mungkin menyiapkan bahan-bahan.
5. Pada masa pelaksanaan supaya memperhatikan kelancaran dari dataran yang diamankan.
6. Pada calon tanggul yang trasenya akan melintasi daerah rawa-rawa atau bekas sungai lama, mungkin diperlukan penggantian lapisan tanah fondasi atau diperlukan adanya pra-pembebanan (*pre-loading*) dengan urugan sementara. Hal ini tentunya akan memperpanjang waktu pelaksanaan pembangunan sehingga diperlukan adanya penyesuaian urutan pelaksanaan untuk bagian tanggul tersebut secara menyeluruh sehingga pelaksaan dapat dilaksanakan dalam jangka waktu yang optimal.

2.5.2.2 Tanggul Dinding Penahan (*Retaining Wall*)

Tanggul dinding penahan (*retaining wall*) merupakan bangunan jenis tanggul yang memiliki bentuk lebih ramping daripada tanggul urugan tanah. Tanggul dinding penahan dibangun pada bagian kanan dan kiri palung sungai yang berfungsi untuk menahan laju aliran di sungai tidak meluap ke bantaran sungai yang ada disampingnya. Jenis material tanggul dinding penahan umumnya dari pasangan batu kali maupun beton tulangan. Untuk selengkapnya perencanaan tanggul dinding penahan sebagai berikut:

- a. Tipe-tipe tanggul dinding penahan

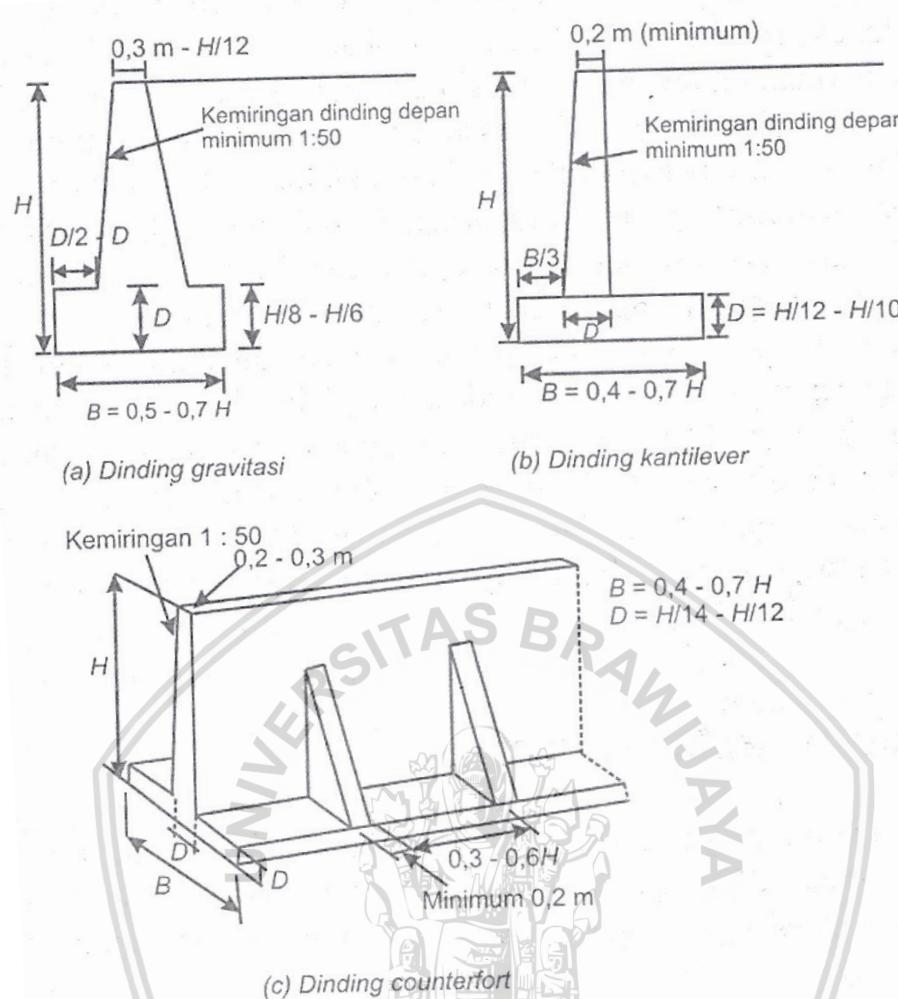




Gambar 2.14 Berbagai Tipe Tanggul Dinding Penahan

Sumber: Hardiyatmo (2014, p.440).

- **Tanggul dinding gravitasi**, merupakan tangggul dinding penahan terbuat dari beton cor padat (*concretemass*). Akibat berat sendiri besar sekali, maka stabilitas dinding penahan ini dapat dikatakan sangat baik. Pada dinding penahan ini direncanakan agar tidak terjadi pengaruh adanya tegangan tarik.
- **Tanggul dinding semi gravitasi**, merupakan tanggul dinding gravitasi yang berbentuk agak ramping dan adanya tapak yang dibuat lebih besar agar tidak terjadi tarikan pada dasar. Badan dinding dibuat besar untuk dapat stabil terhadap guling maupun geser.
- **Tanggul dinding kantilever**, merupakan tanggul dinding yang terdiri dari kombinasi dinding dan beton bertulang berbentuk huruf T. Ketebalan tanggul dinding ini relatif tipis karena adanya penulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja.
- **Tanggul dinding counterfort**, merupakan tanggul dinding penahan yang terdiri dari beton bertulang tipis dan didukung oleh penguat/*counterfort* untuk penyokong dan agar dinding tersebut menjadi lebih ekonomis.
- **Tanggul dinding krib**, merupakan tanggul dinding penahan terdiri dari balok-balok beton yang disusun menjadi dinding penahan.
- **Tanggul dinding tanah bertulang (reinforced earth wall)**, merupakan tanggul dinding penahan terdiri dari dinding berupa timbunan tanah yang diperkuat dengan bahan material dari geosintetik maupun metal.



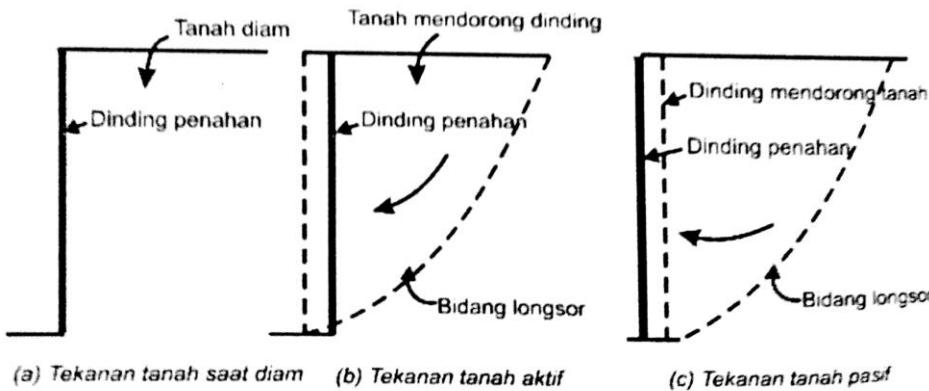
Gambar 2.15 Estimasi Awal Dimensi Dinding Penahan

Sumber: Hardiyatmo (2014, p.494).

b. Teori tekanan tanah lateral

Menurut Hardiyatmo (2014) mengatakan bahwa besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah sangat bergantung pada regangan lateral tanah relatif terhadap dinding. Dalam beberapa hal, hitungan tekanan tanah lateral ini didasarkan pada kondisi regangannya. Jika dianalisis tidak sesuai dengan apa yang sebenarnya terjadi, maka dapat mengakibatkan kesalahan perancangan. Untuk itu, pengertian tentang hubungan regangan lateral dengan tekanan tanah pada dinding sangat dibutuhkan.

Ditinjau dari kondisi tekanan tanah pada dinding penahan terdapat tiga macam tekanan tanah yaitu tekanan tanah saat diam (*earth pressure at rest*), tekanan tanah aktif (*active earth pressure*) dan tekanan tanah pasif (*passive earth pressure*).



Gambar 2.16 Tekanan Tanah Lateral

Sumber: Hardiyatmo (2014, p. 444).

Pada tekanan lateral terhadap dinding penahan dapat dihitung dengan menggunakan teori Rankine atau Coulomb.

- Teori Rankine

Teori Rankine (1857) dalam analisis tekanan tanah lateral dilakukan berdasarkan asumsi-asumsi berikut (Hardiyatmo, 2014, p.415):

1. tanah dalam kedudukan keseimbangan plastis, yaitu sembarang elemen tanah dalam kondisi tepat akan runtuh.
2. Tanah urug tidak berkohesi ($c = 0$).
3. Gesekan antara dinding dan tanah urug diabaikan atau permukaan dinding dianggap licin sempurna ($\delta = 0$).

- **Koefisien Tekanan Tanah Aktif (K_a)**

$$K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2}) \quad (2-53)$$

Dengan,

φ = sudut geser dalam tanah ($^{\circ}$)

- **Tekanan Tanah Aktif Total (P_a)**

$$P_a = 0.5 H^2 \gamma K_a \quad (2-54)$$

Dengan,

H = tinggi dinding penahan tanah (m)

γ = berat jenis tanah urug (t/m^3)

- **Koefisien Tekanan Tanah Pasif (K_p)**

$$K_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) \quad (2-55)$$

- **Tekanan Tanah Pasif Total (P_p)**

$$P_p = 0.5 H^2 \gamma K_p \quad (2-56)$$

- Teori Coulomb

Teori Coulomb (1776) dalam analisis tekanan tanah lateral dilakukan berdasarkan anggapan-anggapan berikut (Hardiyatmo, 2014, p.461):

1. Tanah adalah bahan isotropis dan homogen yang mempunyai sudut gesek dan kohesi.
2. Bidang longsor dan permukaan tanah urug adalah rata.
3. Gaya gesek didistribusikan secara sama di sepanjang bidang longsor dan koefisien gesek $f = \tan \phi$.
4. Tanah yang longsor berbentuk baji, dan merupakan satu kesatuan.
5. Terdapat gesekan antara dinding penahan dan tanah urug. Tanah yang longsor bergerak turun di sepanjang dinding belakang mengembangkan gesekan.
6. Keruntuhan dinding penahan tanah dianggap masalah dua dimensi dengan memperhatikan dinding penahan tanah yang panjangnya tak terhingga.

- **Koefisien Tekanan Tanah Aktif (K_a)**

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right)^2} \quad (2-57)$$

Dengan,

β = sudut kemiringan dinding penahan tanah terhadap garis vertikal ($^{\circ}$)

δ = sudut gesek antara dinding dan tanah ($^{\circ}$)

i = sudut kemiringan permukaan tanah urug ($^{\circ}$)

- **Tekanan Tanah Aktif Total (P_a)**

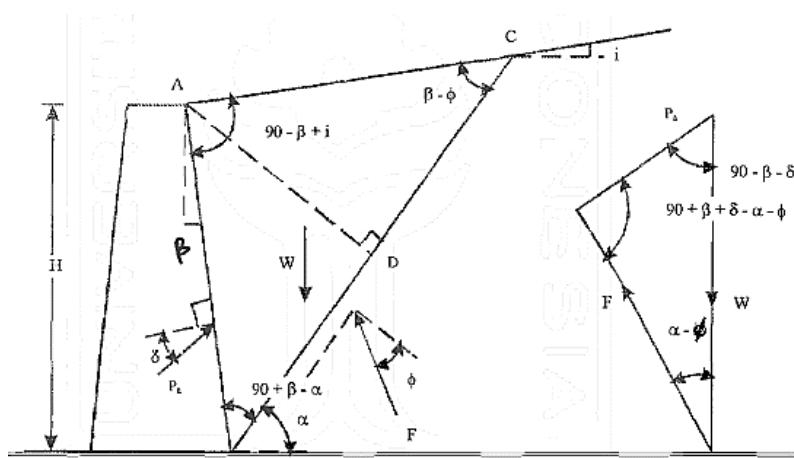
$$P_a = 0.5 H^2 \gamma K_a \quad (2-58)$$

- **Koefisien Tekanan Tanah Pasif (K_p)**

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta - \beta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + i)}{\cos(\delta - \beta) \cos(i - \beta)}} \right)^2} \quad (2-59)$$

- **Tekanan Tanah Pasif Total (P_p)**

$$P_p = 0.5 H^2 \gamma K_p \quad (2-60)$$



Gambar 2.17 Kelongsoran ditinjau dari Teori Coulomb

Sumber: Anonim.

c. Tegangan tanah lateral saat gempa

Beban gempa merupakan salah satu jenis pembebanan yang dapat mempengaruhi struktur penahan tanah terutama untuk struktur galian dalam. Hal ini disebabkan adanya penambahan nilai tegangan lateral pada saat terjadinya gempa sehingga disebut tegangan lateral total. Tegangan total ini terdiri dari tegangan lateral tanah mula-mula (sebelum terjadi gempa) dan tegangan lateral tanah yang disebabkan oleh gempa.

- Teori Mononobe-Okabe

Metode ini berdasarkan metode *limit state analyses* yaitu metode Mononobe-Okabe (Mononobe dan Matsuo, 1929), (Okabe, 1924). Pada metode ini diasumsikan sebuah bidang segitiga tanah (*soil wedge*) dibatasi dengan sebuah dinding penahan yang kaku. Adapun beberapa hal yang harus diperhatikan pada metode ini, antara lain:

1. Metode Mononobe-Okabe mengacu pada teori tegangan lateral tanah yang dikembangkan oleh Coulomb (1776).
2. Merupakan metode pseudo-static dan berlaku untuk struktur penahan tanah yang dapat mengalami pergerakan yang cukup besar hingga batas keruntuhannya (*yielding wall*).

- **Koefisien tekanan tanah aktif gempa (K_{ae})**

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right)^2} \quad (2-61)$$

$$\theta = \tan^{-1} \cdot K_h \quad (2-62)$$

Dengan,

α = sudut kemiringan dinding penahan tanah terhadap garis horizontal ($^{\circ}$)

δ = sudut gesek antara dinding dan tanah ($^{\circ}$)

β = sudut kemiringan permukaan tanah urug ($^{\circ}$)

i = sudut kemiringan permukaan tanah urug ($^{\circ}$)

K_h = Koefisien gempa horizontal

- **Tekanan tanah aktif total gempa (P_{ae})**

$$P_a = 0.5 H^2 \gamma K_{ae} \quad (2-63)$$

- **Koefisien tekanan tanah pasif gempa (K_{pe})**

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + i - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right)^2} \quad (2-64)$$

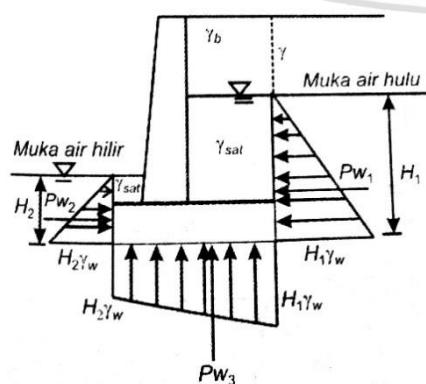
- **Tekanan tanah aktif total gempa (P_{pe})**

$$P_p = 0.5 H^2 \gamma K_{pe} \quad (2-65)$$

d. Pengaruh tekanan rembesan

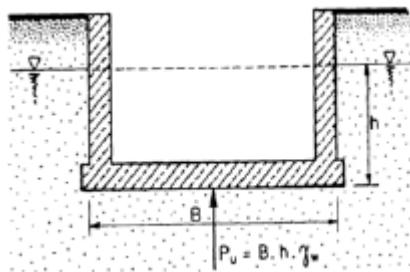
Saat ketika hujan turun, berat suatu volume tanah di bagian belakang dinding penahan tanah akan bertambah dikarenakan naiknya kadar air tanah. Rembesan air yang melewati tanah urugan ini dapat menimbulkan,

1. Berat tanah urug bertambah dan tekanan tanah juga bertambah, sehingga dalam suatu perancangan digunakan kondisi tanah urug jenuh air karena tanah ini dapat menahan air pada jangka waktu yang cukup lama.
2. Gaya *up-lift* (angkat) akan terjadi pada dasar fondasi dinding penahan.
3. Pengurangan tekanan tanah pasif di depan dinding.



Gambar 2.18 Diagram Tekanan Air di sekeliling Dinding Penahan

Sumber: Hardiyatmo (2014, p. 483).



Gambar 2.19 Gaya Tekan Air ke Atas

Sumber: Kriteria Perencanaan 06 - Parameter Bangunan (2013, p. 48).

$$P_u = B \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (2-66)$$

Dengan,

P_u = tekanan *up-lift* (ton)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

H = kedalaman air (m)

B = lebar pondasi (m)

Dalam teori angka rembesan *Lane*, diandaikan bahwa bidang horisontal memiliki daya tahan terhadap aliran (rembesan) 3 kali lebih lemah dibandingkan dengan bidang vertikal. Ini dapat dipakai untuk menghitungnya tekan ke atas dibawah bangunan dengan cara membagi beda tinggi energi pada bangunan sesuai dengan panjang relatif di sepanjang pondasi (Kriteria Perencanaan 06 – Perencanaan Bangunan, 2013, p.51). Pada perumusan, diketahui bahwa gaya angkat pada titik x di sepanjang dasar bangunan adalah sebagai berikut:

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \Delta H \quad (2-67)$$

Dengan,

P_x = gaya angkat pada x (t/m^2)

L = panjang total bidang kontak bangunan dan tanah bawah (m)

L_x = jarak sepanjang bidang kontak dan hulu sampai x (m)

ΔH = beda tinggi energi (m)

H_x = tinggi energi di hulu tanggul (m)

Metode *Bligh* berpendapat besarnya perbedaan tekanan di jalur pengaliran adalah sebanding dengan panjangnya jalan air (*creep line*) yang dinyatakan sebagai (Kriteria Perencanaan 06 – Perencanaan Bangunan, 2013, p.52):

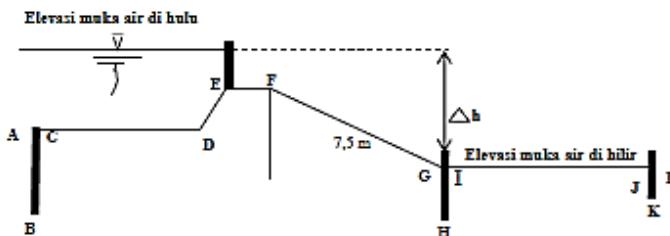
$$\Delta H = 1/c \quad (2-68)$$

Dengan,

l = panjang *creep line* (m)

C = creep ratio

ΔH = beda tinggi energi (m)



Gambar 2.20 Panjang Creep Line

Sumber: Kriteria Perencanaan 06 – Parameter Bangunan (2013, p. 53).

e. Dasar perhitungan pembebanan

1. Beban vertikal

Beban vertikal yaitu pembebanan dari gaya-gaya yang bekerja secara vertikal.

- Berat bangunan

Persamaan yang digunakan dalam menghitung berat bangunan adalah sebagai berikut:

$$G = \gamma_{\text{bahan}} \cdot V \quad (2-69)$$

Dengan,

G = berat jenis bahan (t/m^3)

γ_{bahan} = berat jenis bahan (t/m^3)

V = volume bahan (m^3)

- Berat air

Persamaan yang digunakan dalam menghitung berat air adalah sebagai berikut:

$$W_w = \gamma_w \cdot V \quad (2-70)$$

Dengan,

W_w = berat air (t/m^3)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

V = volume air (m^3)

- Tekanan *Up-lift*

Perhitungan yang digunakan dalam menghitung gaya up-lift yang bekerja seperti yang terdapat pada persamaan (2-66 sampai dengan 2-68).

2. Beban horizontal

Beban horizontal yaitu pembebanan dari gaya-gaya yang bekerja secara horizontal atau secara lateral.

- Tekanan hidrostatis

Tekanan hidrostatis adalah gaya horizontal yang terjadi akibat air dari hulu maupun hilir dan bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan. Persamaan yang digunakan dalam menghitung tekanan hidrostatik adalah sebagai berikut:

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (2-71)$$

Dengan,

P_w = tekanan hidrostatik (ton)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

H = kedalaman air (m)

- Tekanan hidrodinamis

Tekanan hidrodinamis adalah gaya horizontal yang terjadi akibat yang menekan bangunan apabila terjadi gempa. Persamaan yang digunakan dalam menghitung tekanan hidrodinamis adalah sebagai berikut:

$$P_d = \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot H_1^2 \quad (2-72)$$

Dengan,

P_d = tekanan hidrodinamis (ton)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

H_1 = tinggi air dari dasar (m)

- Tekanan tanah aktif

Perhitungan yang digunakan dalam menghitung tekanan tanah aktif yang bekerja seperti yang terdapat pada persamaan (2-54, 2-58 dan 2-63).

- Tekanan tanah pasif

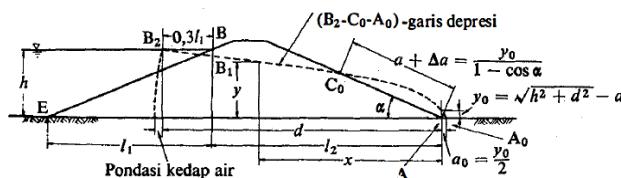
Perhitungan yang digunakan dalam menghitung tekanan tanah aktif yang bekerja seperti yang terdapat pada persamaan (2-56, 2-60 dan 2-65).

2.6 Analisis Stabilitas Lereng Tanggul

2.6.1 Stabilitas Tanggul Urugan Tanah

a. Formasi garis depresi

Bila terdapat aliran rembesan di dalam tubuh tanggul, maka untuk menganalisis aliran rembesan diperlukan suatu formasi garis depresi dengan menggunakan metode Cassagrande (Sosrodarsono, 1977, p.156).



Gambar 2.21 Garis Depresi Bendungan Homogen (Sesuai dengan Garis Parabola)

Sumber: Sosrodarsono (1977, p.156).

Bagian tumit hilir pada gambar diatas dianggap sebagai titik awal koordinat dengan sumbu x dan y, sehingga garis depresi diperoleh dengan persamaan parabola dasar sebagai berikut:

$$l_1 = m \cdot h \quad (2-73)$$

$$l_2 = l_{total} - l_1 \quad (2-74)$$

$$d = 0,31 L_1 + l_2 \quad (2-75)$$

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (2-76)$$

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (2-77)$$

$$y = \sqrt{2y_0 x + y_0^2} \quad (2-78)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2-79)$$

Dengan:

m = kemiringan lereng

h = jarak vertikal antara titik A dan B

d = jarak horizontal antara titik B_2 dan A

l_1 = jarak horizontal antara titik B dan E

l_2 = jarak horizontal antara B dan A

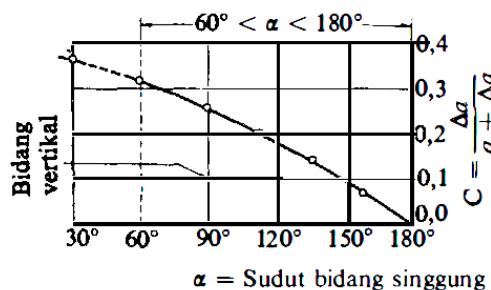
A = ujung tumit hilir bendungan

B = titik perpotongan antara muka air waduk dan lereng udik bendungan

A_1 = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B

B_2 = titik yang terletak sejauh 0,3 l, horizontal ke arah udik dari titik B

Untuk memperoleh nilai a dan Δa dapat dicari berdasarkan nilai α dengan menggunakan grafik sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1977):



Gambar 2.22 Hubungan antara Sudut Bidang Singgung (α) dengan $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

Sumber: Sosrodarsono (1977, p.158).

Apabila sudut kemiringan lereng $< 30^\circ$, maka harga a ,

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2} \quad (2-80)$$

b. Tinjauan terhadap gejala sufosi (*piping*) dan sembulan (*boiling*)

Gejala sufosi (*piping*) dan sembulan (*boiling*) merupakan erosi yang cepat sebagai akibat rembesan terpusat berat tubuh dan atau pondasi embung. Air meresap melalui timbunan tanah lapisan kedap air. Dengan adanya tekanan air di sebelah hulu maka ada kecenderungan terjadinya aliran air melewati pori-pori didalam tanah. Kecepatan aliran keluar ke atas permukaan lereng hilir yang komponen vertikalnya dapat mengakibatkan terjadinya perpindahan butiran-butiran bahan embung, kecepatannya dirumuskan sebagai berikut :

$$c = \sqrt{\frac{W_1 \times g}{F \times \gamma_w}} \quad (2-81)$$

Dengan,

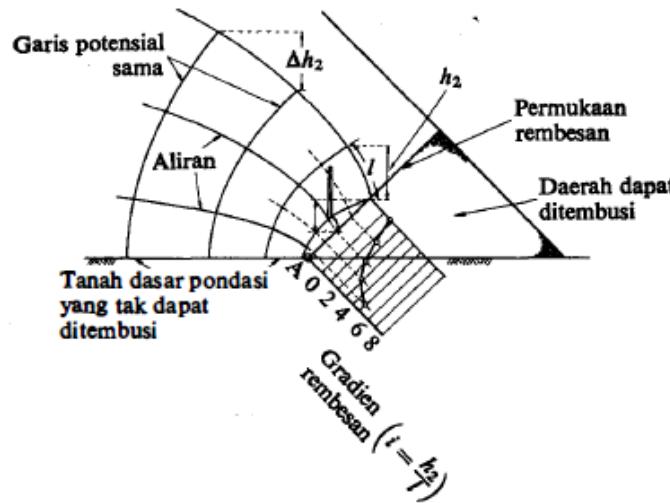
c = kecepatan kritis (m/dt)

W_1 = berat butiran bahan dalam air (t/m³)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi (m²)

γ_w = berat isi air (t/m³)



Gambar 2.23 Gradien rembesan

Sumber: Sosrodarsono (1977, p.162).

c. Stabilitas lereng tanggul menggunakan metode Bishop

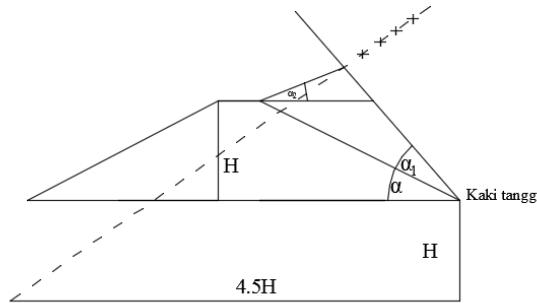
Dalam studi ini metode Bishop digunakan untuk menganalisis kestabilan lereng yang tersusun oleh tanah seragam (homogen), dan bidang gelincirnya berbentuk busur (*arc-failure*). Pada tahapan menentukan letak busur longsoran kritis terhadap stabilitas lereng, Fellenius memberikan petunjuk-petunjuk untuk menentukan lokasi titik pusat bidang longsornya.

Pada tanah homogen pusat busur longsornya terletak pada garis PQ dengan garis Q diperoleh dari menarik garis sepanjang H ke bawah dari kaki tanggul dan $4.5H$ jarak mendatar seperti yang disajikan pada Gambar 2.24. Sedangkan titik P diperoleh dari bantuan sudut α_1 dan α_2 yang disajikan pada tabel 2.14 berikut ini:

Tabel 2.14 Sudut-sudut Petunjuk

Kemiringan	Sudut-sudut Petunjuk	
	α_1	α_2
1:1	27.5	37
1:2	25	35
1:3	25	35
1:4	25	35
1:6	25	35

Sumber: Garg (1980, p.985).



Gambar 2.24 Posisi Titik Busur Longsor Kritis oleh *Fellenius*

Sumber: Garg (1980, p.958).

Pada metode Bishop, pengaruh gaya-gaya pada sisi tepi tiap irisan diperhitungkan. Gaya-gaya yang bekerja pada irisan nomor n , dapat disajikan dalam Gambar 2.25 (a), dengan contoh $P_n - P_{n+1} = \Delta P$; $T_n - T_{n+1} = \Delta T$. sehingga, didapatkan bahwa,

$$T_r = N_r \tan(\phi_d) + c_d \Delta L_n = N_r \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right) + \frac{c \Delta L_n}{F_s} \quad (2-82)$$

Pada Gambar 2.25 (b) menunjukkan poligon gaya untuk keseimbangan dari irisan nomor n sehingga dapat menjumlahkan gaya dalam arah vertikal.

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + \left[\frac{N_r \tan \phi}{F_s} + \frac{c \Delta L_n}{F_s} \right] \sin \alpha_n \quad (2-83)$$

atau,

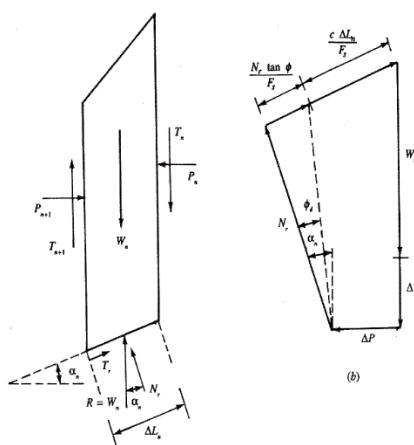
$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c \Delta L_n}{F_s} \sin \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{F_s}} \quad (2-84)$$

Untuk keseimbangan blok ABC (Gambar 2.25), diambil momen terhadap O

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r \quad (2-85)$$

dengan,

$$T_r = \frac{1}{F_s} (c + \sigma \tan \phi) \Delta L_n = \frac{1}{F_s} (c \Delta L_n + N_r \tan \phi) \quad (2-86)$$

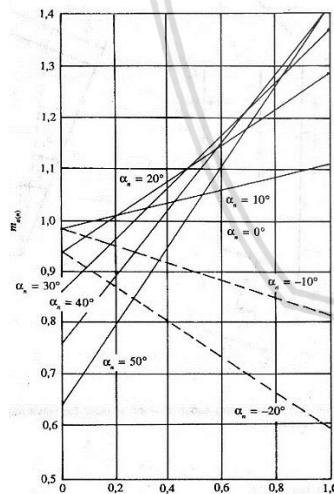


Gambar 2.25 Metode irisan *bishop* yang disederhanakan; (a) gaya – gaya yang bekerja pada irisan nomor n , (b) poligon gaya untuk keseimbangan

Sumber: Das, BM (1994).

Dengan memasukkan persamaan (2-82) dan (2-83) ke persamaan (2-85), maka didapatkan:

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta T \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (2-87)$$



Gambar 2.26 Variasi $m_{\alpha(n)}$ dengan $\tan \phi / F_s$ dan α_n

Sumber : Das, BM (1994).

Dapat diperhatikan bahwa harga α_n bisa negatif atau positif tergantung dari posisi sudut dari talud bidang longsor. Untuk mendapatkan angka keamanan minimum yaitu angka keamanan untuk lingkaran kritis dapat dibuat dengan beberapa coba-coba dengan cara mengubah letak pusat lingkaran.



Dalam perhitungan stabilitas lereng tanggul, analisis yang dilakukan berdasarkan kondisi-kondisi sebagai berikut:

- Kondisi kosong
- Kondisi muka air penuh
- Kondisi *rapid drawdown/turun tiba-tiba*

Angka keamanan yang digunakan dalam stabilitas lereng tanggul dengan berbagai kondisi beban dan tegangan geser dapat disajikan dalam Tabel 2.15 berikut ini:

Tabel 2.15 Angka Aman Minimum dalam Tinjauan Stabilitas Lereng sebagai Fungsi dari Tegangan

Kriteria	Kondisi Tinjauan	Lereng	Tegangan Geser	Koefisien Gempa	SF min.
I	Rapid drawdown	Hulu	CU	0%	1.50
		Hulu	CU	100%	1.20
II	Muka Air penuh (banjir)	Hulu	CU	0%	1.50
		Hulu	CU	100%	1.20
III	<i>Steady state seepage</i>	Hilir	CU	0%	1.50
		Hilir	CU	100%	1.20

Catatan: CU: *Consolidated Undrained Test*

Sumber: Engineering and Design Slope Stability, (1970, p.25).

d. Koefisien Gempa

Besaran harga-harga koefisien gempa didasarkan pada peta Indonesia yang menunjukkan berbagai daerah dan risiko. Koefisien gempa dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut:

$$a_d = Z \cdot a_c \cdot v \quad (2-88)$$

$$E = \frac{a_d}{g} \quad (2-89)$$

Dengan:

a_d = percepatan gempa maksimum yang terkoreksi di permukaan tanah (gal)

a_c = percepatan gempa dasar (gal) (Tabel 2.16)

Z = koefisien zona (Gambar 2.27)

v = koreksi pengaruh jenis tanah setempat (Tabel 2.17)

E = koefisien gempa

g = percepatan gravitasi = 980 cm/dt^2

Tabel 2.16 Percepatan Gempa Dasar untuk Berbagai Periode Ulang

T (tahun)	a_c (gal)
10	90
20	120
50	160
100	190
200	220
500	250
1000	280
5000	330
1000	350

Sumber: Pd T-14-2004-A (2004, p.25).

Tabel 2.17 Faktor Koreksi Pengaruh Jenis Tanah Setempat

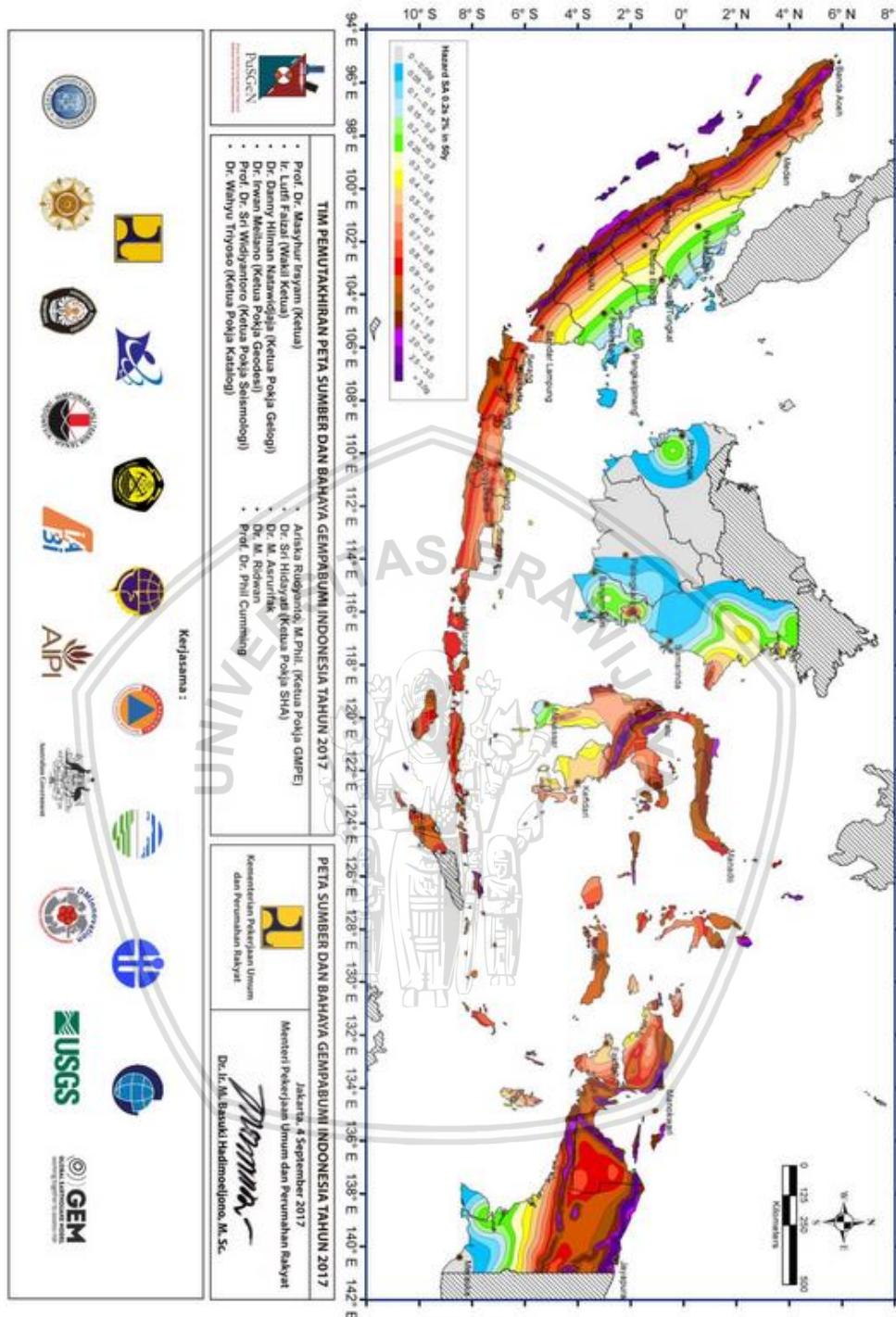
Kelompok	Jenis Tanah	Periode predominan Ts (detik)	Koreksi (v)
	Batuan		
1	a) Perlapisan terbentuk sebelum periode kuarter disebut batuan. b) Lapisan diluvial diatas lapisan batuan dengan tebal kurang dari 10 m	$Ts \leq 0.25$	0.80
	Diluvium		
2	a) Lapisan aluvial di atas lapisan batuan dengan tebal lebih dari 10 m b) Lapisan aluvial diatas lapisan batuan dengan tebal kurang dari 10 m.	$0.25 < Ts < 0.50$	1.00
	Aluvium		
3	a) Lapisan aluvial di atas lapisan batuan dengan tebal kurang dari 25 m b) Lapisan aluvial diatas batuan dengan tebal kurang dari 25 m dan lapisan aluvial lunak kurang dari 5 m.	$0.50 < Ts < 0.75$	1.10
	Aluvium lunak		
4	a) Lapisan tanah pasiran jenuh air dengan tebal kurang dari 10 m dari permukaan dengan $N_{SPT} \leq 10$ pkl/30cm penetrasi. b) Lapisan tanah kohesif atau lanauan lunak ditemukan mulai pada kedalaman 3 m dari permukaan dengan nilai $c_u \leq 0.25 \text{ kg/cm}^2$ dari uji lapangan.	$Ts > 0.75$	1.20

Catatan :

- (1) Yang termasuk dalam lapisan diluvial ialah lapisan pasir padat, kerikil pasiran, kerikil bongkahan, dan lempung keras.
- (2) Yang termasuk dalam lapisan aluvial ialah lapisan endapan baru seperti endapan sungai, dan longsoran.

Sumber: Pd T-14-2004-A (2004, p.25)

D11: Peta percepatan spektrum respons 0.2 detik dengan redaman 5% di bantuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun



Gambar 2.27 Peta Sumber dan Bahaya Gempa Bumi Indonesia Tahun 2017

Sumber: Pusat Studi Gempa Nasional (2017).

2.6.2 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan (*Retaining Wall*)

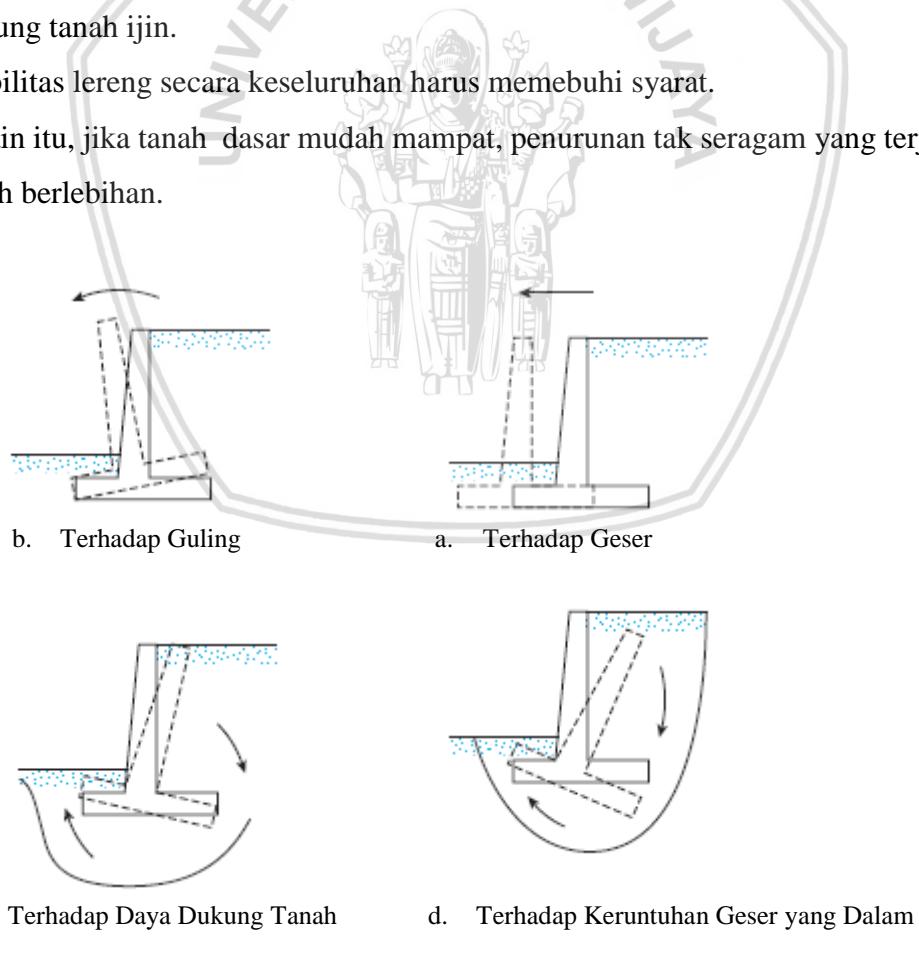
Pada stabilitas tanggul dinding penahan (*retaining wall*) terdapat gaya-gaya yang bekerja antara lain:

- a. Berat tubuh dinding penahan / berat sendiri (G)
- b. Gaya tekanan tanah aktif total (P_a)
- c. Gaya tekanan tanah pasif total (P_p)
- d. Tekanan hidrostatis (P_w)
- e. Tekanan *up-lift* / air di bawah tanggul (P_u)
- f. Tekanan hidrodinamis (P_d)
- g. Reaksi tanah dasar / daya dukung tanah (R)

Analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau terhadap hal-hal sebagai berikut (Hardiyatmo, 2014, p.484):

1. Faktor aman terhadap penggeseran dan penggulingan harus mencukupi.
2. Tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi harus tidak melebihi kapasitas dukung tanah ijin.
3. Stabilitas lereng secara keseluruhan harus memenuhi syarat.

Selain itu, jika tanah dasar mudah mampat, penurunan tak seragam yang terjadi harus tidak boleh berlebihan.



Gambar 2.28 Jenis-jenis Keruntuhan Dinding Penahan

Sumber: (Das, BM. 2016).

- **Stabilitas terhadap penggulingan**

Menurut Hardiyatmo (2014) mengatakan bahwa tekanan lateral yang diakibatkan oleh tanah urug dibelakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen akibat beban sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah diatas pelat fondasi.

Kontrol keamanan terhadap penggulingan dirumuskan sebagai berikut:

$$SF = \frac{\text{Jumlah momen tahan}}{\text{Jumlah momen guling}}$$

$$SF = \frac{\sum M_x}{\sum M_y} \geq 1.5 \quad (\text{tanpa gempa}) \quad (2-90)$$

$$SF = \frac{\sum M_x}{\sum M_y} \geq 1.2 \quad (\text{dengan gempa}) \quad (2-91)$$

- **Stabilitas terhadap penggeseran**

Untuk stabilitas terhadap penggeseran, kontrol keamanan (*safety factor*) dirumuskan sebagai berikut:

$$SF = \frac{\sum Rh}{\sum Ph} \quad (2-92)$$

$$\sum Rh = c_a B + W \operatorname{tg} \delta_b \quad (2-93)$$

Dengan:

SF = faktor keamanan

ΣRh = tahanan dinding penahan terhadap penggeseran

W = berat total dinding penahan dan tanah diatas pelat fondasi (ton)

δ_b = sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi

c_a = $a_d \times c$ = adhesi antara tanah dan dasar dinding (t/m^2)

c = kohesi tanah dasar (t/m^2)

a_d = faktor adhesi

B = lebar fondasi (m)

ΣPh = jumlah gaya-gaya horizontal (ton)

Untuk keadaan normal / tanpa gempa $SF \geq 1.5$, dan keadaan dengan gempa $SF \geq 1.2$.

- **Stabilitas terhadap daya dukung tanah**

Terdapat beberapa persamaan kapasitas daya dukung tanah yang digunakan untuk untuk analisis stabilitas dinding penahan terhadap daya dukung tanah, seperti persamaan-persamaan Terzaghi (1943), Meyerhof (1951,1963), Hansen (1970) dan Vesic (1975).

Pertimbangan pemakaian persamaan kapasitas dukung adalah sebagai berikut (Bowles, 1996):

Tabel 2.18 Pertimbangan Pemakaian Persamaan Kapasitas Dukung Tanah

Metoda	Baik digunakan untuk:
Terzaghi	Tanah-tanah berkohesi, di mana $D/B \leq 1$ atau untuk estimasi q_u secara cepat untuk dibandingkan dengan cara lain. Jangan digunakan bila fondasi mengalami momen (beban tidak sentris) dan atau gaya horizontal, atau bila dasar fondasi miring.
Hansen, Meyerhof, Vesic	Sembarang situasi dapat diterapkan, bergantung pada kesukaan pemakai.
Hansen, Vesic	Jika dasar fondasi miring atau fondasi pada lereng atau bila $D/B > 1$.

Sumber: Hardiyatmo (2014, p. 178).

a. Persamaan Meyerhof

Persamaan Meyerhof (1963) mengusulkan persamaan kapasitas dukung ultimit dengan mempertimbangkan bentuk fondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas fondasinya, sebagai berikut:

$$q_{\text{ultimit}} = S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot p_0 \cdot N_q + S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot (0.5) \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad (2-94)$$

Dengan,

q_{ultimit} = kapasits dukung ultimit (t/m^2)

N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas dukung untuk fondasi memanjang

S_c, S_q, S_γ = faktor bentuk fondasi

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman fondasi

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

B' = $B - 2e$ = lebar fondasi efektif (m)

p_0 = $D_f \cdot \gamma$ = tekanan overburden pada dasar fondasi (t/m^2)

D_f = kedalaman fondasi (m)

c = angka kohesi (t/m^2)

γ = berat volume tanah (t/m^3)

B = lebar fondasi (m)

e = eksentrisitas (m)

Tabel 2.19 Faktor Kapasitas Dukung (Meyerhof, 1963)

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.00
2	5.63	1.20	0.01
3	5.90	1.31	0.02
4	6.19	1.43	0.04
5	6.49	1.57	0.07
6	6.81	1.72	0.11
7	7.16	1.88	0.15
8	7.53	2.06	0.21
9	7.92	2.25	0.28
10	8.34	2.47	0.37
11	8.80	2.71	0.47
12	9.28	2.97	0.60
13	9.81	3.26	0.74
14	10.37	3.59	0.92
15	10.98	3.94	1.13
16	11.63	4.34	1.37
17	12.34	4.77	1.66
18	13.10	5.26	2.00
19	13.93	5.80	2.40
20	14.83	6.40	2.87
21	15.81	7.07	3.42
22	16.88	7.82	4.07
23	18.05	8.66	4.82
24	19.32	9.60	5.72
25	20.72	10.66	6.77
26	22.25	11.85	8.00
27	23.94	13.20	9.46
28	25.80	14.72	11.19
29	27.86	16.44	13.24
30	30.14	18.40	15.67
31	32.67	20.63	18.56
32	35.49	23.18	22.02
33	38.64	26.09	26.17
34	42.16	29.44	31.15
35	46.12	33.30	37.15
36	50.59	37.75	44.43
37	55.63	42.92	53.27
38	61.35	48.93	64.07
39	67.87	55.96	77.33
40	75.31	64.20	93.69
41	83.86	73.90	113.99
42	93.71	85.37	139.32
43	105.11	99.01	171.14
44	118.37	115.31	211.41
45	133.87	134.87	262.74
46	152.10	158.50	328.73
47	173.64	187.21	414.33
48	199.26	222.30	526.45
49	229.92	265.50	674.92
50	266.88	319.06	873.86

Sumber: Hardiyatmo (2014, p. 150).

Tabel 2.20 Faktor Bentuk Fondasi (Meyerhof, 1963)

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
S_c	$1 + 0.2 (B/L) \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2)$	Untuk sembarang ϕ
$S_q = S_\gamma$	$1 + 0.1 (B/L) \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2)$	Untuk $\phi \geq 10^0$
	1	Untuk $\phi = 0$

Sumber: Hardiyatmo (2014, p. 152)

Tabel 2.21 Faktor Bentuk Kedalaman Fondasi (Meyerhof, 1963)

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0.2 (D_f/B) \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2)$	Untuk sembarang ϕ
$d_q = d_\gamma$	$1 + 0.1 (D_f/B) \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2)$	Untuk $\phi \geq 10^0$
	1	Untuk $\phi = 0$

Sumber: Hardiyatmo (2014, p. 152).

Tabel 2.22 Faktor-faktor Kemiringan Beban (Meyerhof, 1963)

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
$i_c = i_q$	$[1 - \delta / 90^0]^2$	Untuk sembarang ϕ
i_γ	$[1 - \delta / \phi]^2$	Untuk $\phi \geq 10^0$
	1	Untuk $\phi = 0$

Sumber: Hardiyatmo (2014, p. 152).

b. Beban eksentris

Eksentrisitas (e) adalah jarak antara resultan gaya dengan titik tengah struktur. Nilai eksentrisitas dihitung berdasarkan setengah lebar fondasi dikurangi dengan pembagian momen dan gaya vertikal. Nilai minimum e yang disyaratkan adalah $1/6 B$, sedangkan untuk struktur tanah dasar batuan, nilai minimum e adalah $1/4 B$.

Jika beban eksentrisitas pada arah lebarnya, lebar efektif fondasi dinyatakan dengan,

$$B' = B - 2e \quad (2-95)$$

Keterangan:

B' = lebar efektif fondasi (m)

B = lebar fondasi (m)

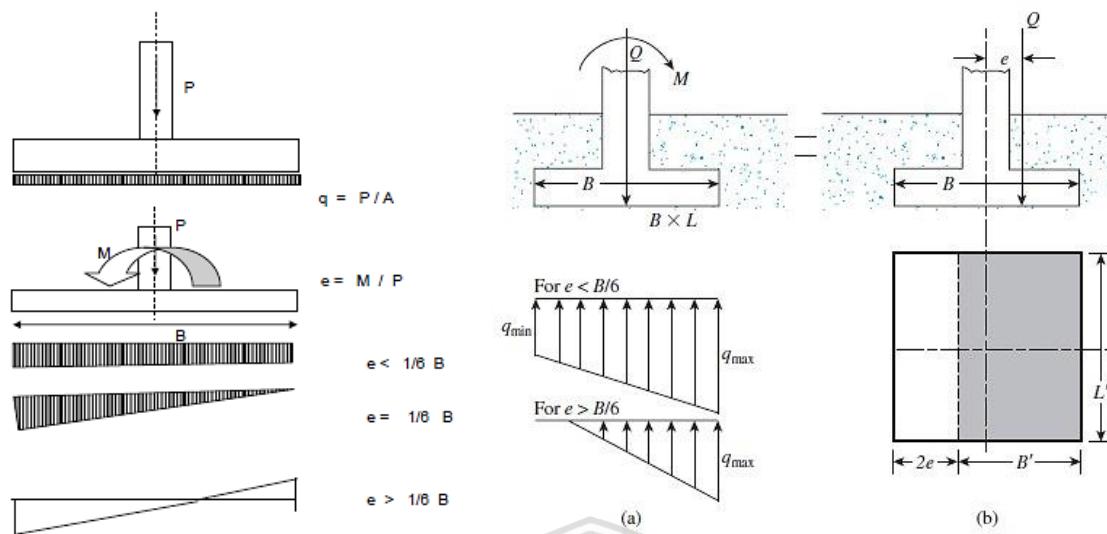
e = eksentrisitas (m)

$$= |(B/2) - (\sum M / \sum V)| \quad (2-96)$$

Dengan,

$$\sum M = \sum M_x - \sum M_y \quad (2-97)$$

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal



Gambar 2.29 Diagram Pengaruh Eksentrisitas pada Fondasi

Sumber: Anonim.

Tekanan struktur tanah dasar fondasi dapat dihitung dari persamaan-persamaan sebagai berikut (Hardiyatmo, 2014, p.490):

1. Bila dipakai cara lebar efektif fondasi (asumsi Meyerhof):

$$q = \frac{V}{B'} \quad (2-98)$$

Dengan,

V = beban vertikal total

2. Bila distribusi tekanan kontak antara tanah dasar fondasi dianggap linier,

$$q = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \text{ bila } e \leq B/6 \quad (2-99)$$

$$q_{maks} = \frac{2V}{3(B-2e)} \text{ bila } e > B/6 \quad (2-100)$$

Dalam suatu perancangan, lebar fondasi dinding penahan (B) dibuat sedemikian hingga $e < B/6$, dimaksudkan untuk efisiensi fondasi maksimum dan perbedaan tekanan fonasi pada ujung-ujung kaki dinding tidak besar yang dapat mempengaruhi resiko keruntuhan dinding akibat stabilitas terhadap penggulingan.

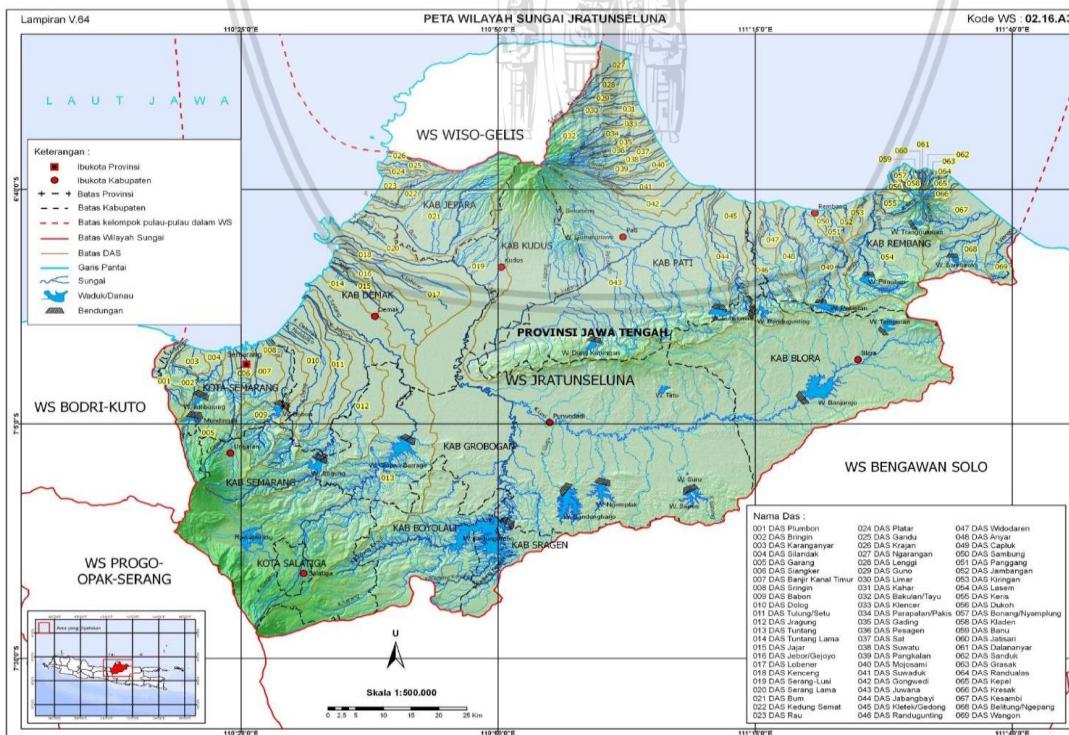
BAB III

METODOLOGI KAJIAN

3.1 Satuan Wilayah Sungai Jratunseluna

Satuan Wilayah Sungai Jratunseluna berada dalam pengelolaan Balai Besar Wilayah Sungai Pemali-Juana dan secara administratif terletak di Provinsi Jawa Tengah. Wilayah Sungai Jratunseluna terdiri dari 2 daerah sistem sungai utama yaitu sistem Sungai Jratun (Sungai Jragung dan Tuntang) dan sistem Sungai Seluna (Sungai Serang, Lusi, dan Juana).

Pada sistem Sungai Seluna terdapat 3 lokasi mataair utama, yang terbesar berasal dari pegunungan di Boyolali mengaliri Sungai Serang, dan selanjutnya berasal dari pegunungan kapur di Blora dan Grobogan mengaliri Sungai Lusi, serta yang ketiga berasal dari pegunungan Muria di Kudus, Pati, dan Jepara mengaliri Sungai Juana dan Sungai Serang Welahan Drainase 2 (SWD 2). Sedangkan akhir sungai-sungai pada sistem Sungai Seluna bermuara di 4 lokasi yang seluruhnya di Pantai Utara Jawa, 2 berada di pantai Kabupaten Demak yaitu Sungai SWD 1 dan Sungai Wulan, 1 berada di pantai Kab. Jepara yaitu Sungai SWD 2 dan muara yang lainnya berada di pantai Kabupaten Pati yaitu Sungai Juana.

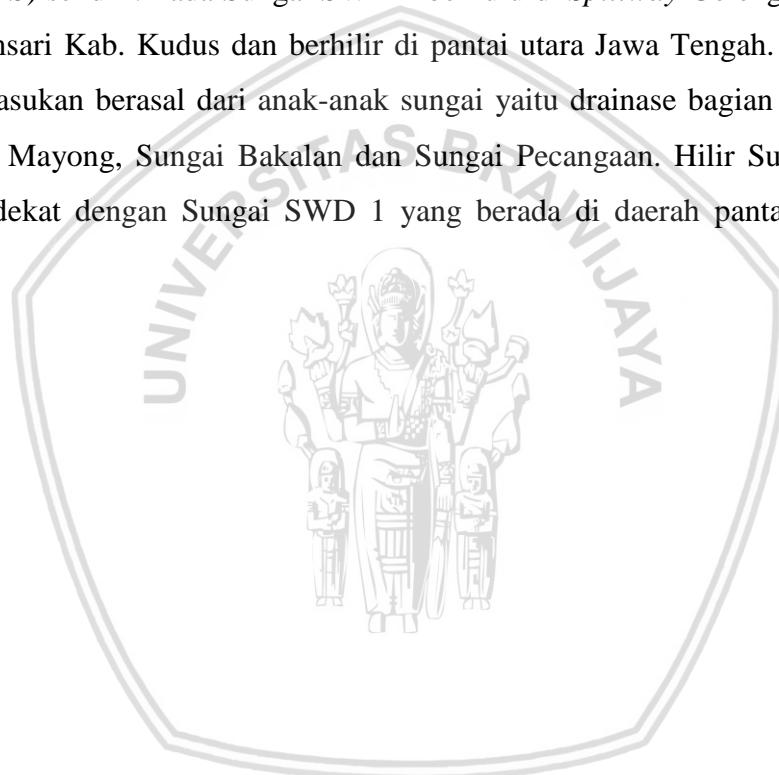


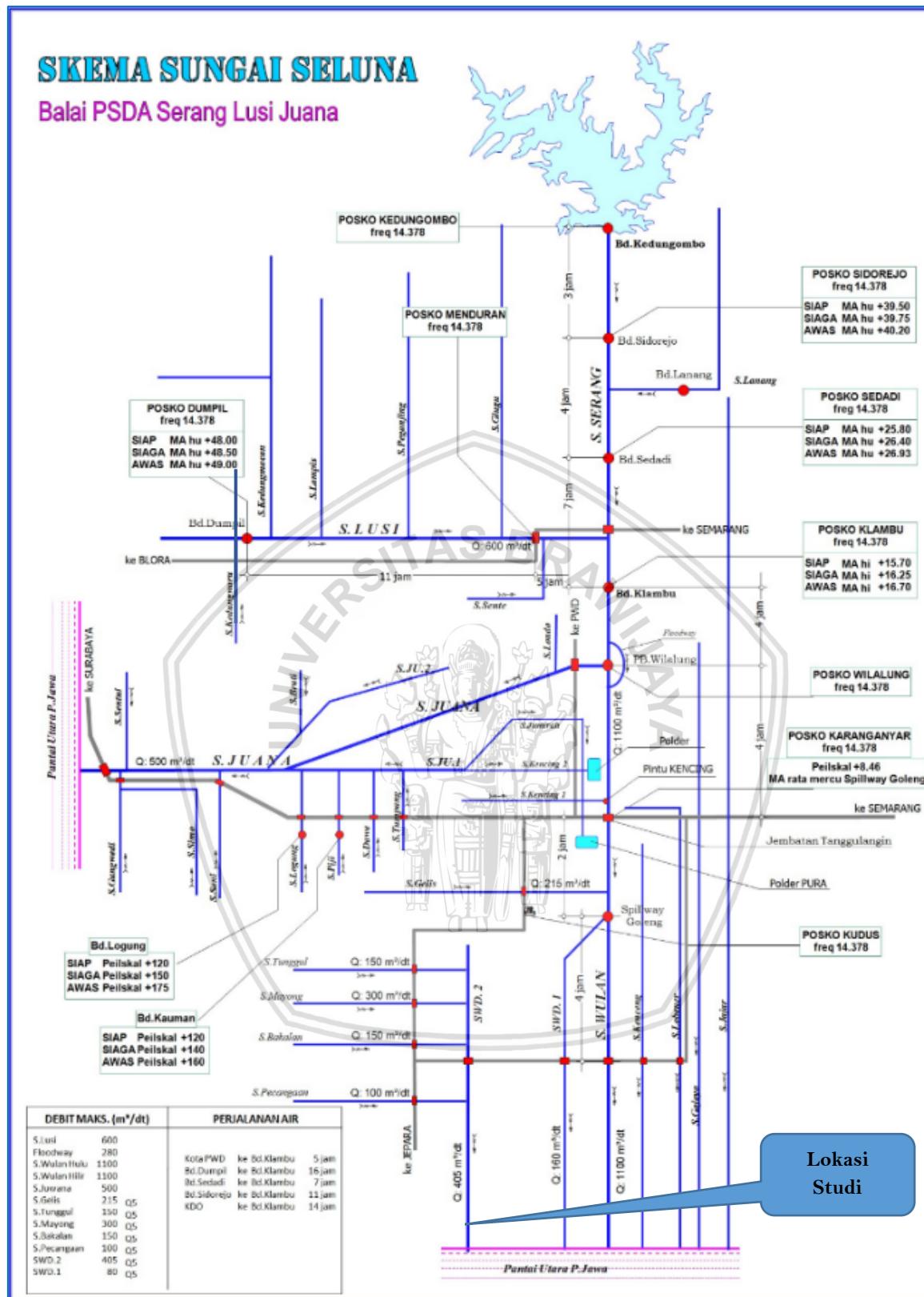
Gambar 3.1 Peta Wilayah Sungai Jratunseluna

Sumber: Balai Besar Wilayah Pemali-Juana (2016).

3.2 Sistem Sungai Serang Lusi Juana (Seluna)

Pada sistem Sungai Seluna memiliki 3 sungai utama yaitu Sungai Serang, Sungai Lusi dan Sungai Juana, serta 2 sungai lainnya yaitu Sungai SWD 1 dan Sungai SWD 2. Sungai Serang berhulu di Gunung Merbabu dan di daerah Penawangan (Purwodadi) alirannya bergabung dengan Sungai Lusi, yang gabungan kedua sungai tersebut lebih lanjut dikenal sebagai Sungai Serang Bawah yang mengalir kehilir hingga bertemu di pintu Pengendalian Banjir (PB) Wilalung. Di Wilalung, aliran tersebut bercabang menjadi dua sungai yaitu Sungai Wulan dan Sungai Juana, keduanya mengalir sampai ke laut Jawa. Sedangkan pada sungai lainnya yaitu Sungai SWD 1 dan Sungai SWD 2 masing-masing mempunyai daerah aliran sungai (DAS) sendiri. Pada Sungai SWD 1 berhulu di *Spillway* Goleng yang berada pada Kec. Nalumsari Kab. Kudus dan berhilir di pantai utara Jawa Tengah. Pada Sungai SWD 2 aliran masukan berasal dari anak-anak sungai yaitu drainase bagian hulu, Sungai Tunggul, Sungai Mayong, Sungai Bakalan dan Sungai Pecangaan. Hilir Sungai SWD 2 letaknya cukup dekat dengan Sungai SWD 1 yang berada di daerah pantai utara Jawa Tengah.





Gambar 3.2 Skema Sungai Seluna

Sumber: Balai PSDA Serang Lusi Juana (2016).

3.3 Lokasi Studi

Lokasi studi adalah Sungai SWD 2 yang terletak di Kabupaten Kudus dan Jepara, Provinsi Jawa Tengah. Sungai SWD 2 termasuk dalam sistem Sungai Serang-Lusi-Juana (Seluna). Secara geografis Sungai SWD 2 terletak pada koordinat $6^{\circ}47'27.39'' - 6^{\circ}42'20.17''$ Lintang Utara dan $110^{\circ}47'24.59'' - 110^{\circ}37'03.50$ Bujur Timur.



Gambar 3.3 Peta Lokasi Studi

Sumber: Google Earth (2018).

3.3.1 Karakteristik Lingkungan Fisik Wilayah Studi

3.3.1.1 Administratif

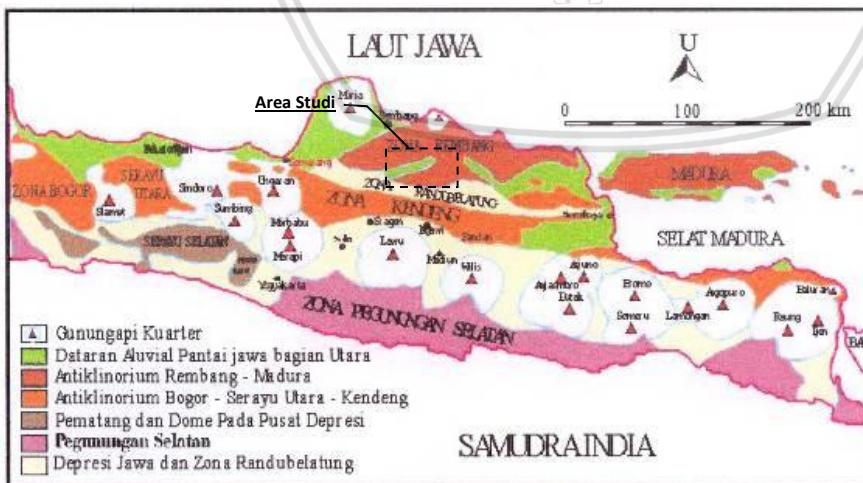
Secara administratif Sungai SWD 2 terletak di Kabupaten Kudus pada bagian hulu dan Kabupaten Jepara pada bagian tengah dan hilir. Jika dikelompokkan menjadi satu bagian, 2 Kabupaten tersebut berbatasan dengan daerah administratif lain yang ada di Provinsi Jawa Tengah, yakni:

- ❖ Sebelah utara : Kab. Jepara berbatasan dengan Laut Jawa,
- ❖ Sebelah selatan : Kab. Jepara dan Kab. Kudus berbatasan dengan Kab. Grobogan dan Kab. Demak
- ❖ Sebelah barat : Kab. Jepara berbatasan dengan Laut Jawa
- ❖ Sebelah timur : Kab. Kudus berbatasan dengan Kab. Pati.

Pada Kabupaten Kudus, wilayah kecamatan yang dilewati oleh Sungai SWD 2 yaitu Kecamatan Kaliwungu, sedangkan pada Kabupaten Jepara berada pada Kecamatan Welahan, Kecamatan Kanyamatan, Kecamatan Mayong, Kecamatan Nalumsari, Kecamatan Pecangaan dan Kecamatan Kedung.

3.3.1.2 Geologi Regional dan Stratigrafi

Sungai SWD 2 terletak pada bagian Pulau Jawa yang relatif stabil. Daerah ini secara fisiografis termasuk dalam lajur Muria-Lasem, yaitu sebagian besar pada zona dataran alluvial Pantai Jawa bagian utara dan zona gunung api kuarter (van Bemmelen, 1949). Pada kaki tenggara Gunung Muria, tersingkap perbukitan Patiayam yang berumur lebih tua.



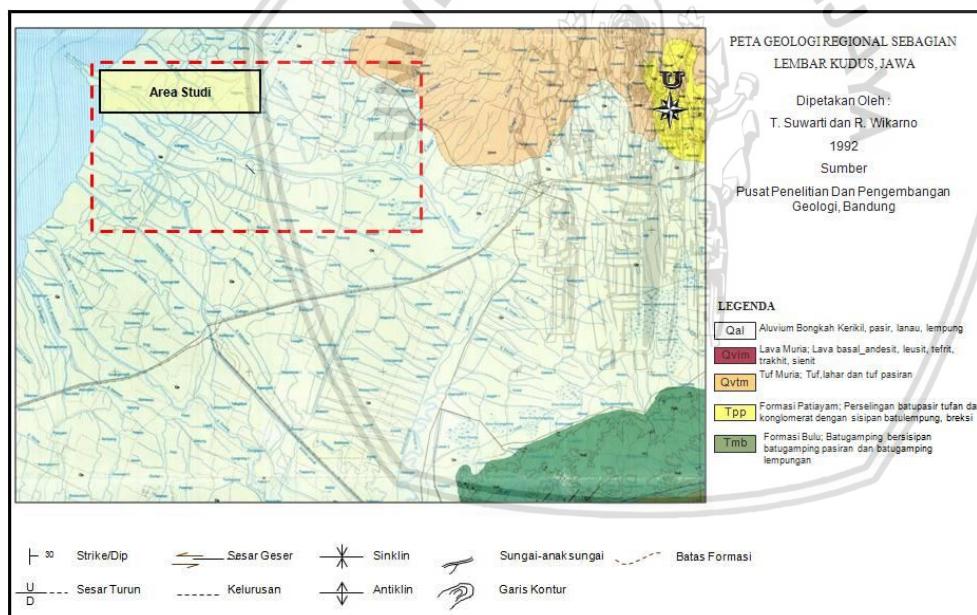
Gambar 3.4 Peta Fisiografi Jawa Tengah dan Jawa Timur

Sumber: Van Bemmelen (1949).

Stratigrafi adalah studi mengenai sejarah, komposisi dan umur relatif serta distribusi perlapisan tanah dan interpretasi lapisan-lapisan batuan untuk menjelaskan sejarah Bumi (Wikipedia, 2016). Stratigrafi dari daerah penyelidikan dan sekitarnya berdasarkan Peta Geologi Regional Lembar Kudus skala 1:100.000 yang diterbitkan oleh Pusat Penelitian dan Pengembangan Geologi tahun 1992 dari yang tua sampai muda adalah sebagai berikut :

- Formasi Patiayam (Tpp), berupa perselingan batupasir tufan dan konglomerat tufan dengan sisipan batulempung, batugamping dan breksi.
- Tuf Muria (Qvtm), terdiri dari tuf, lahar dan tuf pasiran.
- Lava muria (Qvlm), terdiri dari lava basalt atau andesit, leusit, tefrit, leusitit, trakhit dan seinit.
- Aluvium (Qa), terdiri dari bahan kerikil, pasir, lempung, lanau, sisa tumbuhan dan bongkahan gunung api.

Struktur geologi yang dominan di daerah ini adalah perlapisan dan kekar. Peta geologi regional daerah penyelidikan dan sekitarnya disajikan pada gambar berikut:

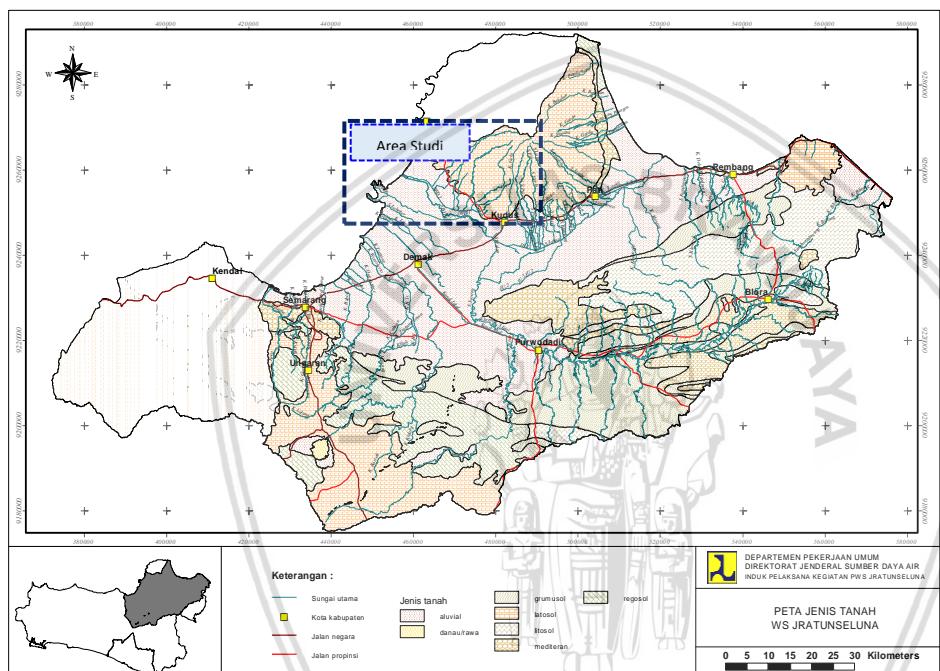


Gambar 3.5 Peta Geologi Regional Kabupaten Kudus

Sumber: Badan Geologi Kementerian Energi dan Sumber Daya Mineral (1992).

3.3.1.3 Jenis Tanah dan Morfologi Sungai

Daerah penyelidikan Sungai SWD 2 dan sekitarnya merupakan satuan morfologi dataran rendah yang ditempati oleh satuan aluvial berupa endapan lepas berukuran kerikil, pasir, lanau dan lempung. Tanah jenis alluvial biasanya berwarna kelabu, coklat atau hitam, tidak peka terhadap erosi, karena terbentuk dari endapan laut, sungai atau danau. Tanah ini biasanya terdapat di daerah rendah atau cekung, dan terdapat di sepanjang pantai utara, pantai selatan dan timur laut. Jenis tanah ini banyak dimanfaatkan untuk lahan sawah dan pemukiman. Pada satuan dataran rendah ditempati oleh alluvium, memiliki pola aliran sejajar dan *bermeander*.



Gambar 3.6 Peta Jenis Tanah Wilayah Sungai Jratunseluna

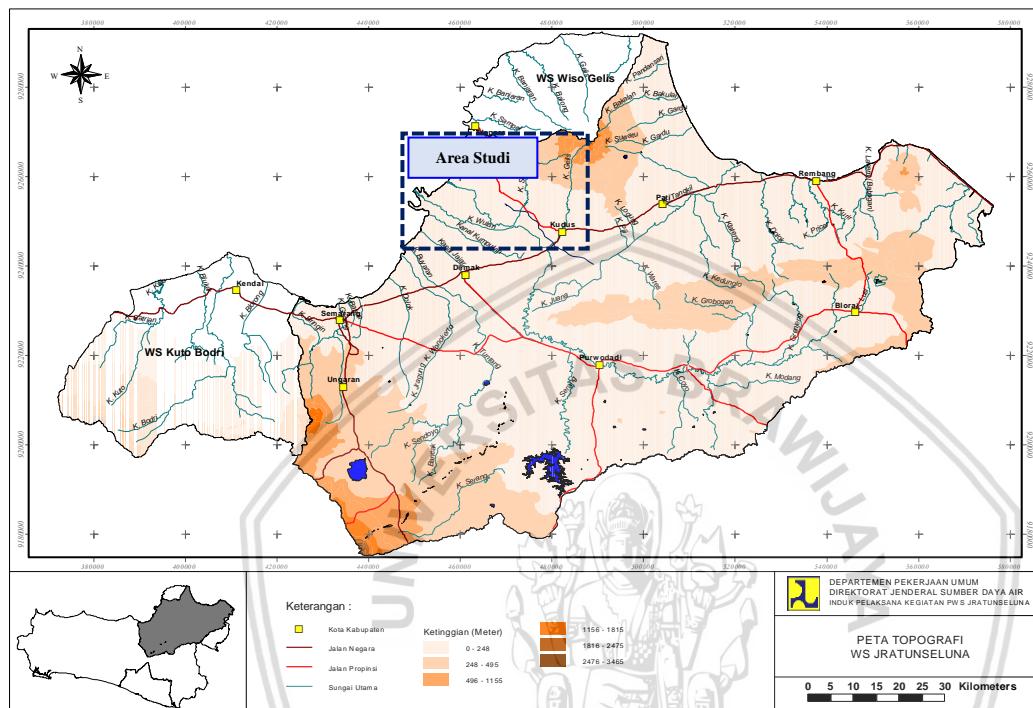
Sumber: Summary Konsep Pola Pengelolaan SDA Wilayah Sungai Jratunseluna (2010).

3.3.1.4 Klimatologi dan Hidrologi

Pada daerah aliran Sungai SWD 2 yang berada dalam Wilayah Sungai Jratunseluna terletak pada zona iklim tropis, seperti daerah-daerah lain di Indonesia. Sebagaimana musim di Indonesia pada umumnya, di Kabupaten Jepara dan Kudus hanya dikenal dua musim yaitu musim kemarau dan penghujan. Pada bulan Juni sampai dengan September arus angin berasal dari Australia dan tidak banyak mengandung uap air, sehingga mengakibatkan musim kemarau. Sebaliknya pada bulan Desember sampai dengan Maret arus angin banyak mengandung uap air yang berasal dari Asia dan Samudera Pasifik, sehingga terjadi musim penghujan. Kedaan seperti itu berganti setiap setengah tahun setelah melewati masa peralihan pada bulan April – Mei dan Oktober – November.

3.3.1.5 Topografi

Sungai SWD 2 merupakan sungai yang berada pada Kabupaten Jepara dan Kudus, dipandang dari ketinggian permukaan tanah dari permukaan air laut wilayah Kabupaten Jepara terletak pada ketinggian antara 0 – 1607 m diatas permukaan laut dan wilayah Kabupaten Kudus terletak pada ketinggian antara 12 – 1607 m diatas permukaan laut.



Gambar 3.7 Peta Topografi Wilayah Sungai Jratunseluna

Sumber: Summary Konsep Pola Pengelolaan SDA Wilayah Sungai Iratunseluna (2010).

3.3.1.6 Tata Guna Lahan

Pada daerah tangkapan Sungai SWD 2 diantaranya memiliki pemanfaatan lahan antara lain untuk pemukiman, perkebunan, sawah tada hujan, sawah irigasi, tegalan, hutan, kolam atau empang dan penggunaan lainnya.

3.3.1.7 Kondisi dan Permasalahan Lingkungan

Secara umum, alur Sungai SWD 2 mempunyai kondisi yang cukup signifikan. Bagian hulu dan tengah memiliki alur yang relatif lurus, sedangkan bagian hilir memiliki bentuk alur sungai yang *bermeander*. Di bagian hulu dan tengah, kondisi alur sungai relatif baik namun bantaran sungai terdapat gangguan dari aktifitas manusia yaitu dijadikan areal/ladang pertanian dan pada beberapa tempat dimanfaatkan untuk kandang ternak. Pada bagian hilir terjadi pendangkalan sungai akibat sedimentasi pada beberapa lokasi dan menumpuk di alur dan bantaran sungai menyebabkan pengurangan kapasitas alur sungai.

Secara umum terjadinya banjir akibat Sungai SWD 2 tidak mampu untuk menampung debit banjir yang terjadi berasal dari masukan masing-masing anak sungai. Terdapat beberapa desa dan kecamatan yang menjadi langganan banjir akibat luapan Sungai SWD 2 dengan lokasi kejadian banjir antara lain sebagai berikut:

- Di Kecamatan Nalumsari, Kab. Jepara, desa yang rawan terkena dampak banjir adalah Desa Bategede dan Desa Sreni, termasuk Desa Dorang di Kecamatan Nalumsari.
- Di Kecamatan Pecangaan, Desa Karangrandu, Gerdu, dan Kaliombo Kabupaten Jepara juga sering banjir akibat luapan Sungai SWD 2.
- Di Kecamatan Kalinyamatan, Desa Batukali menjadi daerah langganan banjir akibat luapan Sungai SWD 2.

3.4 Data Pendukung Studi

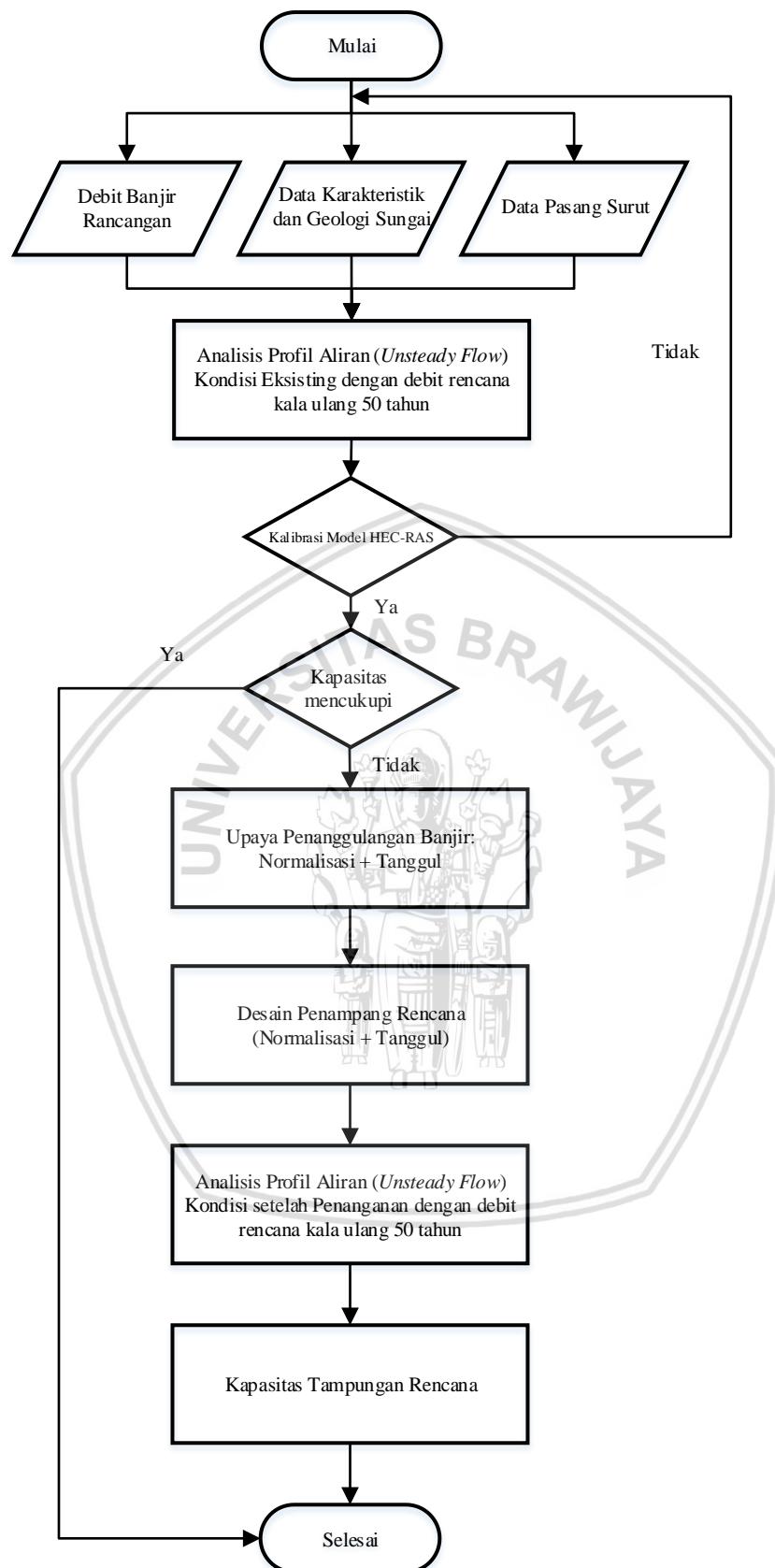
Tabel 3.1 Data-data yang dibutuhkan

No.	Data yang dibutuhkan	Sumber	Keterangan
1.	Data curah hujan	Dinas PUSDATARU Jawa Tengah, Dinas Bina Marga Pengairan Energi dan Sumber Daya Mineral Kabupaten Jepara dan Kabupaten Kudus.	Digunakan untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan.
2.	Peta Topografi	Peta Rupabumi Digital Indonesia	Digunakan untuk mengetahui kondisi morfometri sungai (Luas DAS, panjang dan lebar sungai).
3.	Data karakteristik geologi dan morfologi sungai	PT. Bina Buana Raya	Digunakan untuk menganalisis profil aliran beserta kapasitasnya menggunakan aplikasi HEC-RAS versi 4.1
4.	Data Pasang Surut	PT. Bina Buana Raya	
5.	Data Mekanika Tanah	PT. Bina Buana Raya	Digunakan untuk menganalisis stabilitas lereng tanggul.

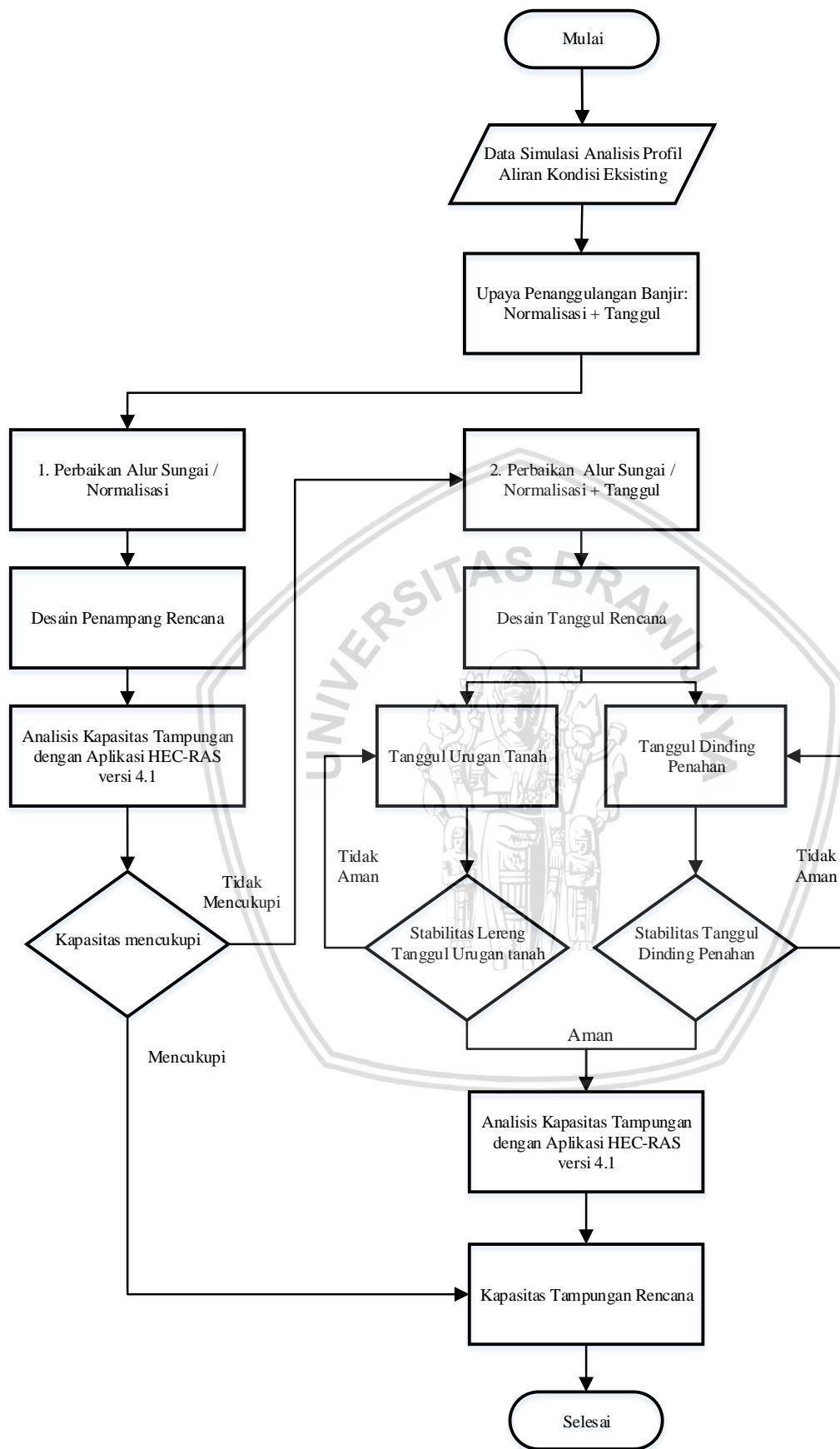
3.5 Langkah-langkah Pengerjaan Studi

Tabel 3.2 Langkah Pengerjaan Studi

No.	Tahapan Studi	Tujuan tahapan	Metode yang digunakan	Data yang digunakan
1.	Analisis hidrologi	Menentukan debit banjir rancangan tiap-tiap anak sungai	Metode HSS Gama 1 untuk keseluruhan subdas yang merupakan anak – anak sungai untuk <i>input inflow</i> Sungai SWD 2	Data hujan dan peta topografi
2.	Analisis hidraulika	Mengetahui ketinggian muka air <i>existing</i> dan setelah peangunan Sungai SWD 2 dengan debit kala ulang 50 tahun	Menggunakan program aplikasi HEC-RAS versi 4.1	Debit banjir rencana dan Data <i>Cross</i> dan <i>Long Section</i> Sungai SWD 2
3.	Analisis perencanaan teknis	Mendesain dimensi penampang sungai rencana dan dimensi tanggul rencana dengan analisis stabilitas lereng.	Menggunakan program aplikasi HEC-RAS versi 4.1 dan analisis stabilitas lereng tanggul menggunakan metode Bishop untuk tanggul urugan tanah dan menggunakan metode stabilitas terhadap guling, geser dan daya dukung tanah untuk tanggul dinding penahan	Data hasil simulasi HEC-RAS



Gambar 3.8 Diagram Alir Pengerjaan HEC-RAS



Gambar 3.9 Diagram Alir Pengerjaan Perencanaan Teknis upaya Penanggulangan Banjir (Normalisasi + Tanggul)

BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi secara umum dilakukan untuk mendapatkan data-data karakteristik hidrologi berupa data curah hujan rancangan, intensitas hujan jam-jaman dan debit banjir rancangan. Hasil dari analisis hidrologi berupa debit banjir rancangan digunakan untuk input analisis hidraulika dalam penggerjaan simulasi aliran dan pada tahap akhir digunakan untuk rencana teknis desain penampang sungai sebagai upaya dari penanggulangan banjir.

Pada studi ini, analisis hidrologi dilakukan pada tiap-tiap subdas dalam sistem DAS SWD 2. Masing-masing subdas tersebut antara lain, Subdas Inlet Hulu 1, Subdas Inlet Hulu 2, Subdas Inlet Hulu 3, Subdas Tunggul, Subdas Mayong, Subdas Bakalan, Subdas Pecangaan

4.1.1 Penyiapan Data

Data yang digunakan dalam analisis hidrologi adalah data hujan yang ada pada stasiun hujan di sekitar wilayah Sungai SWD 2 Kabupaten Kudus dan Jepara antara lain stasiun hujan Sirodad, Pecangaan, Bate, Pelemkerep, Pancur dan Jatisari.

4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan Tahunan

Uji konsistensi data hujan atau biasa disebut penyaringan data dilakukan dengan tujuan agar data hujan yang merupakan data dasar sebagai bahan untuk analisis hidrologi sudah dalam kondisi valid dan baik untuk digunakan pada proses-proses selanjutnya. Berikut disajikan analisis uji konsistensi data hujan dengan 3 tahap yang berbeda.

a. Uji Kurva Massa Ganda

Perhitungan analisis uji Kurva Massa Ganda dilakukan untuk analisis ketiadaan *trend* dari suatu deret berkala. Apabila dalam deret berkala menunjukkan adanya *trend* makadatanya tidak disarankan untuk digunakan beberapa analisis hidrologi, misalnya analisis peluang dan simulasi. Apabila deret berkala itu menunjukkan adanya *trend*, maka analisis hidrologi harus mengikuti garis *trend* yang dihasilkan.

Tabel 4.1 Data Hujan Tahunan yang berpengaruh pada DAS SWD 2

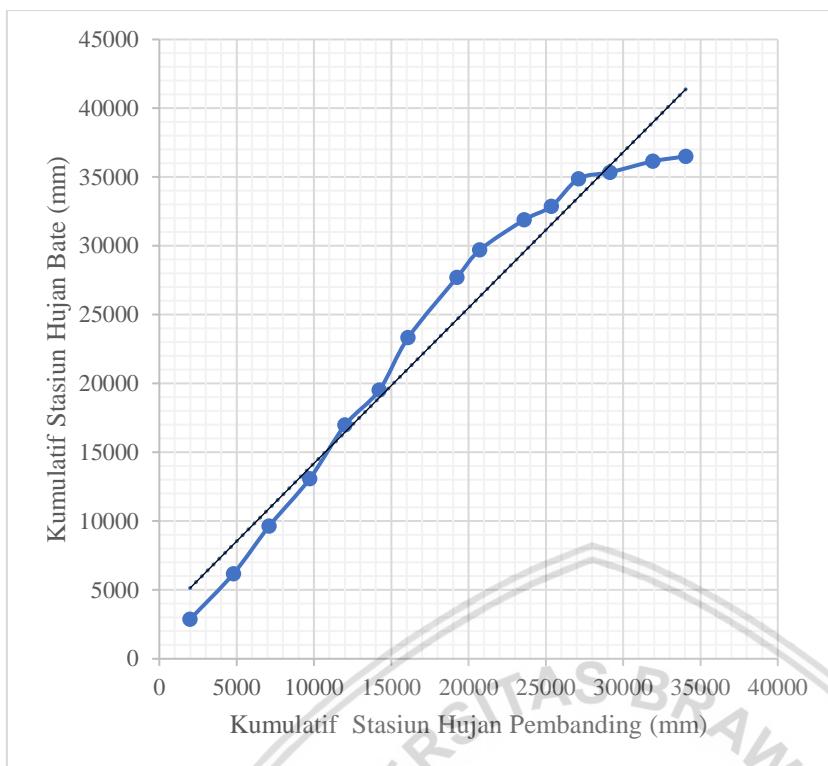
No.	Tahun	Hujan Tahunan (mm)					
		Sta. Sirodad	Sta. Bate	Sta. Pecangaan	Sta. Pelemkerep	Sta. Jatisari	Sta. Pancur
1	2001	2402	2869	500	2336	2180	2529
2	2002	2559	3309	3243	2653	2584	2976
3	2003	2221	3459	2614	1685	1924	3117
4	2004	2614	3434	3119	1884	2398	3060
5	2005	2936	3905	2921	1664	1880	2051
6	2006	1858	2536	1996	2307	2366	2533
7	2007	2657	3816	1649	1762	1549	1749
8	2008	3132	4381	3137	2489	3210	3843
9	2009	1810	1997	1503	826	1389	1853
10	2010	3294	2184	2639	3005	2186	3224
11	2011	1847	992	1590	1915	1467	1972
12	2012	1800	1988	1805	1915	1444	1795
13	2013	1603	474	495	2490	2180	3368
14	2014	3399	801	3118	1872	1990	3557
15	2015	2868	359	2719	1017	1105	2953

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tabel 4.2 Uji Kurva Massa Ganda Hujan Tahunan Stasiun Hujan Bate

Tahun	Sta. Hujan Bate		Sta. Hujan Pembanding	
	CH Tahunan (mm)	CH Komulatif (mm)	CH Tahunan Rerata (mm)	CH Komulatif (mm)
2001	2869	2869	1989	1989
2002	3309	6178	2803	4792
2003	3459	9637	2312	7105
2004	3434	13071	2615	9720
2005	3905	16976	2290	12010
2006	2536	19512	2212	14222
2007	3816	23328	1873	16095
2008	4381	27709	3162	19257
2009	1997	29706	1476	20734
2010	2184	31890	2869	23603
2011	992	32882	1758	25361
2012	1988	34870	1752	27113
2013	474	35344	2027	29140
2014	801	36145	2787	31927
2015	359	36504	2132	34060

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).



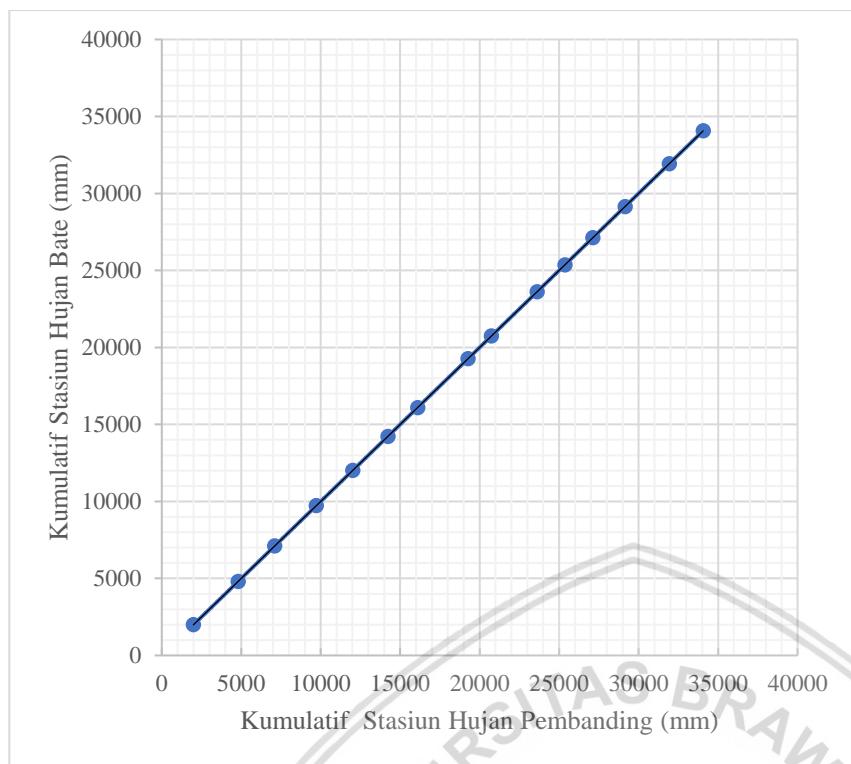
Gambar 4.1 Hubungan Kumulatif Hujan Tahunan Stasiun Hujan Pembanding dengan Stasiun Hujan Bate Eksisting

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tabel 4.3 Uji Kurva Massa Ganda Hujan Tahunan Stasiun Hujan Bate setelah dikoreksi

Tahun	Sta. Hujan Bate setelah dikoreksi					Sta. Hujan Pembanding		
	CH Tahunan eksisting (mm)	α eksisting (%)	α koreksi (%)	Faktor Koreksi	CH Tahunan Terkoreksi (mm)	CH Tahunan Terkoreksi Kumulatif (mm)	CH Tahunan Rerata (mm)	CH Tahunan Komulatif (mm)
2001	2869	55.26	45.00	0.69	1990	1990	1989	1989
2002	3309	49.73	45.00	0.85	2803	4793	2803	4792
2003	3459	56.24	45.00	0.67	2312	7105	2312	7105
2004	3434	52.71	45.00	0.76	2615	9720	2615	9720
2005	3905	59.61	45.00	0.59	2290	12010	2290	12010
2006	2536	48.90	45.00	0.87	2212	14222	2212	14222
2007	3816	63.85	45.00	0.49	1874	16096	1873	16095
2008	4381	54.18	45.00	0.72	3162	19258	3162	19257
2009	1997	53.53	45.00	0.74	1476	20734	1476	20734
2010	2184	37.28	45.00	1.31	2869	23603	2869	23603
2011	992	29.43	45.00	1.77	1758	25361	1758	25361
2012	1988	48.61	45.00	0.88	1752	27113	1752	27113
2013	474	13.16	45.00	4.28	2027	29141	2027	29140
2014	801	16.03	45.00	3.48	2788	31929	2787	31927
2015	359	9.56	45.00	5.94	2132	34060	2132	34060

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).



Gambar 4.2 Hubungan Kumulatif Hujan Tahunan Stasiun Hujan Pembanding dengan Stasiun Hujan Bate Terkoreksi

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Contoh perhitungan data hujan tahun 2001 Stasiun Hujan Bate.

Diketahui:

Curah hujan eksisting tahun 2001 = 2860 mm

Curah hujan stasiun hujan pembanding tahun 2001 = 1989 mm

α eksisting ($^{\circ}$) = 55.26 $^{\circ}$

α koreksi ($^{\circ}$) = 45.00 $^{\circ}$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor Koreksi} &= \tan \alpha \text{ koreksi} / \tan \alpha \text{ eksisting} \\
 &= \tan 45.00 ^{\circ} / \tan 55.26 ^{\circ} \\
 &= 0.69
 \end{aligned}$$

Curah hujan tahunan terkoreksi tahun 2001 = faktor koreksi x curah hujan eksisting

$$= 0.69 \times 2860$$

$$= 1990 \text{ mm}$$

Untuk hasil uji konsistensi Metode Kurva Massa Ganda pada stasiun hujan lainnya dapat dilihat pada lampiran 1 (Rekapitulasi Analisis Hidrologi Anak Sungai SWD 2).

b. Uji Stasioner

Setelah dilakukan analisis ketiadaan *trend* dengan Uji Kurva Massa Ganda maka Uji Stasioner dilakukan untuk menguji kestabilan nilai varian dan rata-rata dari deret berkala sehingga dapat diketahui homogen (seragam) atau tidaknya nilai varian dan atau rata-ratanya. Pengujian nilai varian dari deret berkala dapat dilakukan dengan Uji-F dengan membagi menjadi dua kelompok atau lebih. Apabila hasil pengujian ternyata hipotesis nol diterima, berarti nilai varian stabil atau homogen. Maka pengujian selanjutnya adalah menguji kestabilan nilai rata-ratanya.

Tabel 4.4 Uji Stasioner Hujan Tahunan Stasiun Hujan yang berpengaruh di DAS SWD 2

Stasiun Hujan	Sirodad		Bate		Pecangaan		Pelemkerep		Jatisari		Pancur	
Kelompok	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
	2083	3412	1990	3162	2464	3410	2096	3540	2127	3397	2057	3269
	2953	1513	2803	1476	2816	1575	2934	1710	2948	1598	2870	1505
	2559	2647	2312	2869	2481	2779	2667	2706	2619	2870	2381	2662
	2779	1587	2615	1758	2678	1638	2925	1574	2823	1663	2690	1562
	2485	1789	2290	1752	2487	1788	2739	1766	2695	1860	2661	1791
	2348	1802	2212	2027	2320	2023	2258	1624	2246	1686	2213	1448
	2105	2268	1874	2788	2307	2324	2284	2573	2327	2550	2287	2236
		1631		2132		1660		2001		1983		1613
Rerata (\bar{x})	2473	2081	2299	2246	2508	2150	2557	2187	2541	2201	2451	2011
Simp. Baku (Sd)	325.3	661.1	326.3	616.0	183.9	653.9	341.4	695.0	310.4	663.4	294.5	658.8

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tabel 4.5 Uji Stasioner dengan Uji F Stasiun Hujan yang berpengaruh di DAS SWD 2

Rumus	Sta. Sirodad	Sta. Bate	Sta. Pecangaan	Sta. Pelemkerep	Sta. Jatisari	Sta. Pancur
$n_1 Sd_1 (n_2-1)$	5184855	5215926	1656848	5711281	4722457	4250419
$n_2 Sd_2 (n_1-1)$	20979447	18214781	20525766	23185253	21121995	20833802
F hitung	0.25	0.29	0.08	0.25	0.22	0.20
F tabel (0.05)	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87
Kesimpulan	H0 diterima					

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Contoh perhitungan data hujan tahunan Stasiun Hujan Bate.

Diketahui:

$$n_1 = 7$$

$$n_2 = 8$$

$$Sd_1 = 326.3$$

$$Sd_2 = 616.0$$

Maka,

$$n_1 \cdot Sd_1 (n_2 - 1) = 7 \times 326.3 (8 - 1)$$

$$= 5215926$$

$$n_2 \cdot Sd_2 (n_1 - 1) = 8 \times 616.0 (7 - 1)$$

$$= 18214781$$

$$F_{\text{hitung}} = \frac{n_1 \cdot Sd_1 (n_2 - 1)}{n_2 \cdot Sd_2 (n_1 - 1)}$$

$$= \frac{5215926}{18214781}$$

$$= 0.29$$

$$F_{\text{tabel}} (0.05) = 3.87$$

$F_{\text{hitung}} < F_{\text{tabel}} = (0.29 < 3.87)$ **Data H_0 dapat diterima**

Tabel 4.6 Uji Stasioner dengan Uji T Stasiun Hujan yang berpengaruh di DAS SWD 2

Rumus	Sta. Sirodad	Sta. Bate	Sta. Pecangaan	Sta. Pelemkerep	Sta. Jatisari	Sta. Pancur
$\bar{x}_1 - \bar{x}_2$	392	54	358	371	340	440
$n_1 Sd_1^2$	740694	745132	236693	815897	674637	607203
$n_2 Sd_2^2$	3496575	3035797	20525766	3864209	3520333	3472300
Σ	571	539	1264	600	568	560
$(1/n_1 + 1/n_2)^{0.5}$	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
T_{hitung}	1.33	0.19	0.55	1.19	1.16	1.52
$T_{\text{tabel}} (0.05)$	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16
Kesimpulan	H_0 diterima					

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Contoh perhitungan data hujan tahunan Stasiun Hujan Bate.

Diketahui:

$$n_1 = 7$$

$$n_2 = 8$$

$$Sd_1 = 326.3$$

$$Sd_2 = 616.0$$

$$\bar{x}_1 = 2299 \text{ mm}$$

$$\bar{x}_2 = 2246 \text{ mm}$$

Maka,

$$\hat{x}_1 - \hat{x}_2 = 2299 - 2246$$

$$= 54 \text{ mm}$$

$$n_1 \cdot Sd_1^2 = 7 \times 326.3^2$$

$$= 745132$$

$$n_2 \cdot Sd_2^2 = 8 \times 616.0^2$$

$$= 3035797$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{(n_1 \cdot Sd_1^2) + (n_2 \cdot Sd_2^2)}{n_1 + n_2 - 2}}$$

$$= \sqrt{\frac{745132 + 3035797}{13}}$$

$$= 539$$

$$\sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}} = \sqrt{\frac{1}{7} + \frac{1}{8}}$$

$$= 0.52$$

$$T_{\text{hitung}} = \frac{\hat{x}_1 - \hat{x}_2}{\sigma \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}}}$$

$$= \frac{54}{539 \times 0.52}$$

$$= 0.19$$

$$T_{\text{tabel}} = 2.16$$

$T_{\text{hitung}} < T_{\text{tabel}} (0.05) = (0.19 < 2.16)$ **Data Ho dapat diterima**

c. Uji Persistensi Metode Spearman

Persistensi (*Persistence*) adalah ketidak tergantungan dari setiap nilai dalam deret berkala. Untuk melaksanakan pengujian persistensi harus dihitung besarnya koefisien korelasi serial. Salah satu metode untuk menentukan koefisien korelasi serial adalah dengan metode Spearman. Berikut dijabarkan analisis uji persistensi menggunakan metode Spearman.

Tabel 4.7 Perhitungan Uji Persistensi Stasiun Hujan Bate

No	Tahun	Hujan (mm)	Peringkat Rt	di	di ²
1	2001	1990	11	-	0
2	2002	2803	3	8	64
3	2003	2312	6	-3	9
4	2004	2615	5	1	1
5	2005	2290	7	-2	4
6	2006	2212	8	-1	1
7	2007	1874	12	-4	16
8	2008	3162	1	11	121
9	2009	1476	15	-14	196
10	2010	2869	2	13	169
11	2011	1758	13	-11	121
12	2012	1752	14	-1	1
13	2013	2027	10	4	16
14	2014	2788	4	6	36
15	2015	2132	9	-5	25
Total				780	

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Berikut adalah contoh perhitungan dari Uji Persistensi:

Data curah hujan maksimum tahunan Stasiun Hujan Bate

Diketahui:

$$di^2 = 780$$

$$m = n - 1$$

$$= 15 - 1$$

$$KS = 1 - \frac{6 \times di^2}{n^3 - n}$$

$$= 1 - \frac{6 \times 780^2}{15^3 - 15}$$

$$t = KS \times \sqrt{\frac{m-2}{1-KS^2}}$$

$$= -0.39 \times \sqrt{\frac{14-2}{1-(-0.39)^2}} = -1.48$$

$$\text{Derajat kepercayaan} = 5\%$$

$$dk = m - 2$$

$$= 14 - 2 = 12$$

Maka,

$$t_{0.95} = 2.18$$

$$t_{-0.95} = -2.18$$

Sehingga,

$$-1.48 < 2.18 \quad (\text{data diterima})$$

$$-1.48 > -2.18 \quad (\text{data diterima})$$

Berdasarkan hasil data yang telah diuji, dengan ketentuan apabila dari suatu deret berkala setelah diuji ternyata:

- Tidak menunjukkan adanya *trend* (Uji Kurva Massa Ganda)
- Stasioner, Berarti varian dan rata-ratanya homogen/stabil/sama jenis (Uji Stasioner)
- Bersifat acak (*randomness*), independen (Uji Persistensi Metode Spearman)

Maka data deret berkala tersebut selanjutnya baru dapat digunakan untuk analisis hidrologi lanjutan.

4.1.3 Analisis Hujan Rerata Daerah

Pada tahap pertama dilakukan dengan menentukan hujan rerata daerah menggunakan metode Thiessen. Berikut merupakan langkah-langkah untuk mendapatkan luas pengaruh dari stasiun pengukur hujan metode Thiessen.

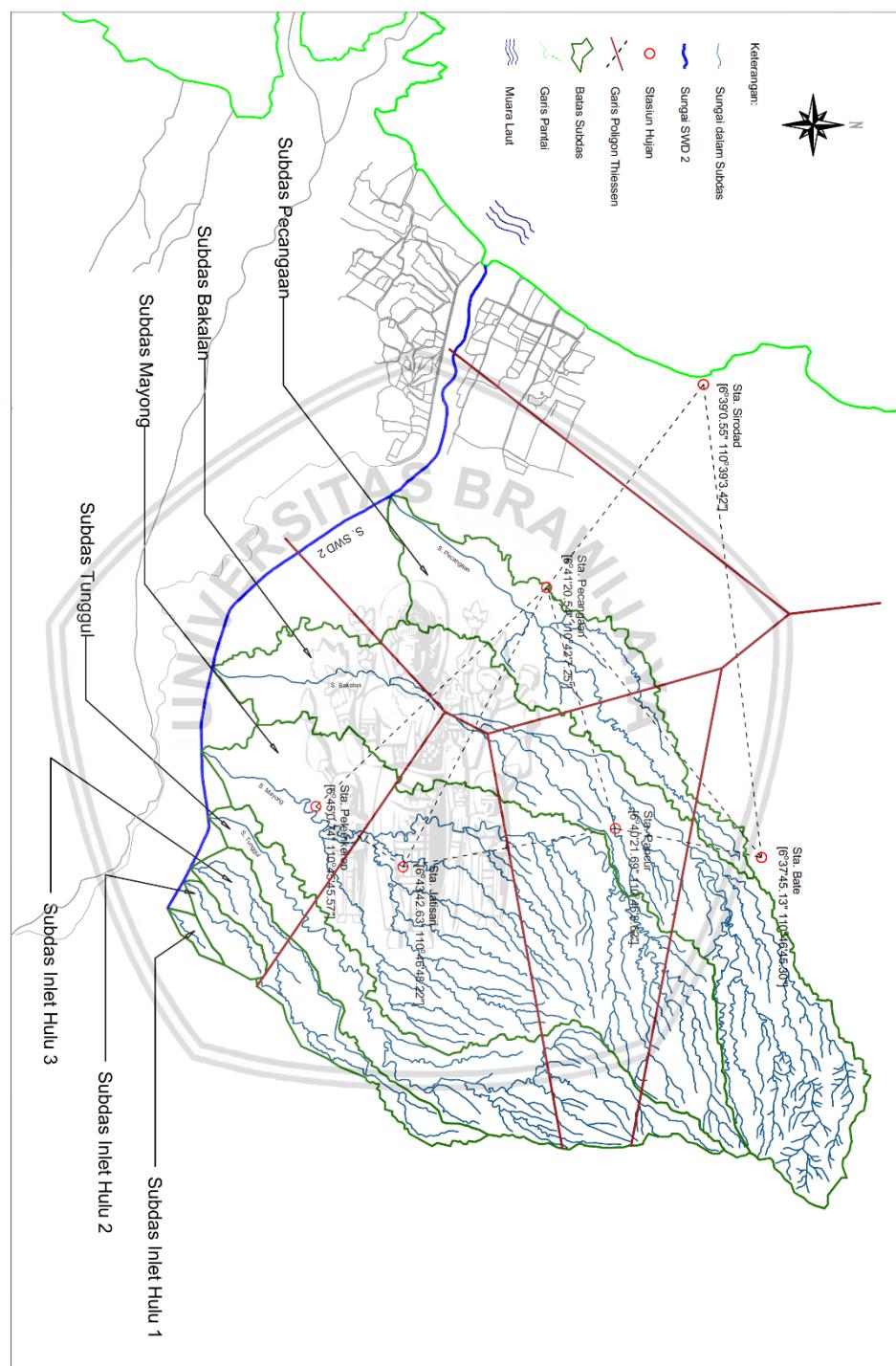
1. Menyajikan peta daerah aliran sungai berserta lokasi stasiun hujan kemudian menarik garis hubung dari masing-masing stasiun.
2. Membuat garis bagi tegak lurus dari masing-masing garis hubung tersebut sehingga membentuk suatu poligon-poligon yang mengelilingi tiap-tiap stasiun hujan.
3. Pada bagian sisi-sisi tiap poligon adalah batas-batas daerah stasiun hujan yang bersangkutan dan dihitung luasannya.
4. Luasan pengaruh diambil berdasarkan dari luas dari masing-masing anak sungai sungainya.

Tiap-tiap luasan pengaruh stasiun hujan menggunakan Poligon Thiessen dapat dilihat pada gambar 4.3 dan tabel 4.8 sampai dengan tabel 4.9.

Tabel 4.8 Anak-anak Sungai SWD 2

No	Subdas	Luas Subdas	Panjang Sungai Utama
		(km ²)	(km)
1	Inlet Hulu 1	0.96	1.90
2	Inlet Hulu 2	3.00	4.70
3	Inlet Hulu 3	12.70	2.75
4	Tunggul	32.35	20.18
5	Mayong	89.46	22.35
6	Bakalan	78.40	23.90
7	Pecangaan	30.31	7.53

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).



Gambar 4.3 Peta Poligon Thiessen Daerah Tangkapan Sungai SWD 2 (tanpa skala)

Sumber: Analisis Peta Rupabumi Digital Indonesia.

Tabel 4.9 Perhitungan Koefisien Thiessen DAS SWD 2

No	Subdas	Stasiun	Luas Subdas (km ²)	Ai (km ²)	Wi (%)	Faktor Koreksi
1	Inlet Hulu 1	Pelemkerep	0.96	0.96	100.00	1.00
2	Inlet Hulu 2	Pelemkerep	3.00	3.00	100.00	1.00
3	Inlet Hulu 3	Pelemkerep	12.70	4.27	33.62	0.34
		Jatisari		8.43	66.38	0.66
4	Tunggul	Bate	32.35	2.16	6.67	0.07
		Pelemkerep		4.37	13.51	0.14
		Jatisari		17.75	54.88	0.55
		Pancur		8.07	24.94	0.25
5	Mayong	Bate	89.46	10.78	12.05	0.12
		Pelemkerep		16.96	18.95	0.19
		Jatisari		37.19	41.58	0.42
		Pancur		24.53	27.42	0.27
6	Bakalan	Bate	78.40	31.74	40.48	0.40
		Pecangaan		8.34	10.63	0.11
		Pelemkerep		16.32	20.82	0.21
		Jatisari		4.48	5.71	0.06
		Pancur		17.52	22.35	0.22
7	Pecangaan	Bate	30.31	1.82	6.02	0.06
		Pecangaan		21.86	72.13	0.72
		Pancur		6.63	21.86	0.22

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tahapan selanjutnya adalah menentukan hujan harian rerata daerah maksimum tahunan dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut.

1. Menentukan hujan harian maksimum pada satu stasiun hujan yang diikuti dengan stasiun hujan lainnya dengan periode tanggal yang sama.
2. Mengalikan data hujan harian daerah maksimum tahunan dengan koefisien pengaruh luasan stasiun hujan.
3. Menjumlahkan hujan harian daerah maksimum tahunan pada setiap stasiun pengukur hujan.
4. Menentukan nilai maksimum dari perhitungan hujan harian rerata daerah maksimum tahunan.

Hasil dari perhitungan hujan harian rerata daerah maksimum tahunan disajikan pada Tabel 4.10 sampai dengan Tabel 4.12.

Tabel 4.10 Perhitungan Hujan Harian Rerata Daerah Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Stasiun Hujan	Hujan Maksimum Periode Kejadian Sama (mm)					
			Sirodad	Bate	Pecangaan	Pelemkerep	Jatisari	Pancur
1	2001	Sirodad	157	171	0	5	37	147
		Bate	157	171	0	5	37	147
		Pecangaan	90	97	118	18	42	31
		Pelemkerep	85	97	0	95	68	74
		Jatisari	85	97	0	95	68	74
		Pancur	157	171	0	5	37	147
Faktor Koreksi			0.87	0.69	4.93	0.90	0.98	0.81
2	2002	Sirodad	165	175	174	323	125	102
		Bate	165	175	174	323	125	102
		Pecangaan	165	175	174	323	125	102
		Pelemkerep	165	175	174	323	125	102
		Jatisari	165	175	174	323	125	102
		Pancur	99	92	102	117	115	112
Faktor Koreksi			1.15	0.85	0.87	1.11	1.14	0.96
3	2003	Sirodad	140	164	148	140	76	150
		Bate	100	168	160	44	115	98
		Pecangaan	100	168	160	44	115	98
		Pelemkerep	140	164	148	140	76	150
		Jatisari	100	168	160	44	115	98
		Pancur	140	164	148	140	76	150
Faktor Koreksi			1.15	0.67	0.95	1.58	1.36	0.76
4	2004	Sirodad	134	10	48	19	22	17
		Bate	80	132	120	23	57	61
		Pecangaan	75	105	125	70	81	51
		Pelemkerep	60	117	84	121	67	82
		Jatisari	18	125	99	102	89	98
		Pancur	18	125	99	102	89	98
Faktor Koreksi			1.06	0.76	0.86	1.55	1.18	0.88
5	2005	Sirodad	212	215	220	25	58	90
		Bate	212	215	220	25	58	90
		Pecangaan	212	215	220	25	58	90
		Pelemkerep	12	7	13	98	43	12
		Jatisari	44	65	54	91	62	38
		Pancur	212	215	220	25	58	90
Faktor Koreksi			0.85	0.59	0.85	1.65	1.43	1.30
6	2006	Sirodad	90	105	95	23	48	31
		Bate	90	105	95	23	48	31
		Pecangaan	90	105	95	23	48	31
		Pelemkerep	0	92	70	110	98	17
		Jatisari	0	92	70	110	98	17
		Pancur	53	77	0	108	95	98
Faktor Koreksi			1.26	0.87	1.16	0.98	0.95	0.87
7	2007	Sirodad	135	52	34	0	0	7
		Bate	50	275	85	43	27	39
		Pecangaan	45	59	105	6	9	22
		Pelemkerep	16	27	0	113	22	0
		Jatisari	84	125	65	95	56	97
		Pancur	30	0	0	7	4	310
Faktor Koreksi			0.79	0.49	1.40	1.30	1.50	1.31
8	2008	Sirodad	182	212	164	130	205	196
		Bate	182	212	164	130	205	196
		Pecangaan	182	212	164	130	205	196
		Pelemkerep	182	212	164	130	205	196
		Jatisari	182	212	164	130	205	196
		Pancur	182	212	164	130	205	196
Faktor Koreksi			1.09	0.72	1.09	1.42	1.06	0.85

Lanjutan Tabel 4.10 Perhitungan Hujan Harian Rerata Daerah Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Stasiun Hujan	Hujan Maksimum Periode Kejadian Sama (mm)					
			Sirodad	Bate	Pecangaan	Pelemkerep	Jatisari	Pancur
9	2009	Sirodad	97	120	0	20	49	0
		Bate	97	120	0	20	49	0
		Pecangaan	0	0	65	0	0	0
		Pelemkerep	53	83	0	54	28	0
		Jatisari	19	82	0	31	56	0
		Pancur	0	0	0	0	0	80
Faktor Koreksi			0.84	0.74	1.05	2.07	1.15	0.81
10	2010	Sirodad	88	20	0	27	30	0
		Bate	65	90	0	51	20	0
		Pecangaan	0	0	68	0	0	0
		Pelemkerep	0	30	0	80	0	0
		Jatisari	0	0	0	71	75	0
		Pancur	0	0	0	0	0	85
Faktor Koreksi			0.80	1.31	1.05	0.90	1.31	0.83
11	2011	Sirodad	132	0	0	9	5	45
		Bate	12	70	143	250	198	29
		Pecangaan	12	70	143	250	198	29
		Pelemkerep	12	70	143	250	198	29
		Jatisari	12	70	143	250	198	29
		Pancur	23	10	0	13	12	100
Faktor Koreksi			0.86	1.77	1.03	0.82	1.13	0.79
12	2012	Sirodad	84	0	0	13	10	26
		Bate	0	127	0	0	0	0
		Pecangaan	0	0	128	0	0	0
		Pelemkerep	59	0	0	250	0	2
		Jatisari	0	0	0	81	90	31
		Pancur	82	0	0	77	80	100
Faktor Koreksi			0.99	0.88	0.99	0.92	1.29	0.43
13	2013	Sirodad	82	0	5	7	0	12
		Bate	74	31	46	10	10	64
		Pecangaan	3	28	50	35	35	75
		Pelemkerep	8	0	0	147	147	140
		Jatisari	0	0	0	85	150	125
		Pancur	8	0	0	147	147	140
Faktor Koreksi			1.12	4.28	4.09	0.65	0.77	0.43
14	2014	Sirodad	210	6	89	8	7	23
		Bate	27	60	19	0	0	5
		Pecangaan	79	50	140	145	75	190
		Pelemkerep	79	50	140	145	75	190
		Jatisari	40	51	108	97	80	185
		Pancur	25	18	113	65	20	192
Faktor Koreksi			0.67	3.48	0.75	1.37	1.28	0.63
15	2015	Sirodad	145	0	211	15	20	185
		Bate	15	12	10	20	21	11
		Pecangaan	145	0	211	15	20	185
		Pelemkerep	89	5	145	100	95	125
		Jatisari	89	5	145	100	95	125
		Pancur	145	0	211	15	20	185
Faktor Koreksi			0.57	5.94	0.61	1.97	1.79	0.55

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tabel 4.11 Perhitungan Hujan Harian Rerata Daerah Maksimum Tahunan setelah dikoreksi

No.	Tahun	Stasiun Hujan	Hujan Maksimum Periode Kejadian Sama (mm)					
			Sirodad	Bate	Pecangaan	Pelemkerep	Jatisari	Pancur
1	2001	Sirodad	136	119	0	4	36	120
		Bate	136	119	0	4	36	120
		Pecangaan	78	67	582	16	41	25
		Pelemkerep	74	67	0	85	66	60
		Jatisari	74	67	0	85	66	60
		Pancur	136	119	0	4	36	120
2	2002	Sirodad	190	148	151	357	143	98
		Bate	190	148	151	357	143	98
		Pecangaan	190	148	151	357	143	98
		Pelemkerep	190	148	151	357	143	98
		Jatisari	190	148	151	357	143	98
		Pancur	114	78	89	129	131	108
3	2003	Sirodad	161	110	140	222	103	115
		Bate	115	112	152	70	157	75
		Pecangaan	115	112	152	70	157	75
		Pelemkerep	161	110	140	222	103	115
		Jatisari	115	112	152	70	157	75
		Pancur	161	110	140	222	103	115
4	2004	Sirodad	142	8	41	29	26	15
		Bate	85	101	103	36	67	54
		Pecangaan	80	80	107	109	95	45
		Pelemkerep	64	89	72	188	79	72
		Jatisari	19	95	85	158	105	86
		Pancur	19	95	85	158	105	86
5	2005	Sirodad	179	126	187	41	83	117
		Bate	179	126	187	41	83	117
		Pecangaan	179	126	187	41	83	117
		Pelemkerep	10	4	11	161	62	16
		Jatisari	37	38	46	150	89	49
		Pancur	179	126	187	41	83	117
6	2006	Sirodad	114	92	110	23	46	27
		Bate	114	92	110	23	46	27
		Pecangaan	114	92	110	23	46	27
		Pelemkerep	0	80	81	108	93	15
		Jatisari	0	80	81	108	93	15
		Pancur	67	67	0	106	90	86
7	2007	Sirodad	107	26	48	0	0	9
		Bate	40	135	119	56	41	51
		Pecangaan	36	29	147	8	14	29
		Pelemkerep	13	13	0	146	33	0
		Jatisari	67	61	91	123	84	127
		Pancur	24	0	0	9	6	405
8	2008	Sirodad	198	153	178	185	217	167
		Bate	198	153	178	185	217	167
		Pecangaan	198	153	179	185	217	167
		Pelemkerep	198	153	178	185	217	167
		Jatisari	198	153	178	185	217	167
		Pancur	198	153	178	185	217	167

Lanjutan Tabel 4.11 Perhitungan Hujan Harian Rerata Daerah Maksimum Tahunan setelah dikoreksi

No.	Tahun	Stasiun Hujan	Hujan Maksimum Periode Kejadian Sama (mm)					
			Sirodad	Bate	Pecangaan	Pelemkerep	Jatisari	
9	2009	Sirodad	81	89	0	41	56	0
		Bate	81	89	0	41	56	0
		Pecangaan	0	0	68	0	0	0
		Pelemkerep	44	61	0	112	32	0
		Jatisari	16	61	0	64	64	0
		Pancur	0	0	0	0	0	65
10	2010	Sirodad	71	26	0	24	39	0
		Bate	52	118	0	46	26	0
		Pecangaan	0	0	72	0	0	0
		Pelemkerep	0	39	0	72	0	0
		Jatisari	0	0	0	64	98	0
		Pancur	0	0	0	0	0	71
11	2011	Sirodad	113	0	0	7	6	36
		Bate	10	124	0	205	225	23
		Pecangaan	0	0	147	0	0	0
		Pelemkerep	10	124	0	205	225	23
		Jatisari	10	124	0	205	225	23
		Pancur	20	18	0	11	14	79
12	2012	Sirodad	84	0	0	12	13	11
		Bate	0	112	0	0	0	0
		Pecangaan	0	0	126	0	0	0
		Pelemkerep	59	0	0	231	0	1
		Jatisari	0	0	0	75	116	13
		Pancur	82	0	0	71	103	43
13	2013	Sirodad	92	0	20	5	0	5
		Bate	83	133	188	7	8	28
		Pecangaan	3	120	204	23	27	32
		Pelemkerep	9	0	0	96	114	60
		Jatisari	0	0	0	55	116	54
		Pancur	9	0	0	96	114	60
14	2014	Sirodad	140	21	66	11	9	14
		Bate	18	209	14	0	0	3
		Pecangaan	53	174	104	199	96	119
		Pelemkerep	53	174	104	199	96	119
		Jatisari	27	178	81	133	103	116
		Pancur	17	63	84	89	26	121
15	2015	Sirodad	82	0	129	30	36	101
		Bate	9	71	6	39	38	6
		Pecangaan	82	0	129	30	36	101
		Pelemkerep	51	30	89	197	170	68
		Jatisari	51	30	89	197	170	68
		Pancur	82	0	129	30	36	101

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tabel 4.12 Perhitungan Hujan Harian Rerata Daerah Maksimum Tahunan Subdas Tunggal

Koefisien Thiessen			0.067	0.135	0.549	0.249	
No.	Tahun	Stasiun Hujan	Hujan Maksimum Periode Kejadian Sama (mm)				Rata -rata (mm)
			Bate	Pelemkerep	Jatisari	Pancur	
1	2001	Bate	119	4	36	120	58
		Pelemkerep	67	85	66	60	67
		Jatisari	67	85	66	60	67
		Pancur	119	4	36	120	58
CH max							67
2	2002	Bate	148	357	143	98	161
		Pelemkerep	148	357	143	98	161
		Jatisari	148	357	143	98	161
		Pancur	78	129	131	108	122
CH max							161
3	2003	Bate	112	70	157	75	121
		Pelemkerep	110	222	103	115	123
		Jatisari	112	70	157	75	121
		Pancur	110	222	103	115	123
CH max							123
4	2004	Bate	101	36	67	54	62
		Pelemkerep	89	222	103	115	121
		Jatisari	95	70	157	75	120
		Pancur	95	222	103	115	122
CH max							122
5	2005	Bate	126	41	83	117	89
		Pelemkerep	4	161	62	16	60
		Jatisari	38	150	89	49	84
		Pancur	126	41	83	117	89
CH max							89
6	2006	Bate	92	23	46	27	41
		Pelemkerep	80	108	93	15	75
		Jatisari	80	108	93	15	75
		Pancur	67	106	90	86	90
CH max							90
7	2007	Bate	135	56	41	51	52
		Pelemkerep	13	146	33	0	39
		Jatisari	61	123	84	127	99
		Pancur	0	9	6	405	106
CH max							106
8	2008	Bate	153	185	217	167	196
		Pelemkerep	153	185	217	167	196
		Jatisari	153	185	217	167	196
		Pancur	153	185	217	167	196
CH max							196

Lanjutan Tabel 4.12 Perhitungan Hujan Harian Rerata Daerah Maksimum Tahunan Subdas
Tunggul

No.	Tahun	Stasiun Hujan	Hujan Maksimum Periode Kejadian Sama (mm)				Rata -rata (mm)
			Bate	Pelemkerep	Jatisari	Pancur	
9	2009	Bate	89	41	56	0	42
		Pelemkerep	61	112	32	0	37
		Jatisari	61	64	64	0	48
		Pancur	0	0	0	65	16
CH max							48
10	2010	Bate	118	46	26	0	29
		Pelemkerep	39	72	0	0	12
		Jatisari	0	64	98	0	63
		Pancur	0	0	0	71	18
CH max							63
11	2011	Bate	124	205	225	23	165
		Pelemkerep	124	205	225	23	165
		Jatisari	124	205	225	23	165
		Pancur	18	11	14	79	30
CH max							165
12	2012	Bate	112	0	0	0	7
		Pelemkerep	0	231	0	1	31
		Jatisari	0	75	116	13	77
		Pancur	0	71	103	43	77
CH max							77
13	2013	Bate	133	7	8	28	21
		Pelemkerep	0	96	114	60	90
		Jatisari	0	55	116	54	85
		Pancur	0	96	114	60	90
CH max							90
14	2014	Bate	209	0	0	3	15
		Pelemkerep	174	199	96	119	121
		Jatisari	178	133	103	116	115
		Pancur	63	89	26	121	60
CH max							121
15	2015	Bate	71	39	38	6	32
		Pelemkerep	30	197	170	68	139
		Jatisari	30	197	170	68	139
		Pancur	0	30	36	101	49
CH max							139

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tabel 4.13 Rekapitulasi Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan Subdas Tunggul

Tahun	CH max (mm)
2001	67
2002	161
2003	123
2004	122
2005	89
2006	90
2007	106
2008	196
2009	48
2010	63
2011	165
2012	77
2013	90
2014	121
2015	139

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

4.1.4 Uji Outlier Data Hujan Rerata Daerah

Uji *outlier* dilakukan untuk mendapat kepastian tentang konsistensi data hujan yang tidak jauh berbeda dari data lainnya dan mengetahui keberadaan data *outlier*. Keberadaan data *outlier* nantinya dapat mengganggu pemilihan jenis distribusi suatu sampel data, sehingga data *outlier* perlu dihilangkan dari data yang digunakan untuk analisis.

Tabel 4.14 Perhitungan Uji *Outlier* Subdas Tunggul

No.	Tahun	CH max (mm)	Log Xi	Keterangan
1	2008	196	2.29	
2	2011	165	2.22	Nilai ambang atas:
3	2002	161	2.21	$X_H = 248.88$
4	2015	139	2.14	
5	2003	123	2.09	
6	2014	122	2.09	
7	2004	121	2.08	
8	2007	106	2.02	
9	2013	90	1.96	
10	2006	90	1.95	Nilai ambang bawah:
11	2005	89	1.95	$X_L = 42.60$
12	2012	77	1.89	
13	2001	67	1.83	
14	2010	63	1.80	
15	2009	48	1.68	
		Σ	30.19	
		Rerata	2.01	
		Sd	0.17	
		Kn	2.247	

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Berikut adalah contoh perhitungan dari Uji *Outlier*:

Data curah hujan maksimum tahunan Subdas Tunggul

Data diketahui:

$$\text{Rerata (Log } X_i) = 2.01$$

$$\text{Standar deviasi (Sd)} = 0.17$$

$$\text{Konstanta (Kn)} = 2.247, \text{ didapat dari tabel 2.1 pada Bab 2}$$

Penyelesaian:

$$X_H = 10^{\log X_i + Kn \times \log Sd}$$

$$= 248.88 \text{ mm, batas atas diterima } (196 < 248.88) \text{ mm}$$

$$X_L = 10^{\log X_i - Kn \times \log Sd}$$

$$= 42.60 \text{ mm, batas bawah diterima } (48 > 42.60) \text{ mm}$$

4.1.5 Analisis Frekuensi Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Analisis frekuensi dilakukan untuk mendapatkan besarnya tinggi hujan yang terjadi dalam kala ulang tertentu. Analisis frekuensi dengan metode Log Pearson tipe III digunakan berdasarkan data hujan maksimum tahunan yang telah diketahui.

Dalam metode Log Pearson Type III, parameter statistik yang digunakan antara lain yaitu harga rata-rata (*mean*), simpangan baku (*standard deviation*) dan koefisien kepencengangan (*skewness*).

Tabel 4.15 Perhitungan Analisis Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III Subdas Tunggul

Tahun	CH max (mm)	log X	log X-log Xi	(log X-log Xi) ²	(log X-log Xi) ³
2008	196	2.29	0.28	0.078	0.02178
2011	165	2.22	0.20	0.042	0.00858
2002	161	2.21	0.19	0.038	0.00730
2015	139	2.14	0.13	0.017	0.00224
2003	123	2.09	0.08	0.006	0.00044
2014	122	2.09	0.07	0.005	0.00038
2004	121	2.08	0.07	0.005	0.00035
2007	106	2.02	0.01	0.000	0.00000
2013	90	1.96	-0.06	0.003	-0.00018
2006	90	1.95	-0.06	0.004	-0.00022
2005	89	1.95	-0.06	0.004	-0.00027
2012	77	1.89	-0.13	0.016	-0.00200
2001	67	1.83	-0.18	0.034	-0.00621
2010	63	1.80	-0.22	0.047	-0.01003
2009	48	1.68	-0.33	0.109	-0.03621
Σ	1656	30.19	0.00	0.407	-0.01407

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Didapatkan:

$$\text{Rerata } (\bar{x}) = 110.38 \text{ mm}$$

$$\text{Rerata } (\log X_i) = 2.01 \text{ mm}$$

$$\text{Standar deviasi } (S_d) = 0.17$$

$$\text{Skewness } (Cs) = -0.23$$

Tabel 4.16 Perhitungan Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III Subdas Tunggul

T	G	G.S	$\log X_i + G.S$	Rt (mm)
2	0.04	0.01	2.02	104.55
5	0.85	0.15	2.16	143.84
10	1.25	0.21	2.23	168.48
25	1.67	0.28	2.30	198.22
50	1.93	0.33	2.34	219.44

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tabel 4.17 Interpolasi Nilai G Metode Log Pearson Tipe III Subdas Tunggul

Koefisien Skewness	Kala Ulang (Tr)												
	1.01	1.05	1.11	1.25	2.00	5.00	10.00	25.00	50.00	100.00	200.00	500.00	1000.00
(Cs)	99.00	95.00	90.00	80.00	50.00	20.00	10.00	4.00	2.00	1.00	0.50	0.20	0.10
-0.3	-2.54	-1.73	-1.31	-0.82	0.05	0.85	1.25	1.64	1.89	2.10	2.29	2.44	2.68
-0.2	-2.47	-1.70	-1.30	-0.83	0.03	0.85	1.26	1.68	1.95	2.18	2.39	2.55	2.81
-0.23	-2.50	-1.71	-1.30	-0.83	0.04	0.85	1.25	1.67	1.93	2.15	2.36	2.51	2.76

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Berikut adalah contoh perhitungannya:

Data diketahui hujan rancangan Subdas Tunggul kala ulang 50 tahun

$$\text{Rerata } (\log X_i) = 2.01 \text{ mm}$$

$$\text{Standar deviasi } (S_d) = 0.17$$

$$\text{Skewness } (Cs) = -0.23$$

Faktor Frekuensi (G) = didapat dengan melakukan interpolasi, nilai Cs = 0.04 untuk kala ulang 50 tahun (peluang terjadi 20%)

Penyelesaian:

Logaritma hujan rancangan dengan kala ulang 50 tahun

$$\begin{aligned} R_{50} &= 10^{\log X_i + G.S} \\ &= 10^{2.01 + 0.33} \\ &= 219.44 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.1.6 Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kesesuaian distribusi bertujuan untuk menjamin bahwa data hidrologi yang digunakan untuk memperkirakan hasil hujan rancangan menggunakan analisis frekuensi telah sesuai atau belum. Ada dua metode pengujian yang dapat digunakan yaitu Uji Chi-Square (uji simpangan vertikal) dan Uji Smirnov-Kolmogorof (uji simpangan horizontal).

a. Uji Chi-Square

Uji kesesuaian distribusi frekuensi dengan metode Chi-Square dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis berdasarkan simpangan data arah secara vertikal).

Tabel 4.18 Penentuan Interval Kelas Uji Chi-Square Subdas Tunggul

Pr	G	Log Xi	X (mm)
20	0.85	2.16	143.84
40	0.31	2.07	116.28
60	-0.25	1.97	93.33
80	-0.83	1.87	74.38

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tabel 4.19 Perhitungan Uji Chi-Square Subdas Tunggul

No.	Batas Kelas	Jumlah Data Ej	Oj	Oj - Ej	((Oj - Ej)^2)/EJ
1	0 - 74.38	3.00	3	0.00	0.00
2	74.38 - 93.33	3.00	4	1.00	0.33
3	93.33 - 116.28	3.00	1	2.00	1.33
4	116.28 - 143.84	3.00	4	1.00	0.33
5	143.84 ~	3.00	3	0.00	0.00
Jumlah		3.00	15		2.00

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Berikut contoh perhitungan uji kesesuaian distribusi metode Chi-Square:

Simpangan vertikal maksimum.

$$\text{Banyak data (n)} = 15$$

$$\text{Jumlah kelas (k)} = 1 + 3.322 \times \log (n) = 4.91 \text{ dibulatkan menjadi } 5 \text{ kelas.}$$

$$\text{Frekuensi teoritis (Ej)} = n / k = 3.00$$

$$\text{Derajat bebas} = n - 1 - 3 = 1$$

$$x^2 = \sum \left(\frac{o_j - E_j}{E_j} \right)^2$$

Didapat jumlah x^2 hitung = 2.00

Dari tabel derajat bebas untuk uji Chi Square:

Derajat kepercayaan 1%, x^2 tabel = 6.635

Derajat kepercayaan 5%, x^2 tabel = 3.841

Dengan Syarat distribusi: x^2 hitung < x^2 tabel, maka:

Untuk derajat kepercayaan = 1% ($2.00 < 6.635$) **Data Ho dapat diterima**

Untuk derajat kepercayaan = 5% ($2.00 < 3.841$) **Data Ho dapat diterima**

b. Uji Smirnov-Kolmogorof

Uji kesesuaian distribusi frekuensi dengan metode Smirnov-Kolmogorof digunakan untuk mengetahui suatu data sesuai dengan sebaran teoritis yang dipilih berdasarkan simpangan data arah horizontal.

Tabel 4.20 Perhitungan Metode Smirnov-Kolmogorof Subdas Tunggal

No.	Pe(x)	K	Pr	Pt(x)	Pe(x) - Pt(x)
1	0.06	1.64	95.56	0.04	0.02
2	0.13	1.20	88.67	0.11	0.01
3	0.19	1.14	87.11	0.13	0.06
4	0.25	0.77	76.89	0.23	0.02
5	0.31	0.44	64.98	0.35	0.04
6	0.38	0.42	64.24	0.36	0.02
7	0.44	0.41	63.79	0.36	0.08
8	0.50	0.06	50.93	0.49	0.01
9	0.56	-0.33	37.15	0.63	0.07
10	0.63	-0.35	36.40	0.64	0.01
11	0.69	-0.38	35.53	0.64	0.04
12	0.75	-0.74	23.10	0.77	0.02
13	0.81	-1.08	14.75	0.85	0.04
14	0.88	-1.26	10.83	0.89	0.02
15	0.94	-1.94	3.83	0.96	0.02
$\Delta maks$					0.08

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Berikut contoh perhitungan uji kesesuaian distribusi metode Smirnov Kolmogorof:

Simpangan maksimum horizontal.

Banyak data (n) = 15

Rerata ($\log X_i$) = 2.01 mm

Standar deviasi (S_d) = 0.17

$C_s = -0.23$
 Peluang empiris (P_e) = Posisi data berdasarkan pengamatan menurut Weibull = $\frac{m}{n+1}$, dengan m adalah nomor urut data dan n adalah banyak data,

Peluang (P_r) = Didapat dengan interpolasi nilai faktor frekuensi (K)

Peluang teoritis (P_t) = $1 - P_r$

Sehingga didapatkan:

Simpangan maksimum (Δ) hitung = maks $|P_e - P_t| = 0.08$

Dari tabel nilai kritis untuk Uji Smrnov Kolmogorof untuk $n = 15$, maka:

$a = 5\%$, $D_{cr} = 0.338$

$a = 1\%$, $D_{cr} = 0.404$

Dengan syarat distribusi: Δ (hitungan) < Δ_{cr} (tabel), maka:

Untuk $a = 5\%$ ($0.08 < 0.338$) **data dapat diterima**

Untuk $a = 1\%$ ($0.08 < 0.404$) **data dapat diterima**

4.1.7 Koefisien Pengaliran (*Run-Off Coefficient*)

Koefisien pengaliran merupakan suatu nilai variabel yang menyatakan perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Karena lokasi daerah aliran sungai (DAS) SWD 2 yang mewakili seluruh bagian subdas berada di daerah persawahan irigasi dengan berdasarkan pada Bab 2 tabel 2.8 maka nilai koefisien pengaliran digunakan sebesar 0.70 (0.70 s.d. 0.80).

4.1.8 Intensitas Hujan

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun hujan otomatis (*Automatic Rainfall Recorder*, ARR) dan yang tersedia adalah data hujan harian, Mononobe (Suyono dan Takeda, 1983) mengusulkan persamaan berikut untuk menurunkan kurva IDF (Triadmodjo, 2009:265).

$$I_t = \frac{R_{24}}{t} \cdot \left(\frac{t}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Dengan:

t = lama hujan digunakan 24 jam

T = waktu hujan digunakan 1-6 jam

R_{24} = hujan harian digunakan 1 mm

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 I_2 &= \frac{1}{24} \cdot \left(\frac{24}{2}\right)^{\frac{2}{3}} \\
 &= 0.22 \text{ mm / jam} \\
 I_{2t} &= 0.22 \times 2 \\
 &= 0.44 \text{ mm} \\
 \Delta p &= 0.44 - 0.35 \\
 &= 0.09 \text{ mm} \\
 P_t &= 0.09 / 0.63 \\
 &= 14.30 \%
 \end{aligned}$$

Tabel 4.21 Perhitungan Intensitas Hujan Metode Mononobe

t (jam)	Δt (jam)	I_t (mm/jam)	$I_{t,t}$ (mm)	Δp (mm)	Pt (%)
1	0-1	0.35	0.35	0.35	55.03
2	1-2	0.22	0.44	0.09	14.30
3	2-3	0.17	0.50	0.06	10.03
4	3-4	0.14	0.55	0.05	7.99
5	4-5	0.12	0.59	0.04	6.75
6	5-6	0.10	0.63	0.04	5.90
Total			0.63	100.00	

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

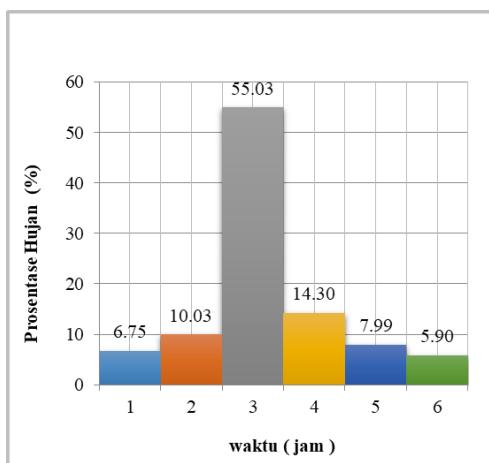
4.1.9 Distribusi Hujan menggunakan *Alternating Block Method* (ABM)

Pada studi ini digunakan distribusi hujan metode ABM (*alternating block method*). Metode tersebut mengurutkan hujan dengan puncak di tengah, sedangkan pada sisanya diurutkan. Berikut hasil perhitungan distribusi hujan Metode ABM pada Tabel 4.22 sampai dengan Tabel 4.23 dan Gambar 4.4.

Tabel 4.22 Distribusi Hujan Metode ABM (Subdas Tunggul)

T (jam)	Pt (%)	Hyetograph %
1	55.03	6.75
2	14.30	10.03
3	10.03	55.03
4	7.99	14.30
5	6.75	7.99
6	5.90	5.90
		100.00

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).



Gambar 4.4 Distribusi Hujan Metode ABM

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Tabel 4.23 Distribusi Hujan Metode ABM untuk Berbagai Kala Ulang (Subdas Tunggul)

Jam ke	Ratio	Kumulatif	Hujan Jam-jaman (mm)				
			2 th	5 th	10 th	25 th	50 th
1	6.75%	6.75%	4.94	6.79	7.96	9.36	10.36
2	10.03%	16.78%	7.34	10.10	11.83	13.92	15.41
3	55.03%	71.81%	40.27	55.41	64.90	76.36	84.53
4	14.30%	86.12%	10.47	14.40	16.87	19.85	21.97
5	7.99%	94.10%	5.85	8.04	9.42	11.08	12.27
6	5.90%	100.00%	4.32	5.94	6.95	8.18	9.06
Hujan Rancangan (Rt)			104.55	143.84	168.48	198.22	219.44
Koefisien Pengaliran			0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Hujan Efektif			73.18	100.69	117.93	138.75	153.61

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

4.1.10 Analisis Debit Banjir Rancangan

Pada studi ini, analisis debit banjir rancangan dihitung menggunakan metode hidrograf satuan sintesis Gama 1 di seluruh subdas pada DAS SWD 2. Untuk penjelasan perhitungan dari masing-masing metode akan disajikan sebagai berikut.

a. Metode hidrograf satuan sintetis (HSS) Gama 1

Berikut adalah analisis perhitungan Hidrograf Satuan Sintesis Metode Gama 1 Subdas Tunggul.

Luas Subdas	(A) = 32.35	km ²
Luas Subdas sebelah hulu	(AU) = 21.14	km ²
Lebar Subdas 0.75 L	(Wu) = 3.17	km
Lebar DAS 0.25 L	(WL) = 1.04	km

Panjang sungai utama	(L)	= 20.18	km
Jumlah pangsa sungai tingkat 1	(P1)	= 27	buah
Jumlah pangsa sungai semua tingkat	(PN)	= 34	buah
Panjang pangsa sungai tingkat 1	(L1)	= 40.09	km
Panjang pangsa sungai semua tingkat	(LN)	= 75.84	km
Jumlah pertemuan sungai	(JN)	= 23	buah
Elevasi dasar sungai di hulu		= 245.00	m
Elevasi dasar sungai di hilir		= 8.00	m
Kemiringan sungai rata-rata	(S)	= 0.01	m
Faktor sumber	(SF)	= L1 / LN	= 0.53
Frekuensi sumber	(SN)	= P1 / PN	= 0.79 km/km ²
Kerapatan jaringan kuras	(D)	= LN / A	= 2.34
Faktor lebar	(WF)	= Wu / WL	= 3.03
Perbandingan DAS bagian hulu dan DAS total	(RUA) = Au / A	= 0.65	
Faktor Simetri	(SIM) = RUA . WF	= 1.98	
Persamaan untuk menentukan HSS Gama 1:			
TR	= 0.43 (L / 100SF) ³ + 1.0665SIM + 1.2775		
	= 3.42 jam dibulatkan menjadi 3 jam		
TB	= 27.4132TR ^{0.1457} . S ^{-0.0956} . SN ^{0.7344} . RUA ^{0.2574}		
	= 38.45 jam		
Qp	= 0.1836A ^{0.5886} . JN ^{0.2381} . TR ^{-0.4008}		
	= 1.83 m ³ /dt		
K	= 0.5617A ^{0.1798} . S ^{-0.1446} . SF ^{-1.0897} . D ^{0.0452}		
	= 4.15 jam		
Qt	= Qp . e ^{-t / K}		
	= (1.83) . e ^{-t / 2.292}		
QB	= 0.4751 x A ^{0.6444} x D ^{0.9430}		
	= 9.97 m ³ /dt		

Hasil perhitungan diatas selanjutnya dapat diperoleh ordinat HSS Gama 1 seperti pada Tabel 4.24 berikut ini.

Tabel 4.24 Ordinat HSS Gama 1 Subdas Tunggal

t (jam) [1]	Qt (m ³ /dt) [2]	Volume (m ³) [3]	Q terkoreksi (m ³ /dt) [4]	Volume Terkoreksi (m ³) [5]
0	0.00		0.00	0.00
1	0.54	1931.30	0.44	1594.91
2	1.07	3862.59	0.89	3189.82
3	1.83	6596.20	1.51	5447.30
4	1.59	5730.38	1.31	4732.28
5	1.25	4504.49	1.03	3719.91
6	0.98	3540.85	0.81	2924.11
7	0.77	2783.36	0.64	2298.56
8	0.61	2187.92	0.50	1806.83
9	0.48	1719.86	0.39	1420.30
10	0.38	1351.93	0.31	1116.46
11	0.30	1062.71	0.24	877.61
12	0.23	835.37	0.19	689.87
13	0.18	656.66	0.15	542.28
14	0.14	516.18	0.12	426.27
15	0.11	405.75	0.09	335.08
16	0.09	318.95	0.07	263.40
17	0.07	250.72	0.06	207.05
18	0.05	197.08	0.05	162.76
19	0.04	154.92	0.04	127.94
20	0.03	121.78	0.03	100.57
21	0.03	95.73	0.02	79.05
22	0.02	75.25	0.02	62.14
23	0.02	59.15	0.01	48.85
24	0.01	46.50	0.01	38.40
25	0.01	36.55	0.01	30.18
26	0.01	28.73	0.01	23.73
27	0.01	22.58	0.01	18.65
28	0.00	17.75	0.00	14.66
29	0.00	13.95	0.00	11.52
30	0.00	10.97	0.00	9.06
31	0.00	8.62	0.00	7.12
32	0.00	6.78	0.00	5.60
33	0.00	5.33	0.00	4.40
34	0.00	4.19	0.00	3.46
35	0.00	3.29	0.00	2.72
36	0.00	2.59	0.00	2.14
37	0.00	2.03	0.00	1.68
38	0.00	1.60	0.00	1.32
Total	(m ³)	39170.60		32347.99

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Setelah hasil dari ordinat HSS Gama 1 perlu dikoreksi agar volume hidrograf satuan apabila dibagi dengan luas DAS akan mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1 mm. Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan faktor koreksi.

$$\begin{aligned}\text{Jumlah volume hidrograf} &= 39170.60 \text{ m}^3 \\ \text{Luas DAS} &= 32.35 \text{ km}^2 \\ \text{Hujan efektif} &= \text{Volume hidrograf / Luas DAS} \\ &= 0.83 \text{ mm} \\ \text{Faktor Koreksi} &= 1 / 0.83 \\ &= 1.21\end{aligned}$$

Selanjutnya faktor koreksi akan dikalikan dengan masing-masing debit dan volume hidrograf. Berikut adalah contoh perhitungan untuk kolom [3] dan kolom [4] pada baris [2].

$$\begin{aligned}\text{Q terkoreksi} &= Q \text{ awal} \times \text{Faktor koreksi} \\ &= 0.54 \times 1.21 \\ &= 0.44 \text{ m}^3/\text{dt} \\ \text{Volume terkoreksi} &= V \text{ awal} \times \text{Faktor koreksi} \\ &= 1931.30 \times 1.21 \\ &= 1594.91 \text{ m}^3 \\ \text{Jumlah volume hidrograf terkoreksi} &= 32347.99 \text{ m}^3 \\ \text{Luas DAS} &= 32.35 \text{ km}^2 \\ \text{Hujan efektif} &= \text{Jumlah volume hidrograf terkoreksi / luas DAS} \\ &= 32347.99 \text{ m}^3 / 32.35 \text{ km}^2 \\ &= 1 \text{ mm (oke)}\end{aligned}$$

Tabel 4.25 Perhitungan Debit Banjir Rancangan Q_{2th} Subdas Tunggul

Waktu (jam)	Q terkoreksi (m ³ /dt/mm)	Akibat Hujan						Base flow (m ³ /dt)	Debit banjir (m ³ /dt)
		4.94	7.34	40.27	10.47	5.85	4.32		
0	0.00	0.00						9.97	9.97
1	0.44	2.19	0.00					9.97	12.16
2	0.89	4.37	3.25	0.00				9.97	17.60
3	1.51	7.47	6.51	17.84	0.00			9.97	41.79
4	1.31	6.49	11.11	35.69	4.64	0.00		9.97	67.89
5	1.03	5.10	9.65	60.94	9.28	2.59	0.00	9.97	97.53
6	0.81	4.01	7.59	52.94	15.84	5.18	1.91	9.97	97.44
7	0.64	3.15	5.96	41.62	13.76	8.85	3.82	9.97	87.13
8	0.50	2.48	4.69	32.71	10.82	7.68	6.53	9.97	74.88
9	0.39	1.95	3.69	25.71	8.50	6.04	5.67	9.97	61.53
10	0.31	1.53	2.90	20.21	6.68	4.75	4.46	9.97	50.50
11	0.24	1.20	2.28	15.89	5.25	3.73	3.51	9.97	41.83
12	0.19	0.95	1.79	12.49	4.13	2.93	2.76	9.97	35.02
13	0.15	0.74	1.41	9.82	3.25	2.31	2.17	9.97	29.66
14	0.12	0.58	1.11	7.72	2.55	1.81	1.70	9.97	25.45
15	0.09	0.46	0.87	6.07	2.01	1.43	1.34	9.97	22.14
16	0.07	0.36	0.68	4.77	1.58	1.12	1.05	9.97	19.53
17	0.06	0.28	0.54	3.75	1.24	0.88	0.83	9.97	17.49
18	0.05	0.22	0.42	2.95	0.97	0.69	0.65	9.97	15.88
19	0.04	0.18	0.33	2.32	0.77	0.54	0.51	9.97	14.61
20	0.03	0.14	0.26	1.82	0.60	0.43	0.40	9.97	13.62
21	0.02	0.11	0.21	1.43	0.47	0.34	0.32	9.97	12.84
22	0.02	0.09	0.16	1.13	0.37	0.26	0.25	9.97	12.23
23	0.01	0.07	0.13	0.88	0.29	0.21	0.20	9.97	11.74
24	0.01	0.05	0.10	0.70	0.23	0.16	0.15	9.97	11.36
25	0.01	0.04	0.08	0.55	0.18	0.13	0.12	9.97	11.07
26	0.01	0.03	0.06	0.43	0.14	0.10	0.09	9.97	10.83
27	0.01	0.03	0.05	0.34	0.11	0.08	0.07	9.97	10.65
28	0.00	0.02	0.04	0.27	0.09	0.06	0.06	9.97	10.50
29	0.00	0.02	0.03	0.21	0.07	0.05	0.05	9.97	10.39
30	0.00	0.01	0.02	0.16	0.05	0.04	0.04	9.97	10.30
31	0.00	0.01	0.02	0.13	0.04	0.03	0.03	9.97	10.23
32	0.00	0.01	0.01	0.10	0.03	0.02	0.02	9.97	10.17
33	0.00	0.01	0.01	0.08	0.03	0.02	0.02	9.97	10.13
34	0.00	0.00	0.01	0.06	0.02	0.01	0.01	9.97	10.10
35	0.00	0.00	0.01	0.05	0.02	0.01	0.01	9.97	10.07
36	0.00	0.00	0.01	0.04	0.01	0.01	0.01	9.97	10.05
37	0.00	0.00	0.00	0.03	0.01	0.01	0.01	9.97	10.03
38	0.00	0.00	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01	9.97	10.02

Sumber: Hasil Perhitungan (2018).

Tabel 4.26 Perhitungan Debit Banjir Rancangan Q_{5th} Subdas Tunggal

Waktu (jam)	Q terkoreksi (m ³ /dt/mm)	Akibat Hujan					Base flow (m ³ /dt)	Debit banjir (m ³ /dt)
		6.792	10.103	55.409	14.402	8.043		
0	0.00	0.00					9.97	9.97
1	0.44	3.01	0.00				9.97	12.98
2	0.89	6.02	4.48	0.00			9.97	20.46
3	1.51	10.28	8.95	24.55	0.00		9.97	53.75
4	1.31	8.93	15.29	49.10	6.38	0.00	9.97	89.66
5	1.03	7.02	13.28	83.84	12.76	3.56	0.00	9.97
6	0.81	5.52	10.44	72.84	21.79	7.13	2.63	9.97
7	0.64	4.34	8.21	57.25	18.93	12.17	5.26	9.97
8	0.50	3.41	6.45	45.01	14.88	10.57	8.98	9.97
9	0.39	2.68	5.07	35.38	11.70	8.31	7.80	9.97
10	0.31	2.11	3.99	27.81	9.20	6.53	6.13	9.97
11	0.24	1.66	3.13	21.86	7.23	5.14	4.82	9.97
12	0.19	1.30	2.46	17.18	5.68	4.04	3.79	9.97
13	0.15	1.02	1.94	13.51	4.47	3.17	2.98	9.97
14	0.12	0.80	1.52	10.62	3.51	2.49	2.34	9.97
15	0.09	0.63	1.20	8.35	2.76	1.96	1.84	9.97
16	0.07	0.50	0.94	6.56	2.17	1.54	1.45	9.97
17	0.06	0.39	0.74	5.16	1.71	1.21	1.14	9.97
18	0.05	0.31	0.58	4.05	1.34	0.95	0.89	9.97
19	0.04	0.24	0.46	3.19	1.05	0.75	0.70	9.97
20	0.03	0.19	0.36	2.51	0.83	0.59	0.55	9.97
21	0.02	0.15	0.28	1.97	0.65	0.46	0.43	9.97
22	0.02	0.12	0.22	1.55	0.51	0.36	0.34	9.97
23	0.01	0.09	0.17	1.22	0.40	0.29	0.27	9.97
24	0.01	0.07	0.14	0.96	0.32	0.22	0.21	9.97
25	0.01	0.06	0.11	0.75	0.25	0.18	0.17	9.97
26	0.01	0.04	0.08	0.59	0.20	0.14	0.13	9.97
27	0.01	0.04	0.07	0.46	0.15	0.11	0.10	9.97
28	0.00	0.03	0.05	0.37	0.12	0.09	0.08	9.97
29	0.00	0.02	0.04	0.29	0.09	0.07	0.06	9.97
30	0.00	0.02	0.03	0.23	0.07	0.05	0.05	9.97
31	0.00	0.01	0.03	0.18	0.06	0.04	0.04	9.97
32	0.00	0.01	0.02	0.14	0.05	0.03	0.03	9.97
33	0.00	0.01	0.02	0.11	0.04	0.03	0.02	9.97
34	0.00	0.01	0.01	0.09	0.03	0.02	0.02	9.97
35	0.00	0.01	0.01	0.07	0.02	0.02	0.01	9.97
36	0.00	0.00	0.01	0.05	0.02	0.01	0.01	9.97
37	0.00	0.00	0.01	0.04	0.01	0.01	0.01	9.97
38	0.00	0.00	0.00	0.03	0.01	0.01	0.01	9.97

Sumber: Hasil Perhitungan (2018).

Tabel 4.27 Perhitungan Debit Banjir Rancangan Q_{10 th} Subdas Tunggu

Waktu (jam)	Q terkoreksi (m ³ /dt/mm)	Akibat Hujan						Base flow (m ³ /dt)	Debit banjir (m ³ /dt)
		7.955	11.833	64.902	16.869	9.421	6.954		
0	0.00	0.00						9.97	9.97
1	0.44	3.52	0.00					9.97	13.49
2	0.89	7.05	5.24	0.00				9.97	22.26
3	1.51	12.04	10.49	28.75	0.00			9.97	61.25
4	1.31	10.46	17.91	57.51	7.47	0.00		9.97	103.31
5	1.03	8.22	15.56	98.21	14.95	4.17	0.00	9.97	151.07
6	0.81	6.46	12.23	85.31	25.53	8.35	3.08	9.97	150.93
7	0.64	5.08	9.61	67.06	22.18	14.25	6.16	9.97	134.32
8	0.50	3.99	7.56	52.72	17.43	12.38	10.52	9.97	114.57
9	0.39	3.14	5.94	41.44	13.70	9.73	9.14	9.97	93.06
10	0.31	2.47	4.67	32.57	10.77	7.65	7.19	9.97	75.29
11	0.24	1.94	3.67	25.61	8.47	6.01	5.65	9.97	61.31
12	0.19	1.52	2.88	20.13	6.66	4.73	4.44	9.97	50.33
13	0.15	1.20	2.27	15.82	5.23	3.72	3.49	9.97	41.70
14	0.12	0.94	1.78	12.44	4.11	2.92	2.74	9.97	34.91
15	0.09	0.74	1.40	9.78	3.23	2.30	2.16	9.97	29.57
16	0.07	0.58	1.10	7.68	2.54	1.81	1.70	9.97	25.38
17	0.06	0.46	0.87	6.04	2.00	1.42	1.33	9.97	22.08
18	0.05	0.36	0.68	4.75	1.57	1.12	1.05	9.97	19.49
19	0.04	0.28	0.53	3.73	1.23	0.88	0.82	9.97	17.45
20	0.03	0.22	0.42	2.93	0.97	0.69	0.65	9.97	15.85
21	0.02	0.17	0.33	2.31	0.76	0.54	0.51	9.97	14.59
22	0.02	0.14	0.26	1.81	0.60	0.43	0.40	9.97	13.61
23	0.01	0.11	0.20	1.43	0.47	0.33	0.31	9.97	12.83
24	0.01	0.08	0.16	1.12	0.37	0.26	0.25	9.97	12.22
25	0.01	0.07	0.13	0.88	0.29	0.21	0.19	9.97	11.74
26	0.01	0.05	0.10	0.69	0.23	0.16	0.15	9.97	11.36
27	0.01	0.04	0.08	0.54	0.18	0.13	0.12	9.97	11.06
28	0.00	0.03	0.06	0.43	0.14	0.10	0.09	9.97	10.83
29	0.00	0.03	0.05	0.34	0.11	0.08	0.07	9.97	10.64
30	0.00	0.02	0.04	0.26	0.09	0.06	0.06	9.97	10.50
31	0.00	0.02	0.03	0.21	0.07	0.05	0.05	9.97	10.39
32	0.00	0.01	0.02	0.16	0.05	0.04	0.04	9.97	10.30
33	0.00	0.01	0.02	0.13	0.04	0.03	0.03	9.97	10.23
34	0.00	0.01	0.01	0.10	0.03	0.02	0.02	9.97	10.17
35	0.00	0.01	0.01	0.08	0.03	0.02	0.02	9.97	10.13
36	0.00	0.00	0.01	0.06	0.02	0.01	0.01	9.97	10.09
37	0.00	0.00	0.01	0.05	0.02	0.01	0.01	9.97	10.07
38	0.00	0.00	0.01	0.04	0.01	0.01	0.01	9.97	10.05

Sumber: Hasil Perhitungan (2018).

Tabel 4.28 Perhitungan Debit Banjir Rancangan Q_{25 th} Subdas Tunggul

Waktu (jam)	Q terkoreksi (m ³ /dt/mm)	Akibat Hujan						Base flow (m ³ /dt)	Debit banjir (m ³ /dt)
		9.360	13.922	76.358	19.847	11.084	8.181		
0	0.00	0.00						9.97	9.97
1	0.44	4.15	0.00					9.97	14.12
2	0.89	8.29	6.17	0.00				9.97	24.43
3	1.51	14.16	12.34	33.83	0.00			9.97	70.30
4	1.31	12.30	21.07	67.66	8.79	0.00		9.97	119.79
5	1.03	9.67	18.30	115.54	17.59	4.91	0.00	9.97	175.98
6	0.81	7.60	14.39	100.38	30.03	9.82	3.62	9.97	175.81
7	0.64	5.98	11.31	78.90	26.09	16.77	7.25	9.97	156.27
8	0.50	4.70	8.89	62.02	20.51	14.57	12.38	9.97	133.04
9	0.39	3.69	6.99	48.75	16.12	11.45	10.75	9.97	107.73
10	0.31	2.90	5.49	38.32	12.67	9.00	8.45	9.97	86.82
11	0.24	2.28	4.32	30.13	9.96	7.08	6.65	9.97	70.38
12	0.19	1.79	3.39	23.68	7.83	5.56	5.22	9.97	57.46
13	0.15	1.41	2.67	18.61	6.16	4.37	4.11	9.97	47.30
14	0.12	1.11	2.10	14.63	4.84	3.44	3.23	9.97	39.31
15	0.09	0.87	1.65	11.50	3.80	2.70	2.54	9.97	33.03
16	0.07	0.68	1.30	9.04	2.99	2.12	1.99	9.97	28.10
17	0.06	0.54	1.02	7.11	2.35	1.67	1.57	9.97	24.22
18	0.05	0.42	0.80	5.59	1.85	1.31	1.23	9.97	21.17
19	0.04	0.33	0.63	4.39	1.45	1.03	0.97	9.97	18.78
20	0.03	0.26	0.49	3.45	1.14	0.81	0.76	9.97	16.89
21	0.02	0.21	0.39	2.71	0.90	0.64	0.60	9.97	15.41
22	0.02	0.16	0.31	2.13	0.71	0.50	0.47	9.97	14.25
23	0.01	0.13	0.24	1.68	0.55	0.39	0.37	9.97	13.33
24	0.01	0.10	0.19	1.32	0.44	0.31	0.29	9.97	12.61
25	0.01	0.08	0.15	1.04	0.34	0.24	0.23	9.97	12.05
26	0.01	0.06	0.12	0.81	0.27	0.19	0.18	9.97	11.60
27	0.01	0.05	0.09	0.64	0.21	0.15	0.14	9.97	11.25
28	0.00	0.04	0.07	0.50	0.17	0.12	0.11	9.97	10.98
29	0.00	0.03	0.06	0.40	0.13	0.09	0.09	9.97	10.76
30	0.00	0.02	0.04	0.31	0.10	0.07	0.07	9.97	10.59
31	0.00	0.02	0.04	0.24	0.08	0.06	0.05	9.97	10.46
32	0.00	0.01	0.03	0.19	0.06	0.05	0.04	9.97	10.36
33	0.00	0.01	0.02	0.15	0.05	0.04	0.03	9.97	10.27
34	0.00	0.01	0.02	0.12	0.04	0.03	0.03	9.97	10.21
35	0.00	0.01	0.01	0.09	0.03	0.02	0.02	9.97	10.16
36	0.00	0.01	0.01	0.07	0.02	0.02	0.02	9.97	10.12
37	0.00	0.00	0.01	0.06	0.02	0.01	0.01	9.97	10.09
38	0.00	0.00	0.01	0.05	0.01	0.01	0.01	9.97	10.06

Sumber: Hasil Perhitungan (2018).

Tabel 4.29 Perhitungan Debit Banjir Rancangan Q_{50 th} Subdas Tunggu

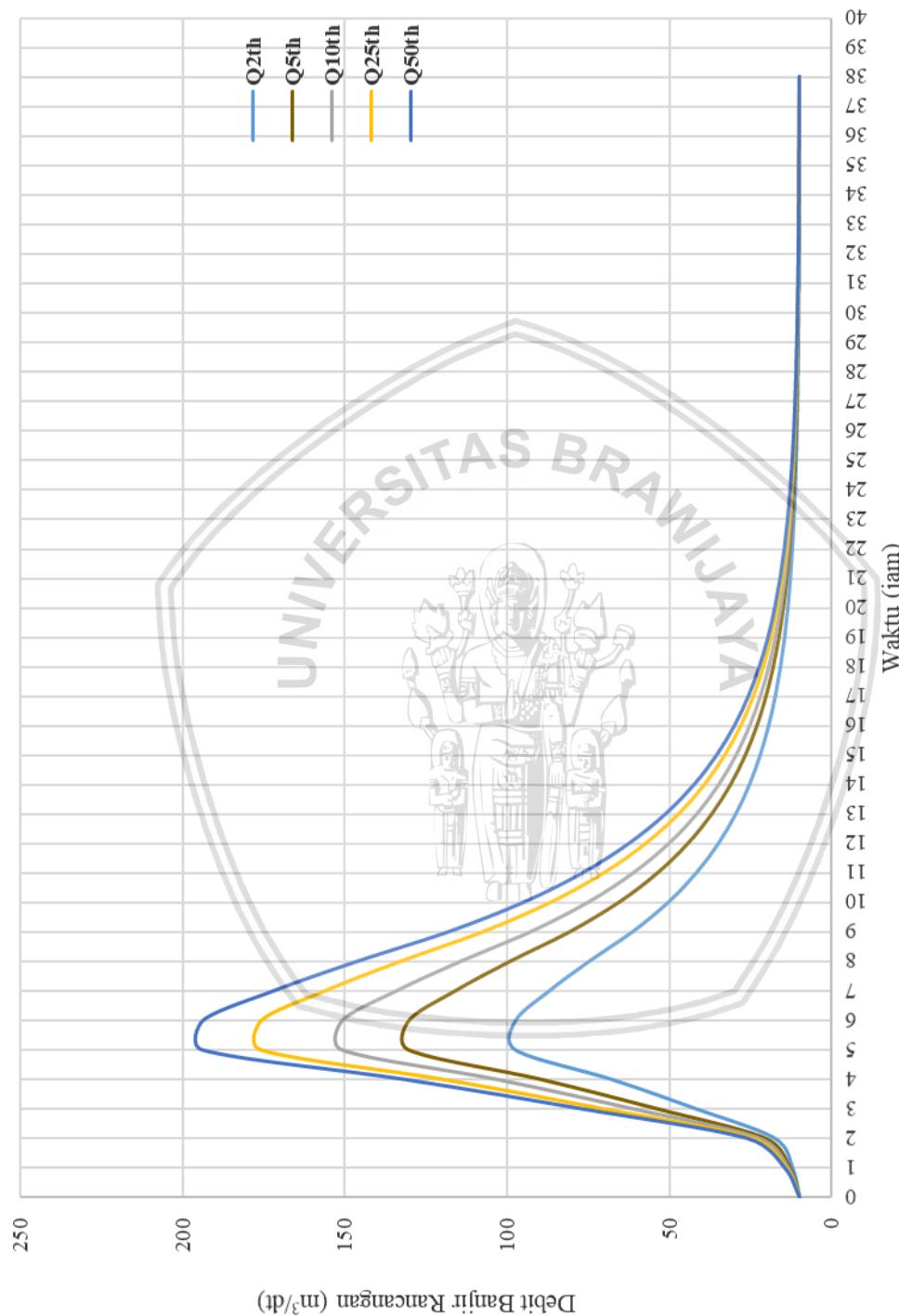
Waktu (jam)	Q terkoreksi (m ³ /dt/mm)	Akibat Hujan						Base flow (m ³ /dt)	Debit banjir (m ³ /dt)
		10.362	15.413	84.533	21.972	12.270	9.057		
0	0.00	0.00						9.97	9.97
1	0.44	4.59	0.00					9.97	14.56
2	0.89	9.18	6.83	0.00				9.97	25.98
3	1.51	15.68	13.66	37.45	0.00			9.97	76.76
4	1.31	13.62	23.32	74.90	9.73	0.00		9.97	131.55
5	1.03	10.71	20.26	127.91	19.47	5.44	0.00	9.97	193.75
6	0.81	8.42	15.93	111.12	33.25	10.87	4.01	9.97	193.56
7	0.64	6.62	12.52	87.35	28.88	18.57	8.03	9.97	171.93
8	0.50	5.20	9.84	68.66	22.70	16.13	13.70	9.97	146.21
9	0.39	4.09	7.74	53.97	17.85	12.68	11.91	9.97	118.20
10	0.31	3.21	6.08	42.43	14.03	9.97	9.36	9.97	95.04
11	0.24	2.53	4.78	33.35	11.03	7.83	7.36	9.97	76.84
12	0.19	1.99	3.76	26.22	8.67	6.16	5.78	9.97	62.54
13	0.15	1.56	2.95	20.61	6.81	4.84	4.55	9.97	51.29
14	0.12	1.23	2.32	16.20	5.36	3.81	3.57	9.97	42.45
15	0.09	0.96	1.83	12.73	4.21	2.99	2.81	9.97	35.50
16	0.07	0.76	1.43	10.01	3.31	2.35	2.21	9.97	30.04
17	0.06	0.60	1.13	7.87	2.60	1.85	1.74	9.97	25.75
18	0.05	0.47	0.89	6.18	2.05	1.45	1.36	9.97	22.37
19	0.04	0.37	0.70	4.86	1.61	1.14	1.07	9.97	19.72
20	0.03	0.29	0.55	3.82	1.26	0.90	0.84	9.97	17.63
21	0.02	0.23	0.43	3.00	0.99	0.71	0.66	9.97	15.99
22	0.02	0.18	0.34	2.36	0.78	0.55	0.52	9.97	14.71
23	0.01	0.14	0.27	1.86	0.61	0.44	0.41	9.97	13.69
24	0.01	0.11	0.21	1.46	0.48	0.34	0.32	9.97	12.90
25	0.01	0.09	0.16	1.15	0.38	0.27	0.25	9.97	12.27
26	0.01	0.07	0.13	0.90	0.30	0.21	0.20	9.97	11.78
27	0.01	0.05	0.10	0.71	0.23	0.17	0.16	9.97	11.39
28	0.00	0.04	0.08	0.56	0.18	0.13	0.12	9.97	11.09
29	0.00	0.03	0.06	0.44	0.14	0.10	0.10	9.97	10.85
30	0.00	0.03	0.05	0.34	0.11	0.08	0.08	9.97	10.66
31	0.00	0.02	0.04	0.27	0.09	0.06	0.06	9.97	10.51
32	0.00	0.02	0.03	0.21	0.07	0.05	0.05	9.97	10.40
33	0.00	0.01	0.02	0.17	0.06	0.04	0.04	9.97	10.31
34	0.00	0.01	0.02	0.13	0.04	0.03	0.03	9.97	10.23
35	0.00	0.01	0.01	0.10	0.03	0.02	0.02	9.97	10.18
36	0.00	0.01	0.01	0.08	0.03	0.02	0.02	9.97	10.13
37	0.00	0.00	0.01	0.06	0.02	0.01	0.01	9.97	10.10
38	0.00	0.00	0.01	0.05	0.02	0.01	0.01	9.97	10.07

Sumber: Hasil Perhitungan (2018).

Tabel 4.30 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Subdas Tunggal

Waktu (jam)	$Q_{2\text{th}}$ (m ³ /dt)	$Q_{5\text{th}}$ (m ³ /dt)	$Q_{10\text{th}}$ (m ³ /dt)	$Q_{25\text{th}}$ (m ³ /dt)	$Q_{50\text{th}}$ (m ³ /dt)
0	9.97	9.97	9.97	9.97	9.97
1	12.16	12.98	13.49	14.12	14.56
2	17.60	20.46	22.26	24.43	25.98
3	41.79	53.75	61.25	70.30	76.76
4	67.89	89.66	103.31	119.79	131.55
5	97.53	130.43	151.07	175.98	193.75
6	97.44	130.31	150.93	175.81	193.56
7	87.13	116.13	134.32	156.27	171.93
8	74.88	99.27	114.57	133.04	146.21
9	61.53	80.91	93.06	107.73	118.20
10	50.50	65.73	75.29	86.82	95.04
11	41.83	53.80	61.31	70.38	76.84
12	35.02	44.43	50.33	57.46	62.54
13	29.66	37.06	41.70	47.30	51.29
14	25.45	31.26	34.91	39.31	42.45
15	22.14	26.71	29.57	33.03	35.50
16	19.53	23.13	25.38	28.10	30.04
17	17.49	20.31	22.08	24.22	25.75
18	15.88	18.10	19.49	21.17	22.37
19	14.61	16.36	17.45	18.78	19.72
20	13.62	14.99	15.85	16.89	17.63
21	12.84	13.92	14.59	15.41	15.99
22	12.23	13.07	13.61	14.25	14.71
23	11.74	12.41	12.83	13.33	13.69
24	11.36	11.89	12.22	12.61	12.90
25	11.07	11.48	11.74	12.05	12.27
26	10.83	11.15	11.36	11.60	11.78
27	10.65	10.90	11.06	11.25	11.39
28	10.50	10.70	10.83	10.98	11.09
29	10.39	10.55	10.64	10.76	10.85
30	10.30	10.42	10.50	10.59	10.66
31	10.23	10.33	10.39	10.46	10.51
32	10.17	10.25	10.30	10.36	10.40
33	10.13	10.19	10.23	10.27	10.31
34	10.10	10.14	10.17	10.21	10.23
35	10.07	10.11	10.13	10.16	10.18
36	10.05	10.08	10.09	10.12	10.13
37	10.03	10.05	10.07	10.09	10.10
38	10.02	10.04	10.05	10.06	10.07
Q_p	97.53	130.43	151.07	175.98	193.75

Sumber: Hasil Perhitungan (2018).



Gambar 4.5 Grafik HSS Gama 1 Subdas Tunggul

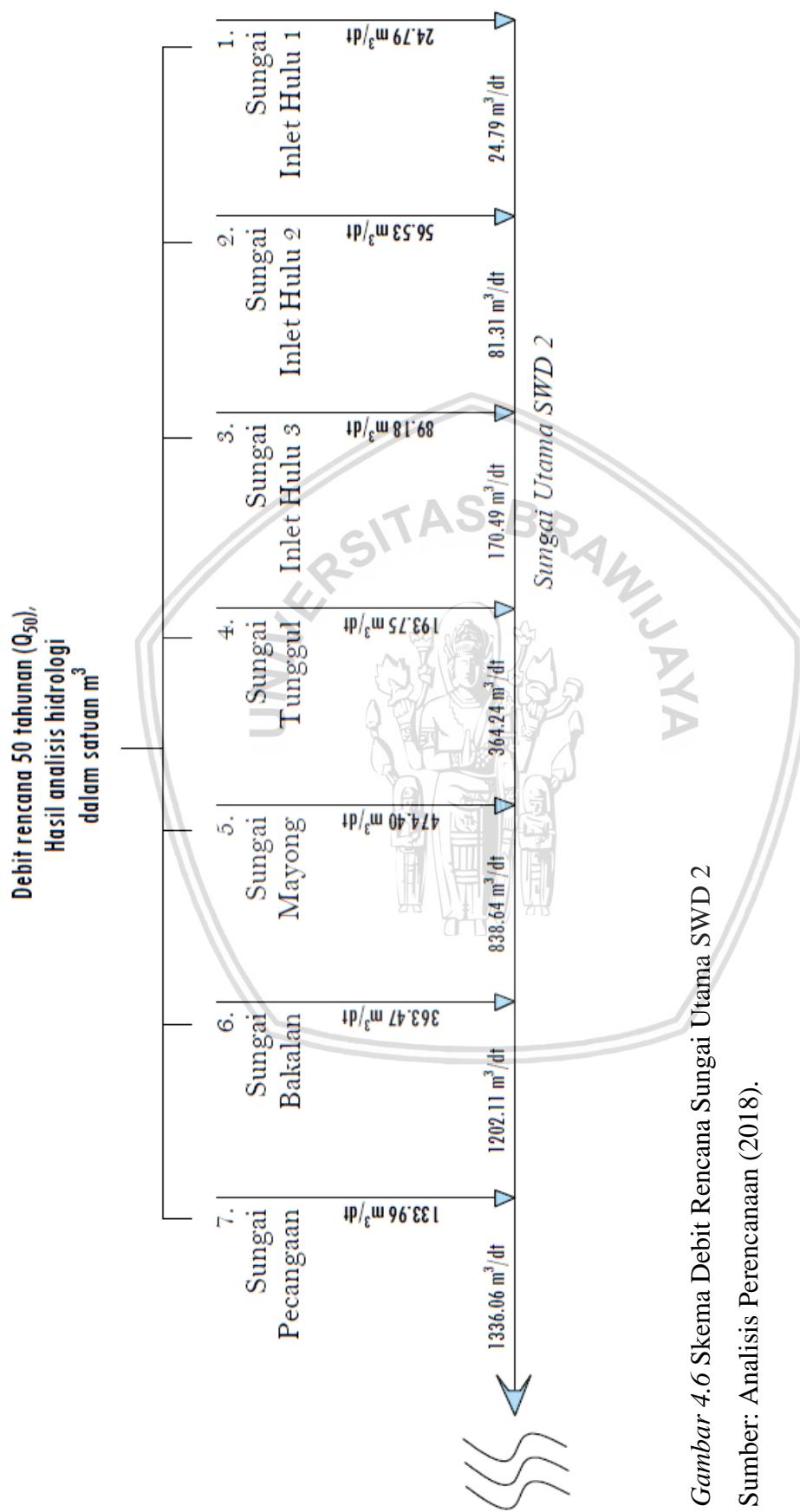
Sumber: Analisis Perhitungan (2018)

Tabel 4.31 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Maksimum masing-masing Subdas

Subdas	Debit Banjir Rancangan	Analisis Perhitungan				
		Metode Gama 1				
		Q_{2th}	Q_{5th}	Q_{10th}	Q_{25th}	Q_{50th}
Inlet Hulu 1		11.24	15.69	18.58	22.17	24.79
Inlet Hulu 2		25.34	35.57	42.23	50.50	56.53
Inlet Hulu 3		41.54	55.71	65.67	89.18	89.18
Tunggul	(m ³ /dt)	97.53	130.43	151.07	175.98	193.75
Mayong		232.46	318.27	370.59	431.93	474.40
Bakalan		168.54	247.89	291.35	336.23	363.47
Pecangaan		83.69	107.29	118.27	128.41	133.96
Total		660.34	910.85	1057.76	1234.39	1336.06

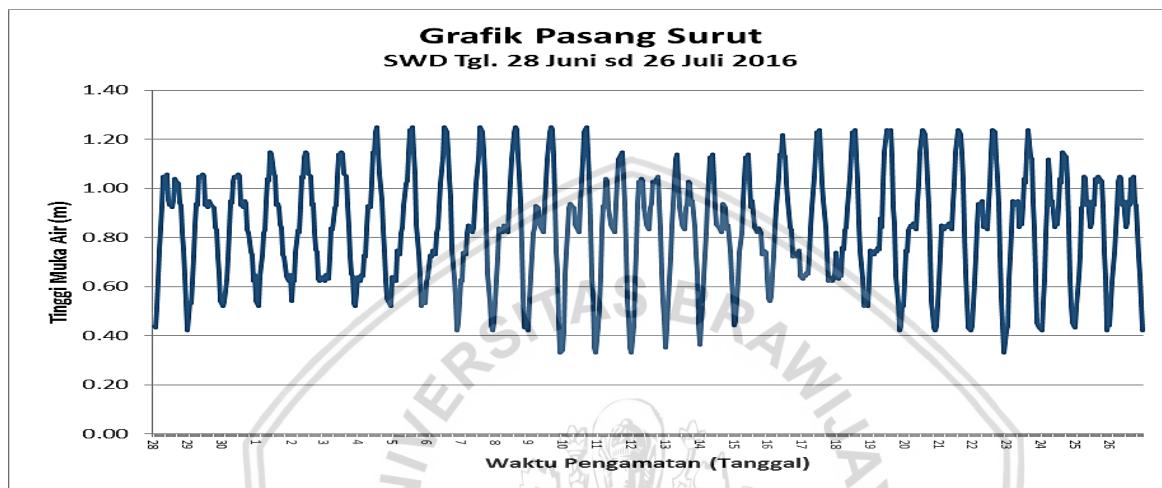
Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Dari hasil analisis hidrologi yang telah dilakukan untuk perencanaan sungai, debit yang digunakan dengan berdasarkan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia Nomor 28/PRT/M/2015 Tentang Penetapan Garis Sempadan Sungai dan Garis Sempadan Danau, bagian Lampiran I Bab II halaman 10, ditetapkan menggunakan debit banjir rancangan kala ulang 50 tahun, sehingga dapat representatif dalam penanganan banjir di Sungai SWD 2.



4.2 Pasang Surut Air Laut

Pasang surut adalah fenomena naik dan turunnya muka air laut secara berulang (periodik) dengan periode tertentu, akibat adanya gaya tarik menarik bumi dan benda-benda langit lainnya. Pada studi ini data pasang surut didapatkan dari pengukuran di muara Sungai SWD 2 yang terletak di sekitar pantai utara Jawa Tengah pada tanggal 28 Juni – 26 Juli 2016.



Gambar 4.7 Grafik pengukuran pasang surut air laut di hilir muara sungai SWD 2

Sumber: Data Pengukuran (2016).

Data pengukuran pasang surut air laut selama 29 hari pada muara Sungai SWD 2 diperoleh muka air laut tertinggi dengan elevasi +1.25 m dpl, muka air laut terendah dengan elevasi +0.33 m dpl, dan muka air rata-rata dengan elevasi +0.86 m dpl.

4.3 Analisis Hidraulika

4.3.1 Penyusunan Model Hidraulika dengan menggunakan Progam Aplikasi HEC-RAS versi 4.1

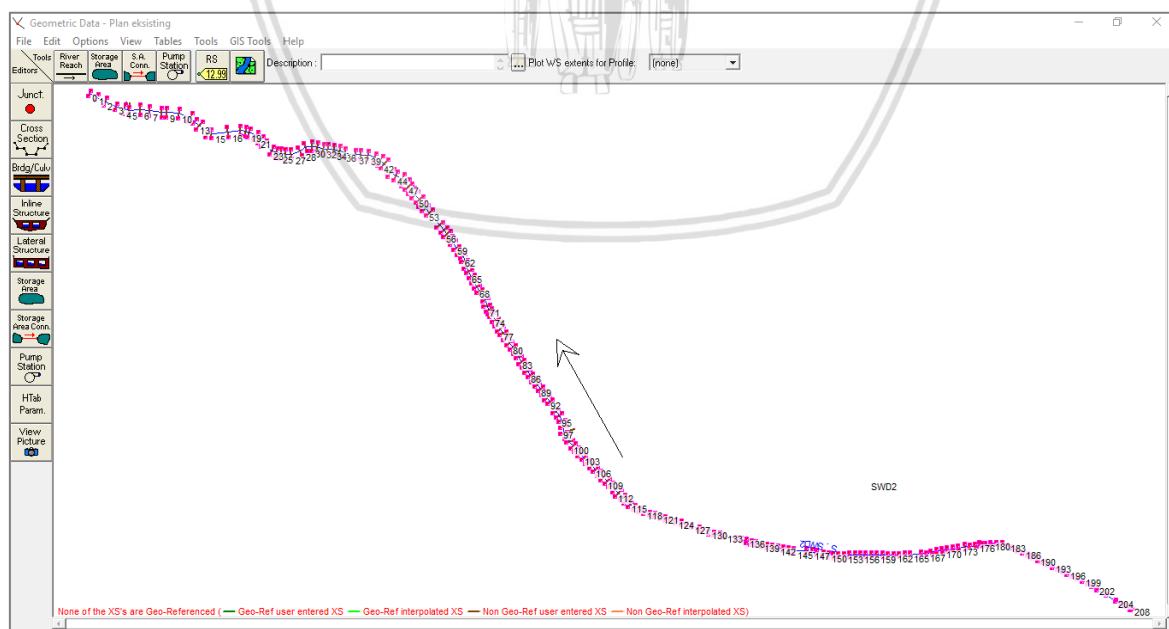
Dalam studi ini, analisis profil aliran menggunakan model 1 dimensi yaitu dengan menggunakan progam aplikasi HEC-RAS v.4.1. Rangkaian analisis profil aliran yang dilakukan pada progam aplikasi HEC-RAS v.4.1 antara lain pembuatan *new project*, input data geometri, input data aliran tidak tetap (*unsteady flow*) hingga proses *running* serta evaluasi hasil perhitungan.

4.3.2 Input Data Geometri

Untuk membuat bentuk fisik dari suatu sistem sungai maka diperlukan *input* data berupa data skema sungai atau titik koordinat letak sungai, data penampang melintang, data jarak antara penampang melintang (panjang jangkauan), dan koefisien manning.

a. Skema sistem sungai

Pada skema sungai menggambarkan bentuk alur sungai sesuai dengan kondisi yang ada di lapangan. Dalam studi ini skema sungai yang dikaji mulai dari hulu Sungai SWD 2 (Patok 208) sampai muara Sungai SWD 2 (Patok 0) sepanjang kurang lebih 23 km. Input data yang digunakan adalah titik koordinat yang diambil berdasarkan kondisi yang ada di lapangan.



Gambar 4.8 Skema Alur Sungai SWD 2 pada progam HECRAS v.4.1

Sumber: Pengolahan data HEC-RAS (2018).

b. Geometri potongan melintang (*cross section*)

Pada data penampang melintang atau *cross section* yang dimasukkan adalah data titik-titik koordinat berupa jarak (*station*) dan elevasi (*elevation*) dari kiri ke kanan secara urut dan sistematis dari hulu ke hilir. Dalam studi ini terdapat 209 *cross section* yang memiliki lebar dasar penampang yang bervariasi dengan rata-rata mulai 3 meter sampai 90 m.

c. Koefisien kekasaran manning

Besarnya nilai koefisien manning pada kondisi eksisting pada studi ini berdasarkan kondisi sungai sebagian besar lurus, seragam dan terdapat rumput pendek yang ada pada Tabel 2.10 Bab 2 ditentukan nilai koefisien manning sebesar 0.028.

4.3.3 Input Data Aliran Tidak Permanen (*Unsteady Flow*)

Pada *reach boundary condition* (kondisi batas) dalam studi ini dibagi menjadi tiga bagian yaitu kondisi batas hulu, kondisi batas *lateral* dan kondisi batas hilir. Syarat batas untuk kondisi hulu digunakan *flow hydrograph* yang merupakan hidrograf yang menyajikan data besar debit dan waktu. Syarat batas untuk kondisi *lateral* digunakan *lateral inflow hydrograph* yang merupakan hidrograf yang menyajikan data besar debit dan waktu. Syarat batas hilir digunakan *stage hydrograph* yang menunjukkan hubungan tinggi muka air dan waktu.

Berikut merupakan input hidrograf dari anak-anak sungai yang masuk ke sungai utama SWD 2 dan input *stage hydrograph* yang berasal dari tinggi muka air pasang surut yang berada di hilir Sungai SWD 2 dengan waktu rencana selama 1 hari atau 24 jam yang dapat dilihat pada Tabel 4.32.

Tabel 4.32 Input Data Aliran Tidak Permanen (*Unsteady Flow*) Sungai SWD 2

Jam	Aliran Debit Rencana Kala Ulang 50 Tahun (m^3/dt)							Tinggi Pasang Surut air laut (m)
	Inlet hulu 1	Inlet hulu 2	Inlet hulu 3	Tunggul	Mayong	Bakalan	Pecangaan	
	Flow Hydrograph		Lateral Inflow Hidrograph					
0	0.88	1.47	5.45	9.97	17.49	15.55	5.35	0.84
1	3.58	3.85	10.09	14.56	41.26	33.28	16.68	0.93
2	5.87	10.35	19.78	25.98	93.48	72.59	32.52	0.92
3	24.79	32.07	60.10	76.76	304.07	231.39	121.83	1.03
4	15.41	56.53	89.18	131.55	474.40	363.47	133.96	1.15
5	10.13	45.41	84.68	193.75	457.59	362.22	129.07	1.14
6	7.47	32.23	78.80	193.56	427.10	347.42	120.72	1.23
7	3.91	21.59	69.15	171.93	376.00	315.30	103.53	1.25
8	2.44	12.33	58.14	146.21	315.66	274.41	88.35	1.14
9	1.73	7.12	49.35	118.20	266.73	239.86	75.51	1.06
10	1.34	4.41	42.02	95.04	225.83	209.93	64.66	0.95
11	1.13	3.00	35.92	76.84	191.64	183.98	55.48	0.83
12	1.02	2.26	30.83	62.54	163.06	161.51	47.73	0.74
13	0.95	1.88	26.60	51.29	139.17	142.03	41.17	0.62
14	0.92	1.69	23.07	42.45	119.20	125.15	35.63	0.55
15	0.90	1.58	20.13	35.50	102.51	110.52	30.95	0.54
16	0.89	1.53	17.68	30.04	88.56	97.84	26.99	0.53
17	0.89	1.50	15.64	25.75	76.89	86.86	23.64	0.52
18	0.88	1.49	13.94	22.37	67.15	77.34	20.81	0.64
19	0.88	1.48	12.52	19.72	59.00	69.10	18.42	0.63
20	0.88	1.48	11.34	17.63	52.19	61.95	16.40	0.62
21	0.88	1.47	10.36	15.99	46.49	55.76	14.69	0.75
22	0.88	1.47	9.54	14.71	41.73	50.39	13.25	0.74
23	0.88	1.47	8.86	13.69	37.75	45.74	12.03	0.73
24	0.88	1.47	8.29	12.90	34.43	41.71	10.99	0.82

Sumber: Analisis Pengolahan Data (2018).

Tabel 4.33 Debit Aliran Dasar sebagai Input Data pada *Initial Condition*

Sungai	A (km^2)	P (km)	D	Q_B (m^3/dt)
Inlet hulu 1	0.96	1.90	1.98	0.88
Inlet Hulu 2	3.00	4.70	1.57	1.47
Inlet Hulu 3	12.70	29.75	2.34	5.45
Tunggul	32.35	75.84	2.34	9.97
Mayong	89.46	189.98	2.12	17.49
Bakalan	78.40	160.80	2.05	15.55
Pecangaan	30.31	38.42	1.27	5.35

Sumber: Analisis Pengolahan Data (2018).

Contoh perhitungan:

Perhitungan debit aliran dasar (*base flow*) pada sungai Tunggul:

$$\text{Luas Subdas Tunggul (A)} = 32.35 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang total orde sungai (P)} = 75.84 \text{ km}$$

Perhitungan kerapatan Sungai Tunggul:

$$D = \frac{\text{panjang total orde sungai}}{\text{Luas Subdas}}$$

$$= \frac{75.84}{32.35}$$

$$= 2.34$$

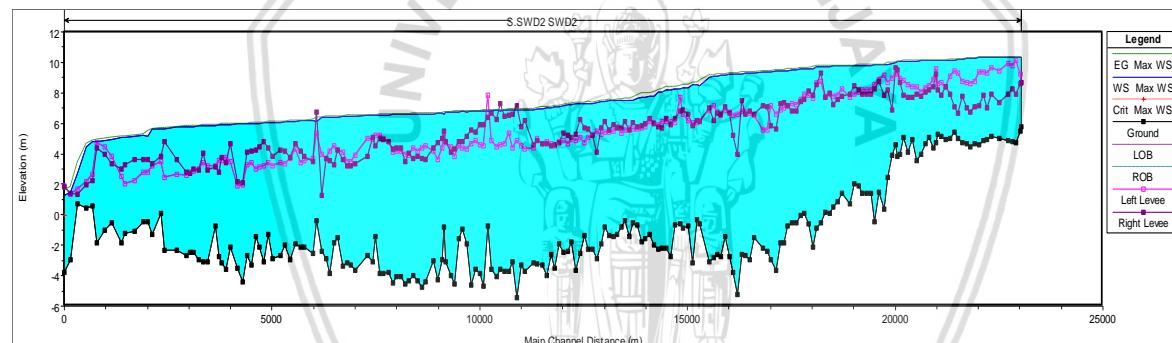
Perhitungan debit aliran dasar (*base flow*) Sungai Tunggul:

$$Q_B = 0.4751 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430}$$

$$= 0.4751 \times 32.35^{0.6444} \times 2.34^{0.9430}$$

$$= 9.97 \text{ m}^3/\text{dt}$$

4.3.4 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting Q_{50th}



Gambar 4.9 Long Section Muka Air Maksimum Sungai SWD 2 dengan Q_{50th} Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting

Sumber: Pengolahan data HEC-RAS (2018).

Berdasarkan hasil *running HEC-RAS* diketahui bahwa tinggi muka air yang terjadi pada Sungai SWD 2 cukup tinggi sehingga menyebabkan hampir keseluruhan *cross section* sungai dengan kondisi eksisting tidak mampu untuk menampung debit rencana kala ulang 50 tahun. Berikut ditampilkan tabel *cross section* sungai yang tidak mampu menampung debit kala ulang 50 tahun pada kondisi eksisting.

Tabel 4.34 *Cross Section* yang berdampak Banjir Hasil *Running Progam HEC-RAS 4.1* pada Kondisi Eksisting

Reach	Patok Cross Section yang banjir	Jumlah Cross
1	P208 – P178	31
2	P177 – P159	19
3	P158 – P134	25
4	P133 – P57	77
5	P56 – P1	57
Total Cross yang banjir		208

Sumber: Analisis Program HEC-RAS kondisi eksisting kala ulang 50 tahun dengan muka air tertinggi (*Water Surface Maximum*) (2018).

Keterangan:

- ❖ Reach 1: Bagian Sungai SWD 2 mulai dari outlet anak Sungai Inlet Hulu 1 sampai pertemuan Sungai Tunggul (patok 208 – patok 178).
- ❖ Reach 2: Bagian Sungai SWD 2 mulai dari setelah pertemuan Sungai Tunggul sampai pertemuan Sungai Mayong (patok 177- patok 159).
- ❖ Reach 3: Bagian Sungai SWD 2 mulai dari setelah pertemuan Sungai Mayong sampai pertemuan Sungai Bakalan (patok 158 – patok 134).
- ❖ Reach 4: Bagian Sungai SWD 2 mulai dari setelah pertemuan Sungai Bakalan sampai pertemuan Sungai Pecangaan (patok 133 – patok 57).
- ❖ Reach 5: Bagian Sungai SWD 2 mulai dari setelah pertemuan Sungai Bakalan sampai muara Sungai SWD 2 (patok 56 – patok 0).

4.3.5 Kalibrasi Model HEC-RAS

Menurut informasi dari Badan Penanggulangan Bencana Daerah (BPBD) Provinsi Jawa Tengah, tercatat bahwa banjir banyak yang terjadi di lokasi sekitar daerah setelah adanya pertemuan-pertemuan dengan anak-anak sungai, khususnya pada pertemuan dengan Sungai Tunggul, Mayong, Bakalan dan Pecangaan.

Hal ini sesuai dengan analisis hidrologi dengan menggunakan metode HSS Gama 1 yang memperlihatkan bahwa debit *inflow* yang tinggi disumbangkan oleh Sungai Tunggul, Mayong, Bakalan dan Pecangaan serta dengan analisis hidraulika menggunakan program HEC-RAS v.4.1. memberikan hasil simulasi yang sama bahwa banjir terbesar terjadi setelah pertemuan Sungai SWD 2 dengan Sungai Tunggul, Mayong, Bakalan dan Pecangaan.

4.4 Analisis Perencanaan Teknis Penanggulangan Banjir

Dari hasil analisis hidraulika berupa simulasi profil muka air pada kondisi eksisiting dengan aplikasi HEC-RAS v.4.1 diketahui hampir keseluruhan alur sungai SWD 2 merupakan daerah rawan terjadi banjir, sehingga dibutuhkan upaya penanggulangan banjir khususnya pada studi ini direncanakan dengan perbaikan desain penampang sungai atau normalisasi dan perencanaan tanggul.

Pada upaya perbaikan desain penampang sungai atau normalisasi di Sungai SWD 2 dilakukan dengan pelebaran alur sungai, pengerukan alur, memperhalus kekasaran tampang dengan membersihkan tanaman di alur sungai dan menghilangkan endapan sungai yang membentuk pulau di alur sungai. Sedangkan pada sisi tepi kanan maupun kiri sungai juga direncanakan tanggul baik peninggian tanggul yang sudah ada maupun pembangunan tanggul baru. Hal ini memberikan sebuah kelebihan dalam segi perencanaan dan lebih mudah untuk dilaksanakan.

4.4.1 Perencanaan Perbaikan Desain Penampang Sungai atau Normalisasi

Upaya perencanaan perbaikan desain penampang sungai atau normalisasi khususnya di Sungai SWD 2 dilakukan dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut:

- Normalisasi dilakukan pada alur sungai SWD 2 mulai dari patok 206 (STA0+200) sampai dengan patok 0 (STA23 / BM7).
- Kemiringan dasar (*slope*) alur sungai direncanakan agar aliran tetap kondisi yang stabil dan berdasarkan kondisi eksisting dasar sungai yang ada.
- Kemiringan lereng sungai direncanakan dengan dimensi 1 : 2.
- Besarnya nilai koefisien manning pada kondisi penanganan dalam studi ini berdasarkan kondisi sungai yang ada dan sesuai pada Tabel 2.10 Bab 2 ditentukan nilai koefisien manning sebesar 0.025.
- Bentuk penampang rencana ditentukan dari kondisi eksisting yang ada di lapangan dengan mengalirkan debit banjir rencana kala ulang 50 tahun. Berikut adalah contoh perhitungan perencanaan penampang pada patok 161 (STA 4+800):
 - a. Debit Banjir Rencana:

Untuk rencana penampang ditentukan dari besarnya debit banjir rencana (Q_p) yang ditambahkan dengan kandungan sedimen (10%) yang terdapat pada aliran banjir.

$$\begin{aligned}
 \text{- Debit banjir rencana} &= \text{debit inlet hulu 1} + \text{debit inlet hulu 2} + \text{debit inlet} \\
 &\quad \text{hulu 3} + \text{debit tunggul} \\
 &= 364.24 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= 1.1 \times 364.24 \text{ m}^3/\text{dt} \\ &= 400.66 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

- Perhitungan Penampang Rencana:

$$A = 440.33 \text{ m}^2$$

$$P = 83.23 \text{ m}$$

$$I = 0.0000939 \text{ m}$$

$$n = 0.025$$

$$R = A / P$$

$$= 440.33 / 83.23$$

$$= 5.29 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

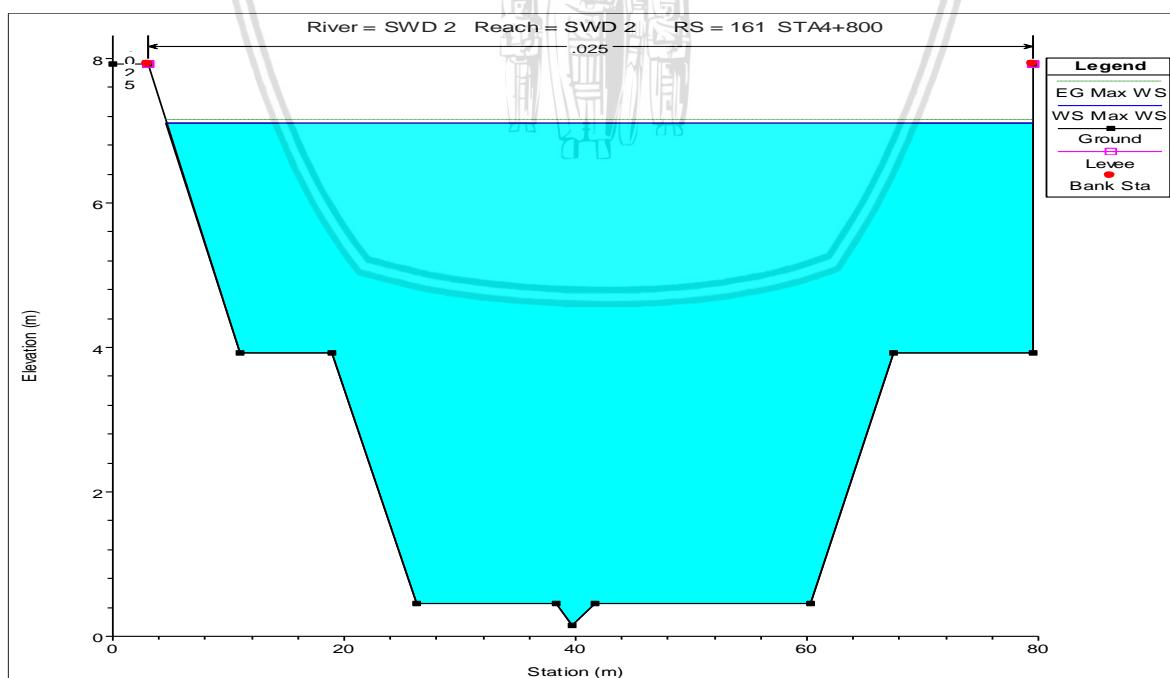
$$= \frac{1}{0.025} \times 5.29^{\frac{2}{3}} \times 0.0000939^{\frac{1}{2}}$$

$$= 1.18 \text{ m/dt}$$

$$Q_{\text{rencana penampang}} = V \times A$$

$$= 1.1 \times 440.33$$

$$Q_{\text{rencana penampang}} = 518.21 \text{ m}^3/\text{dt} > Q_{p50\text{th}} = 400.66 \text{ m}^3/\text{dt} \quad (\text{aman})$$



Gambar 4.10 Bentuk Potongan Penampang Melintang Rencana Patok 161 (STA 4+800)

Sumber: Analisis Perencanaan (2018).

4.4.2 Perencanaan Tanggul

Perencanaan tanggul dilakukan pada sisi tepi kanan maupun kiri alur sungai dengan menambah tinggi tanggul maupun membangun tanggul baru. Hal yang perlu diperhatikan dengan teliti pada kondisi alur sungai agar penempatan tanggul yang disesuaikan dan aman terhadap lingkungan sekitar. Dalam studi ini direncanakan jenis tanggul yang digunakan adalah tanggul urugan tanah dan tanggul dinding penahan (*retaining wall*) dengan ketentuan sebagai berikut:

- a. Tanggul urugan tanah
 1. Pada tanggul urugan tanah yang direncanakan mengambil tanah dari hasil galian pelebaran / perbaikan alur sungai atau normalisasi.
 2. Tinggi elevasi tanggul urugan tanah ditentukan berdasarkan tinggi muka air ditambah dengan tinggi jagaan sesuai pada tabel 2.11 Bab 2.
 3. Kemiringan dimensi tanggul urugan tanah direncanakan dengan kemiringan 1:2 menimbang dari segi keamanan dan pelaksanaan di lapangan.
- b. Tanggul dinding penahan (*retaining wall*)
 1. Pada lahan yang terbatas disebabkan adanya bangunan terutama rumah warga disekitar bantaran sungai dan tidak adanya pembebasan lahan direncanaan tanggul dinding penahan (*retaining wall*).
 2. Tanggul dinding penahan (*retaining wall*) yang digunakan jenis tanggul *precast* “ShuttaBloc™” untuk memudahkan pelaksanaan dan mereduksi waktu pada saat pembangunan.
 3. Pemilihan tangggul jenis *precast* “ShuttaBloc™” memberikan kelebihan yang cocok untuk dinding dengan spesifikasi tinggi yang perlu menahan benturan atau menahan beban berat.

Tabel 4.35 Rekapitulasi Rencana Tanggul Urugan Tanah dan Tanggul Dinding Penahan / *Retaining Wall*

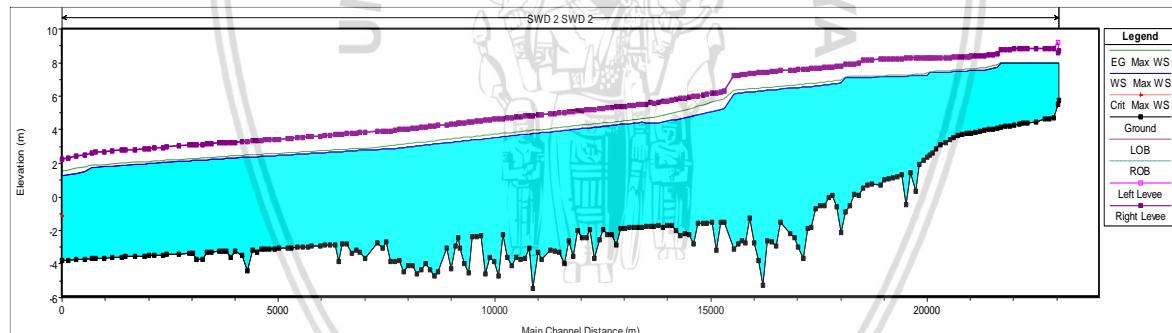
Reach		Tanggul					
		Urugan Tanah			Dinding Penahan / Retaining Wall		
		LOB	Panjang (m)	ROB	Panjang (m)	LOB	Panjang (m)
1	-		0.0	P180	86.5	P198 - P182	1595.4
2	P171 - P166, P164 - P161		1100.0	P176 - P174, P172 - P168, P166 - P164	1110.7	-	0.0
3	P158, P155 - P144		1419.4	P156 - P144	1406.4	P143 - P134	1104.8
4	P114, P109, P107 - P95, P93 - P91, P89, P87 - P85, P82 - P81, P78 - P77, P75, P70 - P69, P66, P64 - P63		3408.3	P116, P108 - P107, P102, P99 - P93, P75 - P74, P68 - P63	1972.6	P133 - P117	1711.7
5	P52 - P51, P46, P42 - P41, P38 - P32, P30 - P28		1656.9	P54 - P50, P48 - P45, P43, P29 - P28	1418.8	P24 - P0	3704.1
Total Panjang Tanggul			7584.6		5995.0		8116.0
							9408.5

Sumber: Analisis Perencanaan (2018).

Keterangan:

*P = No. Patok

4.4.3 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Setelah Penanggulangan Banjir Q_{50th}



Gambar 4.11 Long Section Muka Air Maksimum Sungai SWD 2 dengan Q_{50th} Hasil Running HEC- RAS Kondisi setelah Penanganan

Sumber: Analisis Progam HEC-RAS (2018).

Pada hasil *running* progam HEC-RAS setelah upaya penanggulangan banjir dengan perbaikan desain penampang sungai atau normalisasi dan perencanaan tanggul di Sungai SWD 2 dapat diketahui mampu menampung debit banjir rencana kala ulang 50 tahun secara keseluruhan.

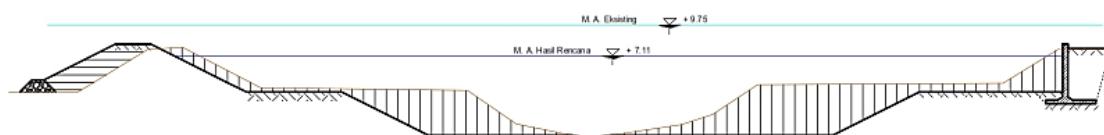
4.5 Stabilitas Tanggul

Stabilitas tanggul dalam studi ini dibagi menjadi 2 jenis yaitu stabilitas tanggul tipe urugan tanah dan stabilitas tanggul tipe dinding penahan (*retaining wall*). Berikut contoh analisis stabilitas pada *cross section* patok 161 (STA 4+800) yang mewakili bentang tanggul pada Sungai SWD 2. Untuk data kondisi tanah pada daerah studi dari hasil uji laboratorium sebagai berikut:

- Spesific gravity (Gs) = 2.665
- Angka pori (e) = 1.206
- Sudut geser dalam (ϕ) = 17°
- Angka kohesi (c) = 3.000 t/m²
- Berat jenis air (γ_w) = 1.000 t/m³
- Berat jenis tanah kering (γ_{dry}) = 1.208 t/m³
- Berat jenis tanah basah (γ_{wet}) = 1.732 t/m³
- Kadar air (Wc)

$$\begin{aligned}
 W_c &= \frac{W_w}{W_s} \\
 &= \frac{e \times \gamma_w}{G_s \times \gamma_w} \\
 &= \frac{1.208 \times 1.000}{2.665 \times 1.000} \\
 &= 0.453 \text{ t/m}^3
 \end{aligned}$$

- Berat jenis tanah jenuh air (γ_{sat})
- $$\begin{aligned}
 &= \gamma_{dry} \times (W_c + 1) \\
 &= 1.208 \times (0.453 + 1) \\
 &= 1.755 \text{ t/m}^3
 \end{aligned}$$
- Berat jenis tanah terendam air (γ')
- $$\begin{aligned}
 &= \gamma_{sat} - \gamma_w \\
 &= 1.755 - 1.00 \\
 &= 0.755 \text{ t/m}^3
 \end{aligned}$$



Gambar 4.12 Desain Rencana Tipikal Penampang Sungai Patok 161 (STA 4+800)

Sumber: Analisis Perencanaan (2018).

4.5.1 Stabilitas Tanggul Urugan Tanah

a. Formasi Garis Depresi

Perhitungan penentuan formasi garis depresi dilakukan untuk mengetahui aliran rembesan pada tubuh tanggul. Dalam analisis aliran rembesan pada tanggul kondisi muka air penuh digunakan dengan Metode Cassagrande dengan contoh perhitungan sebagai berikut:

Diketahui data tanggul kiri patok 161 (STA 4+800):

- Elevasi puncak tanggul = + 8.07
- Elevasi muka air banjir ($Q_{50\text{th}}$) = + 7.11
- Elevasi dasar tanggul = + 4.07
- Tinggi air (h) = 3.04 m
- I_1 = 6.10 m
- $0.3 I_1$ = 1.83 m
- I_2 = 12.90 m
- d = $0.3 I_1 + I_2$
= 14.73 m

Maka dapat dihitung,

$$\begin{aligned} Y_0 &= \sqrt{h^2 + d^2} - d \\ &= \sqrt{3.04^2 + 14.73^2} - 14.73 \\ &= 0.31 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga garis parabola bentuk dasar (freatik) diperoleh dengan persamaan,

$$\begin{aligned} Y &= \sqrt{2Y_0X + Y_0^2} \\ &= \sqrt{2 \times 0.31 X + 0.31^2} \\ \alpha &= 27^\circ \\ a + \Delta a &= \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \end{aligned}$$

Apabila sudut kemiringan lereng $< 30^\circ$, maka harga a:

$$\begin{aligned} a &= \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2} \\ &= \frac{14.73}{\cos 27^\circ} - \sqrt{\left(\frac{14.73}{\cos 27^\circ}\right)^2 - \left(\frac{3.04}{\sin 27^\circ}\right)^2} \\ &= 1.42 \end{aligned}$$

$$a + \Delta\alpha = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$$1.42 + \Delta\alpha = \frac{0.31}{1 - \cos 27^\circ}$$

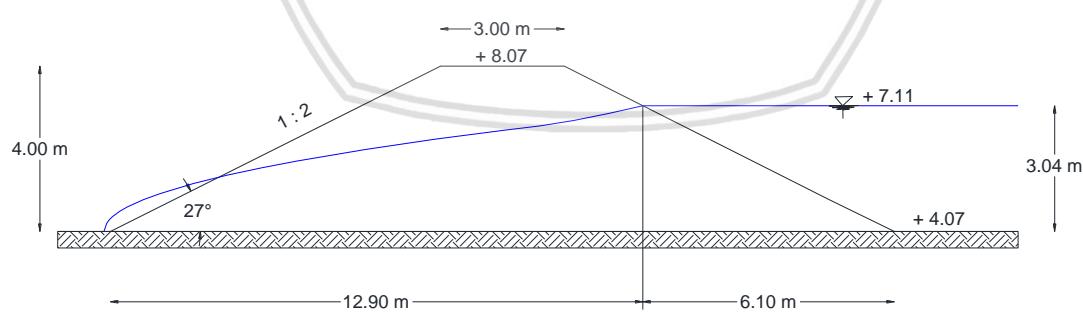
$$\Delta\alpha = 1.42 \text{ m}$$

Hasil perhitungan koordinat garis freatic dapat dilihat pada Tabel 4.36 berikut ini.

Tabel 4.36 Persamaan Garis Depresi Tanggul Kiri Patok 161 (STA 4+800)

X	Y
-0.16	0.00
-0.09	0.20
0.10	0.40
0.42	0.60
0.88	0.80
1.46	1.00
2.16	1.20
3.00	1.40
3.97	1.60
5.06	1.80
6.29	2.00
7.64	2.20
9.12	2.40
10.73	2.60
12.47	2.80
14.73	3.04

Sumber: Analisis Perhitungan (2018)



Gambar 4.13 Formasi Garis Depresi Tanggul Kiri Patok 161 (STA 4+800) Sesuai Garis Parabola

Sumber: Analisis Perencanaan (2018).

Berdasarkan hasil perhitungan didapat garis depresi aliran yang keluar melalui lereng hilir tanggul sehingga tidak aman terhadap bangunan untuk itu perlu digunakan drainase kaki ataupun drainase alas.

b. Formasi Garis Depresi Kondisi dengan menggunakan Drainase Kaki

Diketahui data tanggul kiri patok 161 (STA 4+800):

- Elevasi puncak tanggul = + 8.07
- Elevasi muka air banjir ($Q_{50\text{th}}$) = + 7.11
- Elevasi dasar tanggul = + 4.07
- Tinggi air (h) = 3.04 m
- I_1 = 6.10 m
- $0.3 I_1$ = 1.83 m
- I_2 = $12.90 - 3.00 = 9.90$ m
- d = $0.3 I_1 + I_2$
= 11.73 m

Maka dapat dihitung,

$$\begin{aligned} Y_0 &= \sqrt{h^2 + d^2} - d \\ &= \sqrt{3.04^2 + 11.73^2} - 11.73 \\ &= 0.39 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga garis parabola bentuk dasar (freatik) diperoleh dengan persamaan,

$$\begin{aligned} Y &= \sqrt{2Y_0X + Y_0^2} \\ &= \sqrt{2 \times 0.39 X + 0.39^2} \end{aligned}$$

$\alpha = 135^\circ \rightarrow$ berdasarkan grafik pada gambar 2.22 didapat nilai $C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.15$,

maka dapat ditentukan nilai:

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} = \frac{0.39}{1 - \cos 135^\circ} = 0.23$$

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

$$0.15 = \frac{\Delta a}{0.23}$$

$$\Delta a = 0.03 \text{ m}$$

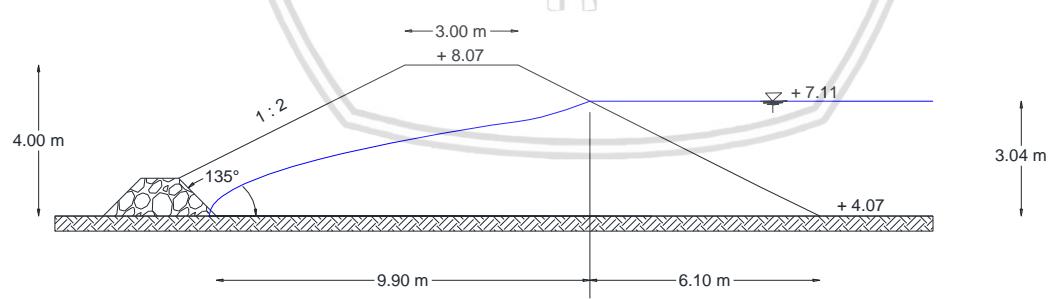
$$\begin{aligned} a &= \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} - \Delta a \\ &= 0.23 - 0.03 \\ &= 0.20 \text{ m} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan koordinat garis freatik dapat dilihat pada Tabel 4.37 berikut ini.

Tabel 4.37 Persamaan Garis Depresi Tanggul Kiri Patok 161 (STA 4+800) dengan Drainase Kaki

X	Y
-0.19	0.00
-0.14	0.20
0.01	0.40
0.27	0.60
0.63	0.80
1.10	1.00
1.66	1.20
2.34	1.40
3.11	1.60
3.99	1.80
4.97	2.00
6.05	2.20
7.24	2.40
8.53	2.60
9.92	2.80
11.73	3.04

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).



Gambar 4.14 Formasi Garis Tanggul Depresi Kiri Patok 161 (STA 4+800) dengan Drainase Kaki

Sumber: Analisis Perencanaan (2018).

b. Kapasitas Aliran Infiltrasi

Untuk mendapatkan kapasitas rembesan didapatkan dari analisis perhitungan. Oleh karena itu, perhitungan kapasitas rembesan aliran infiltrasi sebagai berikut.

Data perencanaan:

$$N_p = 8$$

$$N_f = 2$$

$$k = 0.000000961 \text{ cm/dt} = 9.61 \times 10^{-7} \text{ m/dt}$$

$$h = 3.04 \text{ m}$$

$$L = 16.00 \text{ m}$$

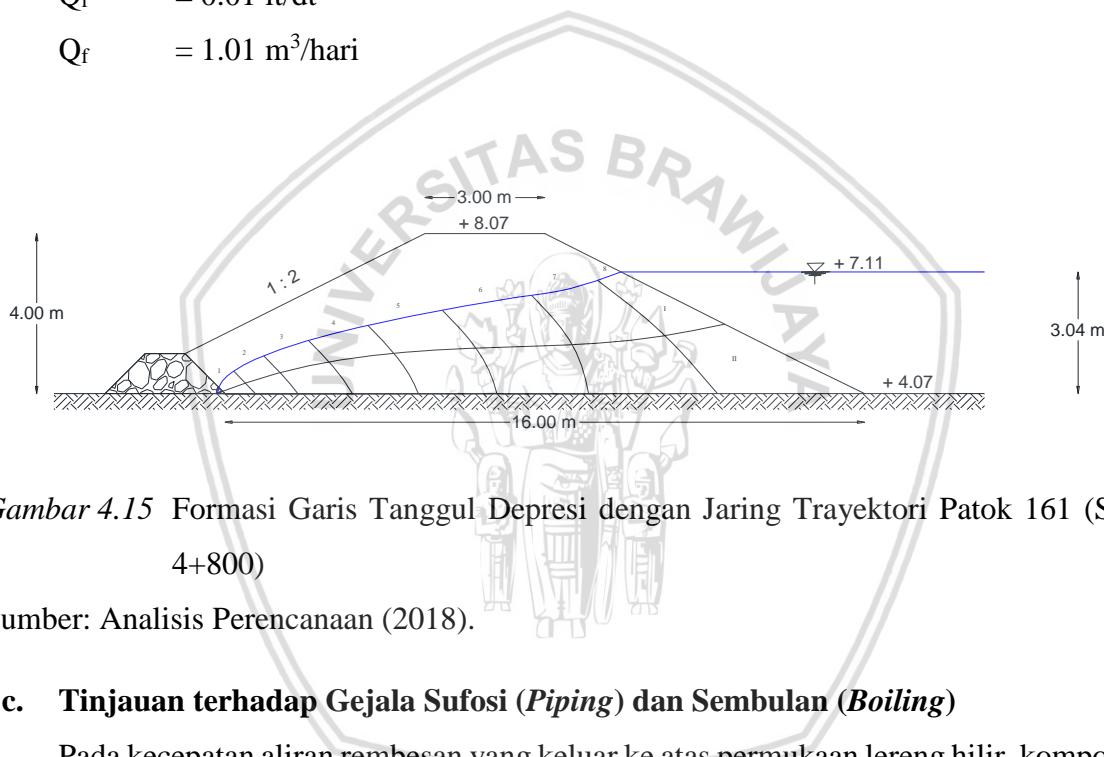
$$Q_f = (N_f/N_p) \cdot k \cdot h \cdot L$$

$$= (2/8) \times 0.000000961 \times 3.04 \times 16$$

$$= 0.00001168 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_f = 0.01 \text{ lt/dt}$$

$$Q_f = 1.01 \text{ m}^3/\text{hari}$$



Gambar 4.15 Formasi Garis Tanggul Depresi dengan Jaring Trayektori Patok 161 (STA 4+800)

Sumber: Analisis Perencanaan (2018).

c. Tinjauan terhadap Gejala Sufosi (*Piping*) dan Sembulan (*Boiling*)

Pada kecepatan aliran rembesan yang keluar ke atas permukaan lereng hilir, komponen vertikalnya dapat mengakibatkan terjadinya perpindahan butiran-butiran bahan tanggul. Untuk itu kecepatannya dibatasi sebagai berikut :

$$V_c = \sqrt{\frac{w_1 x g}{F x \gamma_w}}$$

Dengan,

V_c = kecepatan kritis (m/dt)

w_1 = berat butiran bahan dalam air = 1.755 t/m^3

g = percepatan gravitasi = 9.81 m/dt^2

F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi = 28.16 m^2 (untuk per satuan meter panjang bidang)

$$\gamma_w = \text{berat isi air} = 1.000 \text{ t/m}^3$$

Maka,

$$\begin{aligned} V_c &= \sqrt{\frac{1.755 \times 9.81}{28.16 \times 1}} \\ &= 0.78 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Selanjutnya mengetahui kecepatan aliran rembesan yang melalui tubuh tanggul,

$$\begin{aligned} V &= k \cdot i \\ &= k \cdot \frac{h_2}{l} \end{aligned}$$

Dengan,

$$V = \text{kecepatan aliran rembesan (m/dt)}$$

$$k = \text{koefisien filtrasi} = 0.000000961 \text{ cm/dt} = 9.61 \times 10^{-7} \text{ m/dt}$$

$$\begin{aligned} h_2 &= \text{tekanan air rata-rata (perbedaan antara tekanan pada titik peresapan di lereng udik dan titik keluarnya di lereng hilir suatu garis trayektori aliran filtrasi)} = 3.04 / 8 = 0.38 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l &= \text{panjang rata-rata berkas elemen aliran filtrasi pada bidang keluarnya aliran filtrasi} = 1.99 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= k \cdot \frac{h_2}{l} \\ &= 0.000000961 \cdot \frac{0.38}{1.99} \end{aligned}$$

$$V = 0.0000018328 \text{ m/dt} = 1.83 \times 10^{-7} \text{ m/dt} < V_c = 0.78 \text{ m/dt} \quad (\text{aman})$$

d. Analisis Perhitungan Koefisien Gempa

Koefisien gempa dalam studi ini ditentukan dari zona lokasi studi dengan data-data sebagai berikut:

$$Z = 0.6 \text{ (dari gambar 2.27 di Bab 2)}$$

$$a_c = 160 \text{ cm/dt}^2 \text{ (dari tabel 2.15 di Bab 2)}$$

$$v = 1.1 \text{ (dari tabel 2.16 di Bab 2)}$$

$$g = 980.7 \text{ cm/dt}^2$$

$$a_d = Z \times v \times a_c$$

$$= 0.6 \times 1.1 \times 160$$

$$= 105.6$$

$$K_h = a_d / g$$

$$= 105.6 / 980.7$$

$$= 0.11$$

e. Analisis Stabilitas Lereng dengan Metode Irisan Bidang Luncur Bishop

Pada analisis stabilitas lereng dilakukan dengan menggunakan Metode Bishop dengan menganalisis kestabilan lereng yang tersusun oleh tanah, dan bidang gelincirnya berbentuk busur (*arc-failure*). Berikut contoh langkah – langkah analisis stabilitas lereng tanggul Patok 161 (STA 4+800) pada kondisi kosong tanpa gempa:

1. Menentukan jari-jari bidang longsor (r) dengan penggambaran tepi lingkaran menyinggung dasar pondasi dan mengenai semua jenis material timbunan. Pada analisis penggambaran yang dilakukan nilai $r = 7.86$ m.

2. Lereng tanggul dibagi menjadi beberapa segmen/pias dengan batas-batas vertikal. Pada analisis penggambaran yang dilakukan terbagi menjadi 6 segmen/pias.

3. Mengukur lebar (b), tinggi (h) dan gaya berat pada setiap pias dan memasukkan ke dalam kolom-kolom tabel perhitungan. Untuk pias 1 dari gambar bidang longsor tanggul didapatkan,

$$b = 1.50 \text{ m}$$

$$h = 1.10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} w &= b \cdot h \cdot \gamma_{\text{wet}} \\ &= 2.86 \text{ t/m} \end{aligned}$$

4. Menentukan sudut jari-jari bidang longsor (α) pada masing-masing pias. Untuk pias 1 dari gambar bidang longsor didapatkan $\alpha_1 = 51^\circ$

5. Menghitung momen terjadinya geser pada bidang longsor tanggul. Untuk pias 1 dari gambar bidang longsor tanggul didapatkan,

$$W \times \sin \alpha_1 = 2.86 \times \sin 51^\circ$$

$$= 2.22 \text{ t/m}$$

6. Menghitung besarnya tegangan air pori pada tiap pias. untuk pias 1 perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} u b &= z \times \gamma_w \times b \\ &= 0 \times 1.000 \times 1.50 \\ &= 0 \text{ t/m} \end{aligned}$$

7. Menghitung angka kohesi tiap pias, untuk pias 1 perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} c b &= 3.000 \times 1.50 \\ &= 4.50 \text{ t/m} \end{aligned}$$

8. Menghitung momen yang menahan pada bidang longsor tanggul. Untuk pias 1 perhitungan sebagai berikut.

$$(W - u b) \tan \varphi = (2.86 - 0) \times \tan 17^\circ \\ = 0.87 \text{ t/m}$$

9. Menjumlahkan nilai angka kohesi tiap pias dengan momen yang menahan pada bidang longsor tanggul. Untuk pias 1 perhitungan sebagai berikut.

$$(W - u b) \tan \varphi + c b = 0.87 + 4.50 \\ = 5.37 \text{ t/m}$$

10. Langkah perhitungan diatas diulang hingga semua pias membentuk bidang longsor dan selanjutnya menghitung nilai faktor keamanan (SF) dengan coba-coba hingga mendapatkan nilai yang mendekati sama dengan perbandingan jumlah nilai faktor keamanan dibanding dengan jumlah nilai momen. Untuk perhitungan awal dicoba nilai SF = 4.50. Untuk pias 1 perhitungan sebagai berikut,

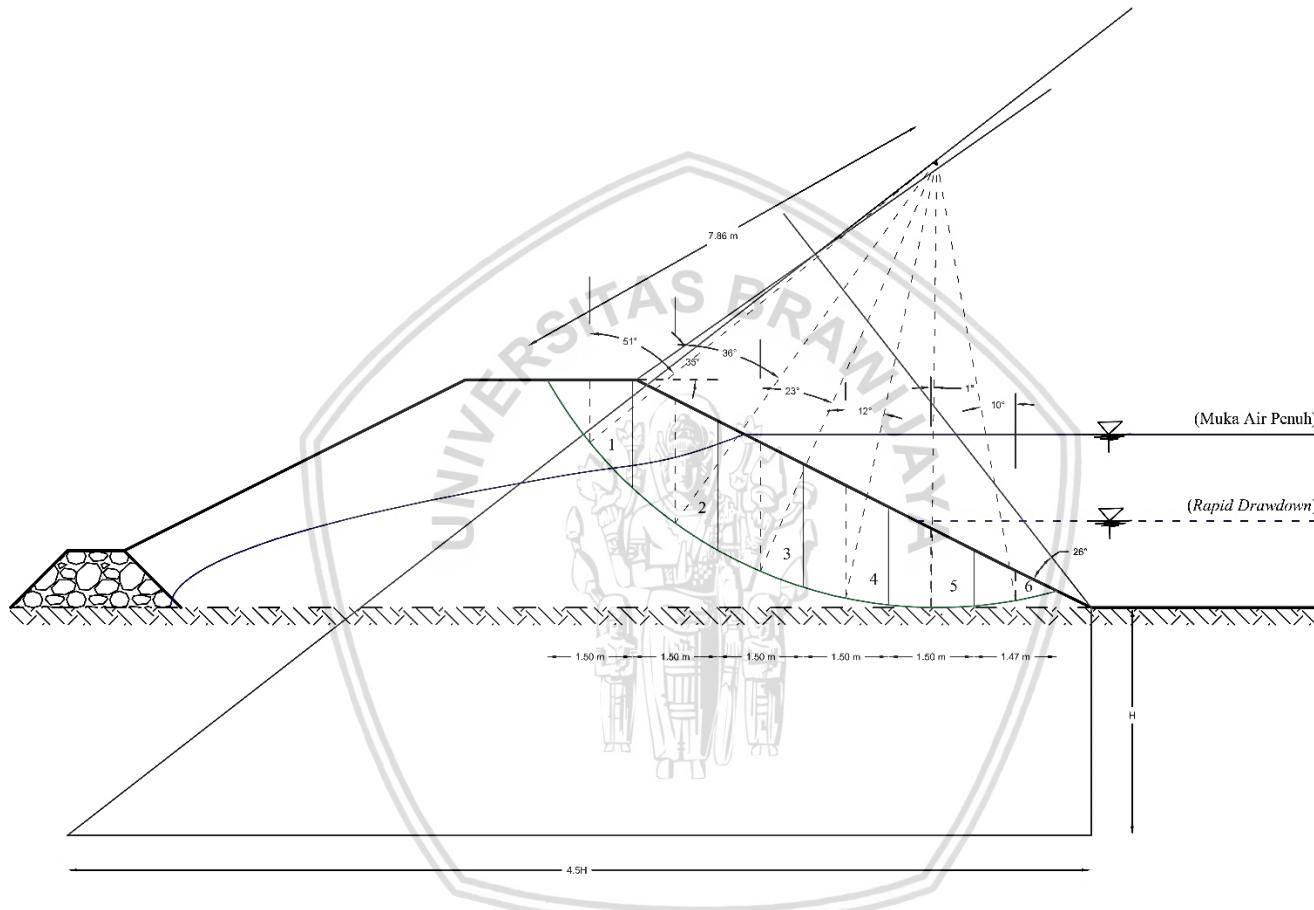
$$m = [(W - u b) \tan \varphi + c b] + \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \times \tan \varphi}{SF}} \\ = 5.37 + \frac{\sec(52)^\circ}{1 + \frac{\tan(51)^\circ \times \tan 17^\circ}{4.50}} \\ = 7.88 \text{ t/m}$$

$$SF = \frac{\sum m}{\sum W \sin \alpha} \\ = \frac{\sum [(W - u b) \tan \varphi + c' b] + \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \times \tan \varphi}{SF}}}{\sum W \sin \alpha} \\ = 4.41$$

Setelah melakukan perhitungan coba-coba sebanyak tiga kali maka didapatkan nilai SF yang sama yaitu $4.41 > 1.500$ (**aman**). Sedangkan pada perhitungan dengan gempa dipengaruhi oleh faktor koefisien gempa sehingga rumus persamaan menjadi berikut:

$$SF = \frac{[(W - eW \sin \alpha - u b) \tan \varphi + c b] + \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \times \tan \varphi}{SF}}}{\sum W \sin \alpha}$$

Untuk hasil analisis perhitungan stabilitas lereng tanggul patok 161 (STA 4+800) dapat dilihat pada Tabel 4.38 sampai Tabel 4.44.



Gambar 4.16 Stabilitas Lereng Tangkul Urugan Tanah Patok 161 (STA 4+800)

Sumber: Analisis Perencanaan (2018).

Tabel 4.38 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong tanpa Gempa

Pias [1]	b (m)	h (m)	w (t/m)	α (°) [5]	W sin α (t/m) [6]	u (t/m) [7]	u b (t/m) [8]	c b (t/m) [9]	(W-ub) tan ϕ (t/m) [10]	(W-ub) tan ϕ + cb (t/m) [11]	First Trial			Second Trial			Third Trial		
											4.50			4.41			4.41		
											sec α / (1 + (tan ϕ x tan α / SF)) [12]	m [13]	sec α / (1 + (tan ϕ x tan α / SF)) [14]	m [15]	sec α / (1 + (tan ϕ x tan α / SF)) [16]	m [17]			
1	1.50	1.10	2.86	51	2.22	0.00	0.00	4.50	0.87	5.37	1.47	7.88	1.46	7.87	1.46	7.87			
2	1.50	2.17	5.64	36	3.31	0.00	0.00	4.50	1.72	6.22	1.18	7.33	1.18	7.32	1.18	7.32			
3	1.50	2.26	5.87	23	2.29	0.00	0.00	4.50	1.80	6.30	1.06	6.65	1.06	6.64	1.06	6.64			
4	1.50	1.98	5.15	12	1.07	0.00	0.00	4.50	1.57	6.07	1.01	6.12	1.01	6.12	1.01	6.12			
5	1.50	1.39	3.61	1	0.06	0.00	0.00	4.50	1.10	5.60	1.00	5.60	1.00	5.60	1.00	5.60			
6	1.47	0.53	1.35	-10	-0.23	0.00	0.00	4.41	0.41	4.82	1.03	4.96	1.03	4.96	1.03	4.96			
Jumlah					8.73							38.53			38.51		38.51		
													4.41		4.41		4.41		

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

$$\text{Faktor keamanan (SF)} = 4.41$$

Keterangan :

- | | | | |
|-------------------------------------|--------------------------------------|---|---|
| 1. Nomor irisan bidang lurus (data) | 6. $[4] \times \sin [5]$ | 11. $[10] + [9]$ | 16. $\frac{\sec [5]}{1 + \frac{\tan [5] \times \tan \phi}{SF_{trial 3}}}$ |
| 2. Lebar tiap pias (data) | 7. $u = z \cdot \gamma w$ | 12. $\frac{\sec [5]}{1 + \frac{\tan [5] \times \tan \phi}{SF_{trial 1}}}$ | 17. $[11] \times [16]$ |
| 3. Tinggi tiap pias (data) | 8. $[7] \times [2]$ | 13. $[11] \times [12]$ | |
| 4. Gaya berat tiap pias | 9. Angka kohesi material x [2] | 14. $\frac{\sec [5]}{1 + \frac{\tan [5] \times \tan \phi}{SF_{trial 2}}}$ | |
| 5. Sudut tiap pias (gambar) | 10. $\{[4] - [8]\} \times \tan \phi$ | 15. $[11] \times [14]$ | |

Tabel 4.39 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong dengan Gempa

Pias	b (m)	h (m)	w (t/m)	α (°) (°)	W sin α (t/m)	eW sin α (t/m)	u (t/m ²)	u b (t/m)	c b (t/m)	(W-eW sin α -ub) tan ϕ (t/m)	(W-eW sin α -ub) tan ϕ + cb (t/m)	First Trial		Second Trial		Third Trial	
											4.40		4.37		4.37		
												m		m		m	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]
1	1.50	1.10	2.86	51	2.22	0.24	0.00	0.00	4.50	0.80	5.30	1.46	7.76	1.46	7.75	1.46	7.75
2	1.50	2.17	5.64	36	3.31	0.36	0.00	0.00	4.50	1.61	6.11	1.18	7.20	1.18	7.19	1.18	7.19
3	1.50	2.26	5.87	23	2.29	0.25	0.00	0.00	4.50	1.72	6.22	1.06	6.56	1.06	6.56	1.06	6.56
4	1.50	1.98	5.15	12	1.07	0.12	0.00	0.00	4.50	1.54	6.04	1.01	6.08	1.01	6.08	1.01	6.08
5	1.50	1.39	3.61	1	0.06	0.01	0.00	0.00	4.50	1.10	5.60	1.00	5.60	1.00	5.60	1.00	5.60
6	1.47	0.53	1.35	-10	-0.23	-0.03	0.00	0.00	4.41	0.42	4.83	1.03	4.97	1.03	4.97	1.03	4.97
Jumlah				8.73								38.16				38.15	
												4.37				4.37	

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Faktor keamanan (SF) = 4.37

Keterangan :

1. Nomor irisan bidang lurus (data)

6. [4] x sin [5]

11. {[4]-[7]} x tan ϕ

16. [12] x [15]

2. Lebar tiap pias (data)

7. Koefisien gempa x [6]

12. [10] + [11]

17. $\frac{\sec[5]}{1+\frac{\tan[5]\times\tan\phi}{SF trial_3}}$

3. Tinggi tiap pias (data)

8. u = z . γw

13. $\frac{\sec[5]}{1+\frac{\tan[5]\times\tan\phi}{SF trial_1}}$

18. [12] x [17]

4. Gaya berat tiap pias

9. [8] x [2]

14. [12] x [13]

5. Sudut tiap pias (gambar)

10. Angka Kohesi material x [2]

15. $\frac{\sec[5]}{1+\frac{\tan[5]\times\tan\phi}{SF trial_2}}$

Tabel 4.40 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh tanpa Gempa

Pias	b (m)	h (m)	w (t/m)	α (°) (°)	W sin α (t/m)	u (t/m²)	u b (t/m)	c b (t/m)	(W-ub) tan ϕ (t/m)	(W-ub) tan ϕ + cb (t/m)	First Trial		Second Trial		Third Trial												
											[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	m	[13]	[14]	m	[15]	[16]	m		
[1]	[2]	[3]	[4]																								
1	1.50	1.10	2.86	51	2.22	0.00	0.00	4.50	0.87	5.37								4.40									
	1.50	0.00																									
	1.50	0.00																									
2	1.50	1.02	5.68	36	3.34	1.15	1.73	4.50	1.21	5.71								1.18									
	1.50	1.15																									
	1.50	0.00																									
3	1.50	0.00	6.16	23	2.41	2.26	3.39	4.50	0.85	5.35								1.06									
	1.50	2.26																									
	1.50	0.14																									
4	1.50	0.00	6.56	12	1.36	1.98	2.97	4.50	1.10	5.60								1.01									
	1.50	1.98																									
	1.50	0.90																									
5	1.50	0.00	6.13	1	0.11	1.39	2.09	4.50	1.24	5.74								1.00									
	1.50	1.39																									
	1.50	1.65																									
6	1.47	0.00	4.88	-10	-0.85	0.53	0.78	4.41	1.25	5.66								1.03									
	1.47	0.53																									
	1.47	2.39																									
Jumlah				8.59								37.42				37.41				37.41							
																		4.36									

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

$$\text{Faktor keamanan (SF)} = 4.36$$

Keterangan :

1. Nomor irisan bidang luncur (data)
2. Lebar tiap pias (data)
3. Tinggi tiap pias (data)
4. Gaya berat tiap pias
5. Sudut tiap pias (gambar)
6. $[4] \times \sin [5]$
7. $u = z \cdot \gamma w$
8. $[7] \times [2]$
9. Angka kohesi material x [2]
10. $\{[4] - [8]\} \times \tan \phi$
11. $[10] + [9]$
12.
$$\frac{\sec [5]}{1 + \frac{\tan [5] \times \tan \phi}{SF_{trial\ 1}}}$$
13. $[11] \times [12]$
14.
$$\frac{\sec [5]}{1 + \frac{\tan [5] \times \tan \phi}{SF_{trial\ 2}}}$$
15. $[11] \times [14]$
16.
$$\frac{\sec [5]}{1 + \frac{\tan [5] \times \tan \phi}{SF_{trial\ 3}}}$$
17. $[11] \times [16]$

Tabel 4.41 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh dengan Gempa

Pias	b (m)	h (m)	w (t/m)	α (°) (°)	W sin α (t/m)	eW sin α (t/m)	u (t/m ²)	u b (t/m)	c b (t/m)	(W-eW sin α -ub) tan ϕ (t/m)	(W-eW sin α -ub) tan ϕ + cb (t/m)	First Trial		Second Trial		Third Trial	
														4.40	4.32	4.32	4.32
												[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
1	1.50	1.10	2.86	51	2.22	0.24	0.00	0.00	4.50	0.80	5.30	1.46	7.76	1.46	7.75	1.46	7.75
	1.50	0.00															
	1.50	0.00															
2	1.50	1.02	5.68	36	3.34	0.36	1.15	1.73	4.50	1.10	5.60	1.18	6.59	1.18	6.58	1.18	6.58
	1.50	1.15															
	1.50	0.00															
3	1.50	0.00	6.16	23	2.41	0.26	2.26	3.39	4.50	0.77	5.27	1.06	5.56	1.05	5.56	1.05	5.56
	1.50	2.26															
	1.50	0.14															
4	1.50	0.00	6.56	12	1.36	0.15	1.98	2.97	4.50	1.05	5.55	1.01	5.59	1.01	5.59	1.01	5.59
	1.50	1.98															
	1.50	0.90															
5	1.50	0.00	6.13	1	0.11	0.01	1.39	2.09	4.50	1.23	5.73	1.00	5.73	1.00	5.73	1.00	5.73
	1.50	1.39															
	1.50	1.65															
6	1.47	0.00	4.88	-10	-0.85	-0.09	0.53	0.78	4.41	1.28	5.69	1.03	5.85	1.03	5.85	1.03	5.85
	1.47	0.53															
	1.47	2.39															
Jumlah				8.59								37.08		37.06		37.06	
												4.32		4.32		4.32	

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

$$\text{Faktor keamanan (SF)} = 4.32$$

Keterangan :

1. Nomor irisan bidang luncur (data) 10. Angka Kohesi material x [2]

2. Lebar tiap pias (data) 11. $\{[4] - [7] - [9]\} \times \tan \varphi$

3. Tinggi tiap pias (data) 12. $[10] + [11]$

4. Gaya berat tiap pias 13. $\frac{\sec[5]}{1 + \frac{\tan[5] \times \tan \varphi}{SF_{trial\ 1}}}$

5. Sudut tiap pias (gambar) 14. $[12] \times [13]$

6. $[4] \times \sin [5]$ 15. $\frac{\sec[5]}{1 + \frac{\tan[5] \times \tan \varphi}{SF_{trial\ 2}}}$

7. Koefisien gempa x [6] 16. $[12] \times [15]$

8. $u = z \cdot \gamma w$ 17. $\frac{\sec[5]}{1 + \frac{\tan[5] \times \tan \varphi}{SF_{trial\ 3}}}$

9. $[8] \times [2]$ 18. $[12] \times [17]$



Tabel 4.42 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi *Rapid Drawdown* tanpa Gempa

Pias	b	h	w	$\alpha (^{\circ})$	$W \sin \alpha$	u	u b	c b	$(W-ub) \tan \phi$	$(W-ub) \tan \phi + cb$	First Trial		Second Trial		Third Trial			
	(m)	(m)	(t/m)	($^{\circ}$)	(t/m)	(t/m 2)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	4.20	4.14	4.14	sec $\alpha / (1 + (\tan \alpha \times \tan \phi / SF))$	m	sec $\alpha / (1 + (\tan \alpha \times \tan \phi / SF))$	m	sec $\alpha / (1 + (\tan \alpha \times \tan \phi / SF))$
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]		
1	1.50	1.10	2.86	51	2.22	0.00	0.00	4.50	0.87	5.37	1.46	7.83	1.46	7.83	1.46	7.83		
	1.50	0.00																
	1.50	0.00																
2	1.50	1.02	5.68	36	3.34	1.15	1.73	4.50	1.21	5.71	1.17	6.70	1.17	6.70	1.17	6.70		
	1.50	1.15																
	1.50	0.00																
3	1.50	0.00	5.95	23	2.32	2.26	3.39	4.50	0.78	5.28	1.05	5.57	1.05	5.56	1.05	5.56		
	1.50	2.26																
	1.50	0.00																
4	1.50	0.00	5.21	12	1.08	1.98	2.97	4.50	0.69	5.19	1.01	5.22	1.01	5.22	1.01	5.22		
	1.50	1.98																
	1.50	0.00																
5	1.50	0.00	3.85	1	0.07	1.39	2.09	4.50	0.54	5.04	1.00	5.04	1.00	5.03	1.00	5.03		
	1.50	1.39																
	1.50	0.13																
6	1.47	0.00	2.65	-10	-0.46	0.53	0.78	4.41	0.57	4.98	1.03	5.12	1.03	5.12	1.03	5.12		
	1.47	0.53																
	1.47	0.87																
Jumlah					8.57							35.48		35.46		35.46		
												4.14		4.14		4.14		

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

(Keterangan dapat dilihat pada halaman 139)

Faktor keamanan (SF) = 4.14

Tabel 4.43 Perhitungan Stabilitas Lereng Tanggul Patok 161 (STA 4+800) Kondisi *Rapid Drawdown* dengan Gempa

			First Trial										Second Trial			Third Trial	
Pias	b	h	w	α (°)	W sin α	eW sin α	u	u b	c b	(W-eW sin α -ub) tan ϕ	(W-eW sin α -ub) tan ϕ + cb	sec α / (1 + (tan α x tan ϕ / SF))	m	sec α / (1 + (tan α x tan ϕ / SF))	m	sec α / (1 + (tan α x tan ϕ / SF))	m
	(m)	(m)	(t/m)	(°)	(t/m)	(t/m)	(t/m ²)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)		m		m		m
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]
1	1.50	1.10	2.86	51	2.22	0.24	0.00	0.00	4.50	0.80	5.30	1.46	7.73	1.46	7.71	1.46	7.71
	1.50	0.00															
	1.50	0.00															
2	1.50	1.02	5.68	36	3.34	0.36	1.15	1.73	4.50	1.10	5.60	1.17	6.57	1.17	6.56	1.17	6.56
	1.50	1.15															
	1.50	0.00															
3	1.50	0.00	5.95	23	2.32	0.25	2.26	3.39	4.50	0.71	5.21	1.05	5.49	1.05	5.48	1.05	5.48
	1.50	2.26															
	1.50	0.00															
4	1.50	0.00	5.21	12	1.08	0.12	1.98	2.97	4.50	0.65	5.15	1.01	5.18	1.01	5.18	1.01	5.18
	1.50	1.98															
	1.50	0.00															
5	1.50	0.00	3.85	1	0.07	0.01	1.39	2.09	4.50	0.54	5.04	1.00	5.03	1.00	5.03	1.00	5.03
	1.50	1.39															
	1.50	0.13															
6	1.47	0.00	2.65	-10	-0.46	-0.05	0.53	0.78	4.41	0.59	5.00	1.03	5.14	1.03	5.14	1.03	5.14
	1.47	0.53															
	1.47	0.87															
Jumlah				8.57								35.14		35.11		35.11	
												4.10		4.10		4.10	

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

(Keterangan dapat dilihat pada halaman 141)

Faktor keamanan (SF) = 4.10

Dari hasil analisis perhitungan stabilitas lereng tanggul urugan tanah patok 161 (STA 4+800) dengan kondisi kosong, muka air penuh dan *rapid drawdown* dengan keadaan tanpa gempa dan dengan gempa dapat dilihat pada tabel 4.44 berikut ini.

Tabel 4.44 Rekapitulasi Stabilitas Lereng Tanggul Urugan Tanah Patok 161 (STA 4+800)

Kondisi	Tanpa Gempa	Faktor keamanan	Keterangan	Dengan Gempa	Faktor keamanan	Keterangan
Kosong	4.41	1.50	aman	4.37	1.20	aman
Muka air penuh	4.36	1.50	aman	4.32	1.20	aman
<i>Rapid Drawdown</i>	4.14	1.50	aman	4.10	1.20	aman

Sumber: Analisis Perhitungan (2018).

Berdasarkan hasil rekapitulasi diatas dapat disimpulkan bahwa desain tanggul urugan tanah yang direncanakan dapat aman terhadap kondisi kosong, muka air penuh maupun *rapid drawdown* baik tanpa gempa maupun dengan gempa.

4.5.2 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan (*Retaining Wall*)

Pada analisis stabilitas tanggul dinding penahan, perlu diperhitungkan terhadap:

1. Stabilitas terhadap guling
2. Stabilitas terhadap geser
3. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

Pada perhitungannya, stabilitas dinding penahan ditinjau dalam keadaan :

- a. Kondisi kosong, tanpa gempa
- b. Kondisi kosong, dengan gempa
- c. Kondisi Muka air penuh, tanpa gempa
- d. Kondisi muka air penuh, dengan gempa

Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan :

- Berat tubuh dinding penahan/berat sendiri (G)
- Gaya tekanan tanah aktif total tanah dasar (P_a)
- Gaya tekanan tanah pasif total tanah di depan dinding penahan (P_p)
- Tekanan air normal setinggi kondisi Muka Air Penuh (P_w)
- Tekanan angkat/air di bawah tanggul (P_u)
- Tekanan hidrodinamis (P_d)
- Reaksi pondasi (daya dukung tanah)

a. Data Perencanaan Teknis Tanggul Dinding Penahan (*Retaining Wall*) patok 161 (STA 4+800):

Untuk data perencanaan di sekitar daerah rencana tanggul dinding penahan patok 161 (STA 4+800) adalah sebagai berikut:

- Tekanan tanah lateral saat kondisi tanpa gempa

$$\beta = 0^\circ$$

$$\varphi = 17^\circ$$

$$i = 0^\circ$$

$$\delta = 2/3 \times \varphi$$

$$= 2/3 \times 17^\circ = 11.33^\circ$$

$$K_a = \frac{\cos^2(17-0)}{\cos^2 0 \cos(11.33+0) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(11.33+17) \sin(17-0)}{\cos(11.33+0) \cos(0-0)}} \right)^2}$$

$$= 0.49$$

$$K_p = \frac{\cos^2(17+0)}{\cos^2 0 \cos(11.33-0) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(17-11.33) \sin(17+0)}{\cos(11.33-0) \cos(0-0)}} \right)^2}$$

$$= 1.36$$

- Tekanan tanah lateral saat kondisi dengan gempa

$$\beta = 0^\circ$$

$$\varphi = 17^\circ$$

$$i = 0^\circ$$

$$\delta = 1/2 \times \varphi$$

$$= 1/2 \times 17^\circ = 8.50^\circ$$

$$k_h = 0.11$$

$$\theta = \tan^{-1}(k_h)$$

$$= 9.25^\circ$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(17-0-9.25)}{\cos 9.25 \cos^2 0 \cos(8.50+0+9.25) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(8.50+17) \sin(17-0-9.25)}{\cos(8.50+0+9.25) \cos(0-0)}} \right)^2}$$

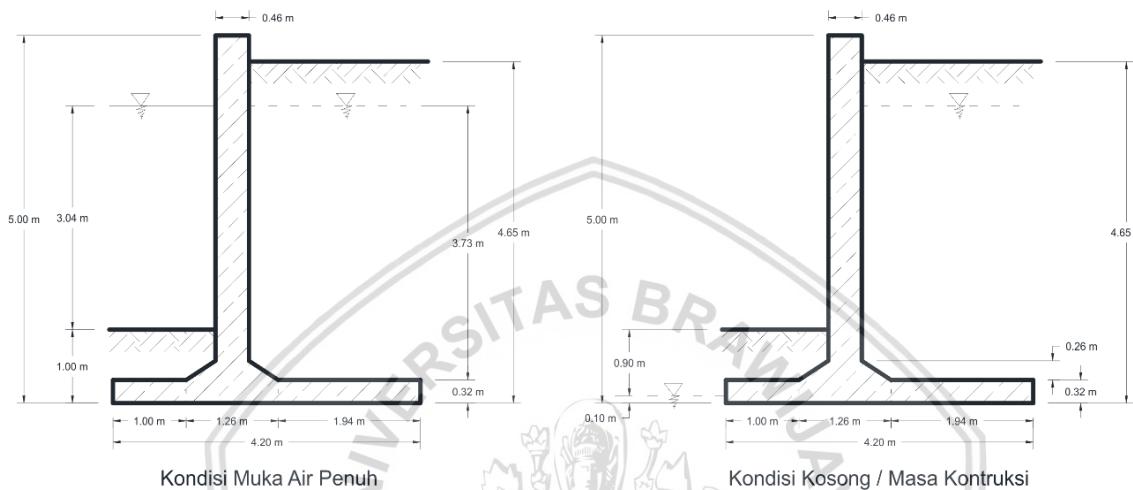
$$= 0.67$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(17+0-9.25)}{\cos 9.25 \cos^2 0 \cos(8.50-0+9.25) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(8.50+17) \sin(17+0-9.25)}{\cos(8.50-0+9.25) \cos(0-0)}} \right)^2}$$

$$= 1.42$$

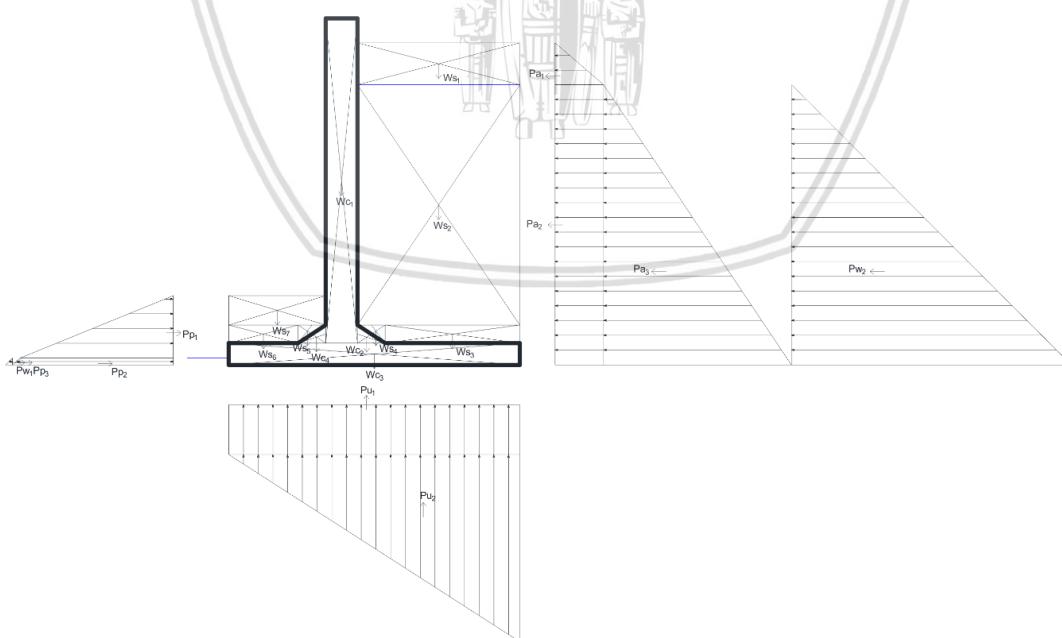
b. Analisis Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800)

Pada perencanaan tanggul dinding penahan, analisis stabilitas dilakukan terhadap guling, geser dan daya dukung tanah dengan kondisi tanpa gempa dan dengan gempa. Pada lebar dasar pondasi ditentukan berdasarkan syarat lebar kriteria dinding penahan tipe *cantiliver wall* pada gambar 2.15 Bab 2, namun dikarenakan hasil analisis angka keamanan terhadap geser belum memenuhi, maka lebar dasar pondasi direncanakan sampai memenuhi batas angka keamanan terhadap geser yang ditinjau.



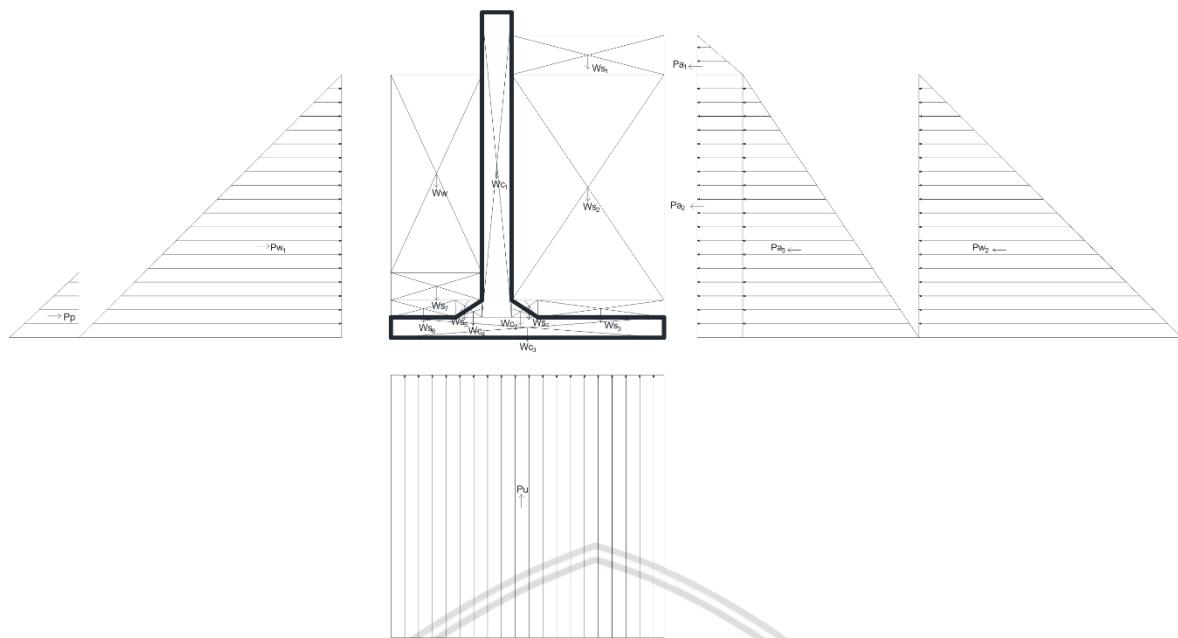
Gambar 4.17 Desain Rencana Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800)

Sumber: Perencanaan (2018).



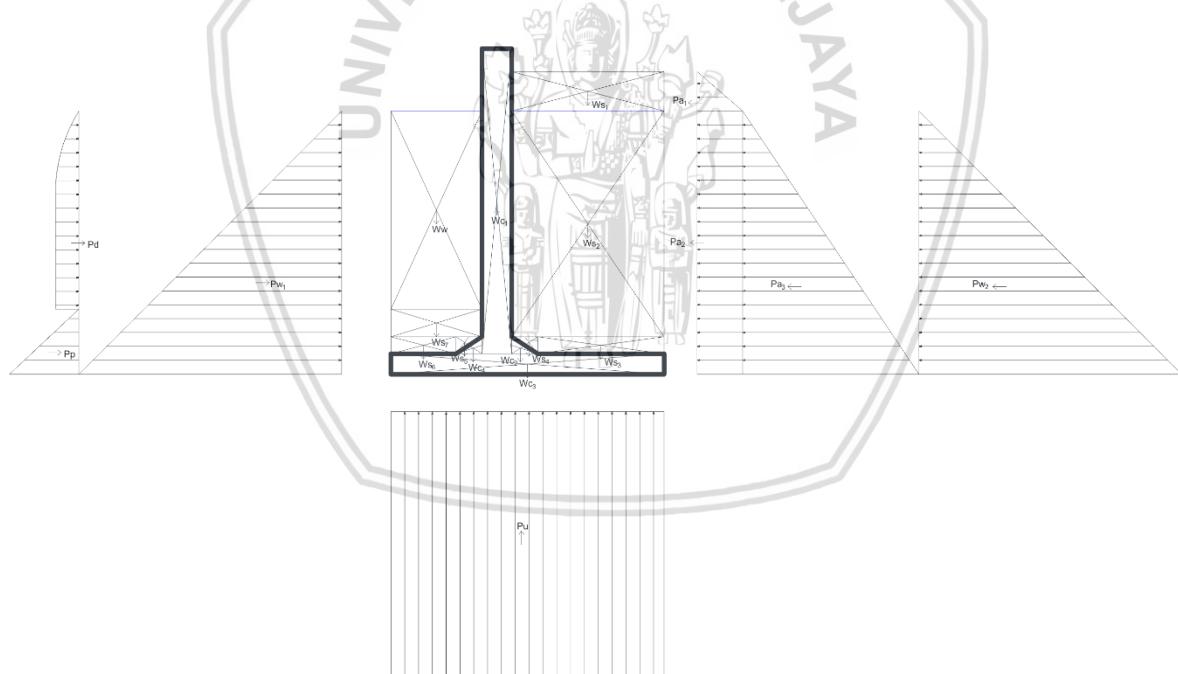
Gambar 4.18 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong

Sumber: Perencanaan (2018)



Gambar 4.19 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh tanpa Gempa

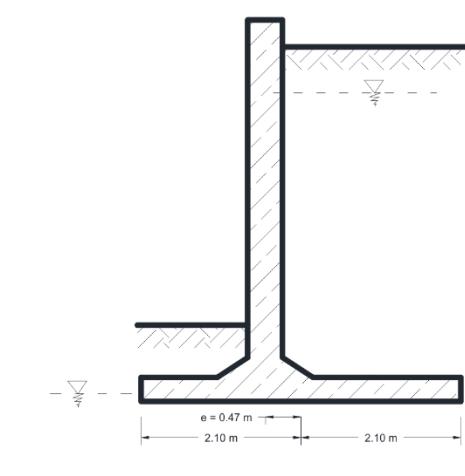
Sumber: Perencanaan (2018)



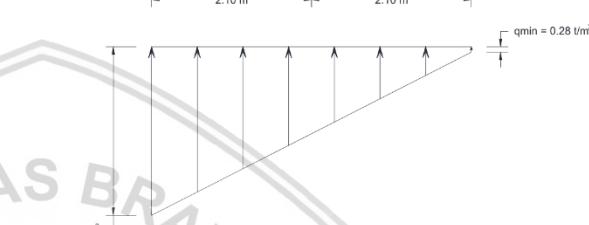
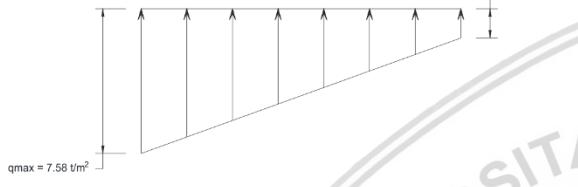
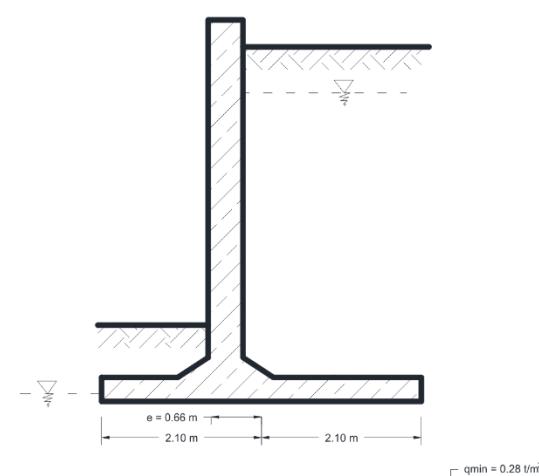
Gambar 4.20 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh dengan Gempa

Sumber: Perencanaan (2018)

Kondisi Kosong / Masa Kontruksi tanpa Gempa



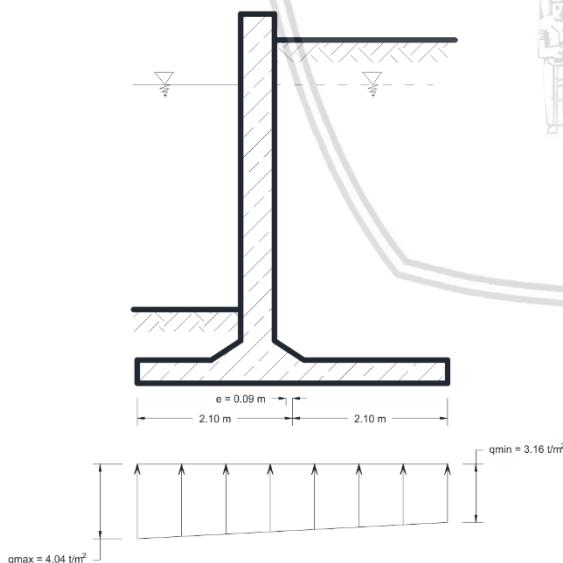
Kondisi Kosong / Masa Kontruksi dengan Gempa



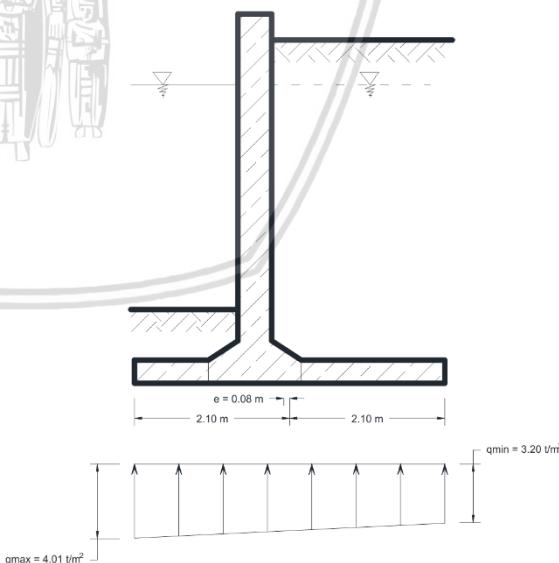
Gambar 4.21 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong terhadap Daya Dukung Tanah

Sumber: Perencanaan (2018)

Kondisi Muka Air Penuh tanpa Gempa



Kondisi Muka Air Penuh dengan Gempa



Gambar 4.22 Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh terhadap Daya Dukung Tanah

Sumber: Perencanaan (2018).

Untuk hasil perhitungan stabilitas tanggul dinding penahan patok 161 (STA 4+800) dapat dilihat pada Tabel 4.45 sampai Tabel 4.51.

Tabel 4.45 Perhitungan Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong tanpa Gempa

Pias [1]	Lebar (m)	Tinggi (m)	Keterangan [2]	Panjang (m)	Ratio	Volume [3]	γ [4]	Gaya		Lengan Momen		Momen	
								P_v (t) [5]	P_h (t) [6]	x (m) [7]	y (m) [8]	M_x (t.m) [9]	M_y (t.m) [10]
Wc ₁	0.46	x	4.68	x	1.00	x	1.00	2.14	2.40	5.13	1.63	8.37	
Wc ₂	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	2.40	0.12	1.99	0.25	
Wc ₃	4.20	x	0.32	x	1.00	x	1.00	1.34	2.40	3.23	2.10	6.77	
Wc ₄	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	2.40	0.12	1.27	0.16	
Ws ₁	2.34	x	0.60	x	1.00	x	1.00	1.40	1.73	2.43	3.03	7.37	
Ws ₂	2.34	x	3.47	x	1.00	x	1.00	8.12	1.75	14.25	3.03	43.17	
Ws ₃	1.94	x	0.26	x	1.00	x	1.00	0.50	1.75	0.89	3.23	2.86	
Ws ₄	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	1.75	0.09	2.12	0.19	
Ws ₅	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	1.73	0.09	1.13	0.10	
Ws ₆	1.00	x	0.26	x	1.00	x	1.00	0.26	1.73	0.45	0.50	0.23	
Ws ₇	1.40	x	0.42	x	1.00	x	1.00	0.59	1.73	1.02	0.70	0.71	
Pu ₁	4.20	x	0.72	x	1.00	x	1.00			-3.02	2.10	-6.33	
Pu ₂	4.20	x	2.70	x	1.00	x	0.50			-5.68	2.81	-15.96	
Pa ₁	Ka	x	H ₁ ²	x	γ	x	0.50			0.15	1.41	0.22	
	0.49	x	0.36	x	1.73	x	0.50						
Pa ₂	Ka	x	H ₁ ²	x	γ	x	0.50			0.15	2.02	0.31	
	0.49	x	0.36	x	1.73	x	0.50						
Pa ₃	Ka	x	H ₃ ²	x	γ	x	0.50			4.02	1.35	5.43	
	0.49	x	16.32	x	1.00	x	0.50						
Pw ₂	γ	x	H ₃ ²	x	0.50					8.16	1.35	11.02	
	1.00	x	16.32	x	0.50								
Pw ₁	γ	x	H ₃ ²	x	0.50					-0.01	0.03	0.00	
	1.00	x	0.01	x	0.50								
Pp ₁	Kp	x	H ₄ ²	x	γ	x	0.50			-0.95	0.33	-0.31	
	1.36	x	0.81	x	1.73	x	0.50						
Pp ₂	Kp	x	H ₄ ²	x	γ	x	0.50			-0.95	0.05	-0.05	
	1.36	x	0.81	x	1.73	x	0.50						
Pp ₃	Kp	x	H ₄ ²	x	γ	x	0.50			-0.01	0.03	0.00	
	1.36	x	0.01	x	0.75	x	0.50						
Jumlah								19.13	10.57		47.89	16.61	

Sumber: Analisis Perhitungan (2018)

Keterangan:

1. Nomor bagian pias (data)
2. Keterangan perhitungan (data)
3. Volume bagian pias (data)
4. berat jenis material (data)
5. [3] x [4]
6. [3] untuk gaya aktif horizontal dan [-3] untuk gaya pasif horizontal
7. Jarak lengan pias terhadap titik berat secara horizontal (data)
8. Jarak lengan pias terhadap titik berat secara vertikal (data)
9. [5] x [7]
- 10.[6] x [8]

Tabel 4.46 Perhitungan Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong dengan Gempa

Pias [1]	Lebar (m)	Tinggi (m)	Keterangan [2]		Panjang (m)	Ratio	Volume (m ³) [3]	γ (t/m ³) [4]	Koefisien Gempa Kh [5]		P _v (t) [6]	Gaya Ph (t) [7]	Lengan Momen x (m) [8]		y (m) [9]	Momen M _x (t.m) [10]		M _y (t.m) [11]
Wc ₁	0.46	x	4.68	x	1.00	x	1.00	2.14	2.40	0.11	5.13	0.55	1.63	2.66	8.37	1.47		
Wc ₂	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	2.40	0.11	0.12	0.01	1.99	0.40	0.25	0.01		
Wc ₃	4.20	x	0.32	x	1.00	x	1.00	1.34	2.40	0.11	3.23	0.35	2.10	0.16	6.77	0.06		
Wc ₄	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	2.40	0.11	0.12	0.01	1.27	0.40	0.16	0.01		
Ws ₁	2.34	x	0.60	x	1.00	x	1.00	1.40	1.73		2.43		3.03		7.37			
Ws ₂	2.34	x	3.47	x	1.00	x	1.00	8.12	1.75		14.25		3.03		43.17			
Ws ₃	1.94	x	0.26	x	1.00	x	1.00	0.50	1.75		0.89		3.23		2.86			
Ws ₄	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	1.75		0.09		2.12		0.19			
Ws ₅	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	1.73		0.09		1.13		0.10			
Ws ₆	1.00	x	0.26	x	1.00	x	1.00	0.26	1.73		0.45		0.50		0.23			
Ws ₇	1.40	x	0.42	x	1.00	x	1.00	0.59	1.73		1.02		0.70		0.71			
Pu ₁	4.20	x	0.72	x	1.00	x	1.00				-3.02		2.10		-6.33			
Pu ₂	4.20	x	2.70	x	1.00	x	0.50				-5.68		2.81		-15.96			
Pae ₁	Kae	x	H _i ²	x	γ	x	0.50					0.21		1.41		0.30		
	0.67	x	0.36	x	1.73	x	0.50											
Pae ₂	Kae	x	H _i ²	x	γ	x	0.50					0.21		2.02		0.42		
	0.67	x	0.36	x	1.73	x	0.50											
Pae ₃	Ka	x	H _i ²	x	γ	x	0.50					5.48		1.35		7.40		
	0.67	x	16.32	x	1.00	x	0.50											
Pw ₂	γ	x	H _i ²	x	0.50							8.16		1.35		11.02		
	1.00	x	16.32	x	0.50													
Pw ₁	γ	x	H _i ²	x	0.50							-0.01		0.03		0.00		
	1.00	x	0.01	x	0.50													
Ppe ₁	Kpe	x	H _i ²	x	γ	x	0.50					-0.99		0.33		-0.33		
	1.42	x	0.81	x	1.73	x	0.50											
Ppe ₂	Kpe	x	H _i ²	x	γ	x	0.50					-0.99		0.05		-0.05		
	1.42	x	0.81	x	1.73	x	0.50											
Ppe ₃	Kpe	x	H _i ²	x	γ	x	0.50					-0.01		0.03		0.00		
	1.42	x	0.01	x	0.75	x	0.50											
Jumlah											19.13		12.99		47.89		20.30	

Sumber: Analisis Perhitungan (2018)

Keterangan:

1. Nomor bagian pias (data)
2. Keterangan perhitungan (data)
3. Volume bagian pias (data)
4. berat jenis material (data)
5. Koefisien gempa
6. [3] x [4]
7. [5] x [6] untuk gaya vertikal, [3] untuk gaya aktif horizontal dan [-3] untuk gaya pasif horizontal
8. Jarak lengan pias terhadap titik berat secara horizontal (data)
9. Jarak lengan pias terhadap titik berat secara vertikal (data)
- 10.[5] x [8]
11. [7] x [9]

Tabel 4.47 Perhitungan Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh tanpa Gempa

Pias	Lebar (m)	Tinggi (m)	Keterangan [2]	Panjang (m)	Ratio	Volume (m ³)	γ (t/m ³)	Gaya Pv (t)	Ph (t)	Lengan Momen x (m)	Momen Mx (t.m)	Lengan Momen y (m)	Momen My (t.m)
[1]						[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[9]	[8]	[10]
Wc ₁	0.46	x	4.68	x	1.00	x	1.00	2.14	2.40	5.13		1.63	8.37
Wc ₂	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	2.40	0.12		1.99	0.25
Wc ₃	4.20	x	0.32	x	1.00	x	1.00	1.34	2.40	3.23		2.10	6.77
Wc ₄	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	2.40	0.12		1.27	0.16
Ws ₁	2.34	x	0.60	x	1.00	x	1.00	1.40	1.73	2.43		3.03	7.37
Ws ₂	2.34	x	3.47	x	1.00	x	1.00	8.12	1.75	14.25		3.03	43.17
Ws ₃	1.94	x	0.26	x	1.00	x	1.00	0.50	1.75	0.89		3.23	2.86
Ws ₄	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	1.75	0.09		2.12	0.19
Ws ₅	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	1.75	0.09		1.13	0.10
Ws ₆	1.00	x	0.26	x	1.00	x	1.00	0.26	1.75	0.46		0.50	0.23
Ws ₇	1.40	x	0.42	x	1.00	x	1.00	0.59	1.75	1.03		0.70	0.72
Ww	1.40	x	3.04	x	1.00	x	1.00	4.26	1.00	4.26		0.70	2.98
Pu	4.20	x	4.04	x	1.00	x	1.00		-16.97			2.10	-35.63
Pa ₁	Ka	x	H ₁ ²	x	γ	x	0.50				0.15		0.22
	0.49	x	0.36	x	1.73	x	0.50					1.41	
Pa ₂	Ka	x	H ₁ ²	x	γ	x	0.50				0.15		0.31
	0.49	x	0.36	x	1.73	x	0.50						
Pa ₃	Ka	x	H ₂ ²	x	γ	x	0.50				3.05		4.11
	0.49	x	16.40	x	0.75	x	0.50						
Pw ₂	γ	x	H ₂ ²	x	0.50						8.20		11.07
	1.00	x	16.40	x	0.50							1.35	
Pw ₁	γ	x	H ₃ ²	x	0.50						-8.20		-11.07
	1.00	x	16.40	x	0.50							1.35	
Pp	Kp	x	H ₄ ²	x	γ	x	0.50				-0.51		-0.17
	1.36	x	1.00	x	0.75	x	0.50					0.33	
Jumlah								15.13	2.84			37.54	4.47

Sumber: Analisis Perhitungan (2018)

Keterangan:

1. Nomor bagian pias (data)
2. Keterangan perhitungan (data)
3. Volume bagian pias (data)
4. berat jenis material (data)
5. [3] x [4]
6. [3] untuk gaya aktif horizontal dan [-3] untuk gaya pasif horizontal
7. Jarak lengan pias terhadap titik berat secara horizontal (data)
8. Jarak lengan pias terhadap titik berat secara vertikal (data)
9. [5] x [7]
- 10.[6] x [8]

Tabel 4.48 Perhitungan Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh dengan Gempa

Pias	Lebar (m)	Keterangan		Ratio	Volume (m ³)	γ	Koefisien Gempa		Gaya Pv (t)	Lengan Momen		Momen Mx (t.m)	Momen My (t.m)			
		Tinggi (m)	Panjang (m)				[3]	[4]		Kh	[6]	[7]	[8]	[9]		
[1]		[2]						[5]								
WC ₁	0.46	x	4.68	x	1.00	x	1.00	2.14	2.40	0.11	5.13	0.55	1.63	2.66	8.37	1.47
WC ₂	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	2.40	0.11	0.12	0.01	1.99	0.40	0.25	0.01
WC ₃	4.20	x	0.32	x	1.00	x	1.00	1.34	2.40	0.11	3.23	0.35	2.10	0.16	6.77	0.06
WC ₄	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	2.40	0.11	0.12	0.01	1.27	0.40	0.16	0.01
Ws ₁	2.34	x	0.60	x	1.00	x	1.00	1.40	1.73		2.43		3.03		7.37	
Ws ₂	2.34	x	3.47	x	1.00	x	1.00	8.12	1.75		14.25		3.03		43.17	
Ws ₃	1.94	x	0.26	x	1.00	x	1.00	0.50	1.75		0.89		3.23		2.86	
Ws ₄	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	1.75		0.09		2.12		0.19	
Ws ₅	0.40	x	0.26	x	1.00	x	0.50	0.05	1.75		0.09		1.13		0.10	
Ws ₆	1.00	x	0.26	x	1.00	x	1.00	0.26	1.75		0.46		0.50		0.23	
Ws ₇	1.40	x	0.42	x	1.00	x	1.00	0.59	1.75		1.03		0.70		0.72	
Ww	1.40	x	3.04	x	1.00	x	1.00	4.26	1.00		4.26		0.70		2.98	
Pu	4.20	x	4.04	x	1.00	x	1.00			-16.97			2.10		-35.63	
Pae ₁	Kae	x	H ₁ ²	x	γ	x	0.50				0.21		1.41		0.30	
	0.67	x	0.36	x	1.73	x	0.50									
Pae ₂	Kae	x	H ₁ ²	x	γ	x	0.50				0.21		2.02		0.42	
	0.67	x	0.36	x	1.73	x	0.50									
Pae ₃	Kae	x	H ₂ ²	x	γ	x	0.50				4.14		1.35		5.59	
	0.67	x	16.32	x	0.75	x	0.50									
Pw ₂	γ	x	H ₂ ²	x	0.50						8.16		1.35		11.02	
	1.00	x	16.32	x	0.50											
Pw ₁	γ	x	H ₃ ²	x	0.50						-8.16		1.35		-11.02	
	1.00	x	16.32	x	0.50											
Ppe	Kpe	x	H ₄ ²	x	γ	x	0.50				-0.53		0.33		-0.18	
	1.42	x	1.00	x	0.75	x	0.50									
Pd	Kh	x	H ₅ ²	x	γ	x	7/12				-0.58		1.22		-0.71	
	0.11	x	9.24	x	1.00	x	0.58									
Jumlah								15.13		4.37			37.54		6.96	

Sumber: Analisis Perhitungan (2018)

Keterangan:

- 1. Nomor bagian pias (data)
- 2. Keterangan perhitungan (data)
- 3. Volume bagian pias (data)
- 4. berat jenis material (data)
- 5. Koefisien gempa
- 6. [3] x [4]
- 7. [5] x [6] untuk gaya vertikal, [3] untuk gaya aktif horizontal dan [-3] untuk gaya pasif horizontal
- 8. Jarak lengan pias terhadap titik berat secara horizontal (data)
- 9. Jarak lengan pias terhadap titik berat secara vertikal (data)
- 10. [5] x [8]
- 11. [7] x [9]

1. Kontrol Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong tanpa Gempa

$$V = 19.13 \text{ ton}$$

$$M_x = 47.89 \text{ tm}$$

$$M_y = 16.61 \text{ tm}$$

$$\Delta M = 31.28 \text{ tm}$$

$$B = 4.20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Stabilitas terhadap guling} &= M_x / M_y \\ &= 47.89 / 16.61 \\ &= 2.88 > 1.5 \end{aligned}$$

(aman)

$$\begin{aligned} \text{Stabilitas terhadap geser} &= [(c \cdot B) + V \cdot \tan \varphi + \Sigma P_p] / \Sigma P_a \\ &= [(3.00 \times 4.20) + 19.13 \cdot \tan 17^\circ + 1.92] / 12.49 \\ &= 1.63 > 1.5 \end{aligned}$$

(aman)

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas pembebangan} &= |(B/2) - (\Delta M/V)| \\ &= |(4.20 / 2) - (31.28 / 19.13)| \\ &= 0.47 \leq B/6 = 0.70 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2e \\ &= 4.20 - 2(0.47) \\ &= 3.27 \text{ m} \end{aligned}$$

Stabilitas daya dukung tanah,

$$\begin{aligned} q_{\text{ultimit}} &= S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot p_o \cdot N_q + S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot (0.5) \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \\ &= (2.53 \times 1.06 \times 0.76 \times 3.00 \times 12.34) + (1.77 \times 1.03 \times 0.76 \times 0.75 \times 4.77) + (1.77 \times 1.03 \times 0.11 \times 0.5 \times 3.27 \times 0.755 \times 1.66) \\ &= 81.72 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= (V/B) \cdot (1 + (6e/B)) \\ &= (19.13 / 4.20) \times (1 + (6 \times 0.47 / 4.20)) \\ &= 7.58 \text{ t/m}^2 < q_{\text{ultimit}} \end{aligned}$$

(aman)

$$\begin{aligned} q_{\min} &= (V/B) \cdot (1 - (6e/B)) \\ &= (19.13 / 4.20) \times (1 - (6 \times 0.47 / 4.20)) \\ &= 1.53 \text{ t/m}^2 < q_{\text{ultimit}} \end{aligned}$$

(aman)

$$\begin{aligned} q &= V/B' \\ &= 19.13 / 3.27 \\ &= 5.85 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= q_{\text{ultimit}} / q \\ &= 81.72 / 5.85 \\ &= 13.97 > 3 \end{aligned}$$

(aman)

2. Kontrol Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Kosong dengan Gempa

$$V = 19.13 \text{ ton}$$

$$M_X = 47.89 \text{ tm}$$

$$M_Y = 20.30 \text{ tm}$$

$$\Delta M = 27.59 \text{ tm}$$

$$B = 4.20 \text{ m}$$

$$\text{Stabilitas terhadap guling} = M_X / M_Y$$

$$= 47.89 / 20.30$$

$$= 2.36 > 1.2$$

(aman)

$$\text{Stabilitas terhadap geser} = [(c \cdot B) + V \cdot \tan \phi + \Sigma P_p] / \Sigma P_a$$

$$= [(3.00 \times 4.20) + 19.13 \times \tan 17^\circ + 2.00] / 14.99$$

$$= 1.36 > 1.2$$

(aman)

$$\text{Eksentrisitas pembebangan} = |(B/2) - (\Delta M/V)|$$

$$= |(4.20 / 2) - (27.59 / 19.13)|$$

$$= 0.66 < B/6 = 0.70$$

$$B' = B - 2e$$

$$= 4.20 - 2(0.66)$$

$$= 2.89 \text{ m}$$

Stabilitas daya dukung tanah,

$$q_{\text{ultimit}} = S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot p_o \cdot N_q + S_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot (0.5) \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_y$$

$$= (2.53 \times 1.06 \times 0.82 \times 3.00 \times 12.34) + (1.77 \times 1.03 \times 0.82 \times 0.75 \times 4.77) + (1.77 \times$$

$$1.03 \times 0.25 \times 0.5 \times 2.89 \times 0.755 \times 1.66)$$

$$= 88.09 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\max} = (V/B) \cdot (1 + (6e/B))$$

$$= (19.13 / 4.20) \times (1 + (6 \times 0.66 / 4.20))$$

$$= 8.83 \text{ t/m}^2 < q_{\text{ultimit}}$$

(aman)

$$q_{\min} = (V/B) \cdot (1 - (6e/B))$$

$$= (19.13 / 4.20) \times (1 - (6 \times 0.66 / 4.20))$$

$$= 0.28 \text{ t/m}^2 < q_{\text{ultimit}}$$

(aman)

$$q = V/B'$$

$$= 19.13 / 2.89$$

$$= 6.63 \text{ t/m}^2$$

$$SF = q_{\text{ultimit}} / q$$

$$= 88.09 / 6.63$$

$$= 13.29 > 3$$

(aman)



3. Kontrol Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air

Penuh tanpa Gempa

$$V = 15.13 \text{ ton}$$

$$M_x = 37.54 \text{ tm}$$

$$M_y = 4.47 \text{ tm}$$

$$\Delta M = 33.07 \text{ tm}$$

$$B = 4.20 \text{ m}$$

$$\text{Stabilitas terhadap guling} = M_x / M_y$$

$$= 37.54 / 4.47$$

$$= 8.39 > 1.5$$

(aman)

$$\text{Stabilitas terhadap geser} = [(c \cdot B) + V \cdot \tan \phi + \Sigma P_p] / \Sigma P_a$$

$$= [(3.00 \times 4.20) + 15.13 \times \tan 17^\circ + 8.71] / 11.56$$

$$= 2.11 > 1.5$$

(aman)

$$\text{Eksentrisitas pembebangan} = |(B/2) - (\Delta M/V)|$$

$$= |(4.20 / 2) - (33.07 / 15.13)|$$

$$= 0.09 < B/6 = 0.70$$

$$B' = B - 2e$$

$$= 4.20 - 2(0.09)$$

$$= 4.03 \text{ m}$$

$$\text{Stabilitas daya dukung tanah},$$

$$\begin{aligned} q_{\text{ultimit}} &= S_c.d_c.i_c.c.N_c + S_q.d_q.i_q.p_o.N_q + S_y.d_y.i_y.(0.5).B'.\gamma.N_y \\ &= (2.53 \times 1.06 \times 0.76 \times 3.00 \times 12.34) + (1.77 \times 1.03 \times 0.76 \times 0.75 \times 4.77) + (1.77 \times \\ &\quad 1.03 \times 0.11 \times 0.5 \times 4.03 \times 0.755 \times 1.66) \\ &= 81.81 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = (V/B) \cdot (1 + (6e/B))$$

$$= (15.13 / 4.20) \times (1 + (6 \times 0.09 / 4.20))$$

$$= 4.04 \text{ t/m}^2 < q_{\text{ultimit}}$$

(aman)

$$q_{\min} = (V/B) \cdot (1 - (6e/B))$$

$$= (15.13 / 4.20) \times (1 - (6 \times 0.09 / 4.20))$$

$$= 3.16 \text{ t/m}^2 < q_{\text{ultimit}}$$

(aman)

$$q = V/B'$$

$$= 15.13 / 4.03$$

$$= 3.76 \text{ t/m}^2$$

$$SF = q_{\text{ultimit}} / q$$

$$= 81.81 / 3.76$$

$$= 21.79 > 3$$

(aman)

4. Kontrol Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800) Kondisi Muka Air Penuh dengan Gempa

$$V = 15.13 \text{ ton}$$

$$M_X = 37.54 \text{ tm}$$

$$M_Y = 6.96 \text{ tm}$$

$$\Delta M = 30.58 \text{ tm}$$

$$B = 4.20 \text{ m}$$

$$\text{Stabilitas terhadap guling} = M_X / M_Y$$

$$= 37.54 / 6.96$$

$$= 5.39 > 1.2$$

(aman)

$$\text{Stabilitas terhadap geser} = [(c \cdot B) + V \cdot \tan \phi + \Sigma P_p] / \Sigma P_a$$

$$= [(3.00 \times 4.20) + 15.13 \times \tan 17^\circ + 9.28] / 13.64$$

$$= 1.83 > 1.2$$

(aman)

$$\text{Eksentrisitas pembebangan} = |(B/2) - (\Delta M/V)|$$

$$= |(4.20 / 2) - (30.58 / 15.13)|$$

$$= 0.08 > B/6 = 0.70$$

$$B' = B - 2e$$

$$= 4.20 - 2(0.08)$$

$$= 4.04 \text{ m}$$

Stabilitas daya dukung tanah,

$$q_{\text{ultimit}} = S_c \cdot d_c \cdot c \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot p_o \cdot N_q + S_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot (0.5) \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_y$$

$$= (2.53 \times 1.06 \times 0.82 \times 3.00 \times 12.34) + (1.77 \times 1.03 \times 0.82 \times 0.75 \times 4.77) + (1.77 \times$$

$$1.03 \times 0.25 \times 0.5 \times 4.04 \times 0.755 \times 1.66)$$

$$= 88.42 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\max} = (V/B) \cdot (1 + (6e/B))$$

$$= (15.13 / 4.20) \times (1 + (6 \times 0.08 / 4.20))$$

$$= 4.01 \text{ t/m}^2 < q_{\text{ultimit}}$$

(aman)

$$q_{\min} = (V/B) \cdot (1 - (6e/B))$$

$$= (15.13 / 4.20) \times (1 - (6 \times 0.08 / 4.20))$$

$$= 3.20 \text{ t/m}^2 < q_{\text{ultimit}}$$

(aman)

$$q = V/B'$$

$$= 15.13 / 4.04$$

$$= 3.74 \text{ t/m}^2$$

$$SF = q_{\text{ultimit}} / q$$

$$= 88.42 / 3.74$$

$$= 23.62 > 3$$

(aman)

Tabel 4.49 Rekapitulasi Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800)
Terhadap Guling

Kondisi	Guling			
	Tanpa Gempa	keterangan	Gempa	Keterangan
Kosong	2.88	Aman	2.36	Aman
Muka Air Penuh	8.39	Aman	5.39	Aman

Sumber: Analisis Perhitungan (2018)

Tabel 4.50 Rekapitulasi Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800)
Terhadap Geser

Kondisi	Geser			
	Tanpa Gempa	keterangan	Gempa	Keterangan
Kosong	1.63	Aman	1.36	Aman
Muka Air Penuh	2.11	Aman	1.83	Aman

Sumber: Analisis Perhitungan (2018)

Tabel 4.51 Rekapitulasi Stabilitas Tanggul Dinding Penahan Patok 161 (STA 4+800)
Terhadap Daya Dukung Tanah

Kondisi	Daya Dukung Tanah								
	q	q_{ultimit}	q_{max}	keterangan	q_{min}	keterangan	SF	keterangan	
Kosong	Tanpa Gempa	5.85	81.72	7.58	Aman	1.53	Aman	13.97	Aman
	Gempa	6.63	88.09	8.83	Aman	0.28	Aman	13.29	Aman
Muka Air Penuh	Tanpa Gempa	3.76	81.81	4.04	Aman	3.16	Aman	21.79	Aman
	Gempa	3.74	88.42	4.01	Aman	3.20	Aman	23.62	Aman

Sumber: Analisis Perhitungan (2018)

Halaman ini sengaja dikosongkan



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis dan perhitungan yang telah dilakukan pada bab sebelumnya, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

1. kapasitas tampungan Sungai SWD 2 pada hasil *running* kondisi eksisting dengan program HEC-RAS dapat diketahui terdapat 208 *cross section* Sungai SWD 2 yang tidak dapat menampung debit rencana kala ulang 50 tahun sehingga perlu adanya upaya penanggulangan banjir.
2. Pada analisis stabilitas tanggul Sungai SWD 2, dilakukan pada Patok 161 (STA 4+800) yang mewakili bentang tanggul pada Sungai SWD 2, dengan hasil analisis stabilitas sebagai berikut:
 - a. Tanggul urugan tanah
Kondisi kosong tanpa gempa (4.41), Kondisi kosong dengan gempa (4.37), Muka air penuh tanpa gempa (4.36), Muka air penuh dengan gempa (4.32), *Rapid drawdown* tanpa gempa (4.14), *Rapid drawdown* dengan gempa (4.10).
 - b. Tanggul dinding penahan
Kondisi kosong tanpa gempa, guling (2.88); geser (1.63); daya dukung tanah ($q_{ultimit} = 81.72$), ($q_{max} = 7.58$), ($q_{min} = 1.53$) dan ($SF = 13.97$).
Kondisi kosong dengan gempa, guling (2.36); geser (1.36); daya dukung tanah ($q_{ultimit} = 88.09$), ($q_{max} = 8.83$), ($q_{min} = 0.28$) dan ($SF = 13.29$).
Kondisi muka air penuh tanpa gempa, guling (8.39); geser (2.11); daya dukung tanah ($q_{ultimit} = 81.81$), ($q_{max} = 4.04$), ($q_{min} = 3.16$) dan ($SF = 21.79$).
Kondisi muka air penuh dengan gempa, guling (5.39); geser (1.83); daya dukung tanah ($q_{ultimit} = 88.42$), ($q_{max} = 4.01$), ($q_{min} = 3.20$) dan ($SF = 23.62$).
3. Dari hasil analisis dan perencanaan yang telah dilakukan dalam upaya penanggulangan banjir dengan normalisasi dan perencanaan tanggul didapatkan kondisi keseluruhan dari bagian ruas-ruas di Sungai SWD 2 dapat menampung debit banjir rancangan kala ulang 50 tahun.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil kesimpulan diatas, maka dapat disampaikan saran sebagai berikut.

1. Usaha penanggulangan banjir Sungai SWD 2 selain dilakukan secara fisik bagian sungai juga diperlukan usaha perlindungan dan konservasi pada daerah aliran Sungai SWD 2.
2. Selain dengan melakukan perbaikan alur sungai atau normalisasi dan pembangunan tanggul perlu dilakukan usaha perawatan secara berkala dengan menjaga kondisi alur Sungai SWD 2 tetap pada kondisi yang baik sehingga tetap berada pada kondisi yang stabil dan aman apabila terjadi turun hujan yang cukup besar.



DAFTAR PUSTAKA

- Balai Besar Wilayah Sungai Pemali-Juana. (2016). Kerangka Acuan Kerja: *Sistem Pengendalian Banjir Wulan Hilir (SWD 1 dan SWD 2) Kab. Jepara, Kab. Kudus dan Kab. Demak*. Semarang: Balai Besar Wilayah Sungai Pemali-Juana.
- Balai PUSDATARU Seluna. (2016). *Latar belakang Pembentukan Balai Pengelolaan Sumberdaya Air Serang Lusi Juana (Balai PUSDATARU Seluna)*. http://bpsda-seluna.jatengprov.go.id/profilbalai/0latar_belakang.php (diakses 22 agustus 2016).
- Bemmelen, van, R.W. (1949), *The Geology of Indonesia*, Netherland: The Hague, Martinus Nyhoff.
- BSN. (2016). *SNI 2415-2016 “Tata Cara Perhitungan Debit Banjir Rencana”*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Das, Braja. M. (1994). *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid I*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja. M. (2016). *Principles of Foundation Engineering*. USA: Stamford, CT Cengage Learning.
- Departemen Pekerjaan Umum. (1999). *Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume II (Analisis Hidrologi)*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah. (2004). Pedoman Analisis Stabilitas Bendungan Tipe Urugan Akibat Beban Gempa (Pd T-14-2004-A). Jakarta.
- Garg, Satosh Kumar. (1980). *Irrigation Engineering and Hydraulic Structure*. Delhi: Khana Publisher.
- Hardiyatmo, Harry Christady. (2014). *Analisa dan Perancangan Fondasi I*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Istiarto. (2011). *Modul Pelatihan HEC-RAS*. Yogyakarta: Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gajah Mada.
- Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air. (2013). *Standar Perencanaan Irigasi-Kriteria Perencanaan Bagian Bangunan (KP-04)*. Jakarta: Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air.
- Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air. (2013). *Standar Perencanaan Irigasi-Kriteria Perencanaan Bagian Parameter Bangunan (KP-06)*. Jakarta: Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air.
- Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia. (2015). *Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia*

- Nomor 28/PRT/M/2015 Tentang Penetapan Garis Sempadan Sungaai dan Garis Sempadan Danau.* Jakarta: Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia
- Kodoatie, Robert J., dan Roestam, Sjarif. (2006). *Pengelolaan Sumber Bencana Terpadu – Banjir, Longsor, Kekeringan dan Tsunami.* Jakarta: Yarsif Watampone (Anggota IKAPI).
- Limantara, Lily M. (2010). *Hidrologi Praktis.* Bandung: Lubuk Agung
- Makrup, Lalu. (2001). *Dasar-Dasar Analisis Aliran di Sungai dan Muara.* Yogyakarta: UII Press.
- Priyantoro, Dwi. (2010). *Buku Ajar: Hidrologi Saluran Terbuka.* Malang: Universitas Brawijaya.
- Raju, K.G. Ranga. (1986). *Aliran Melalui Saluran Terbuka.* Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Soemarto, CD. (1987). *Hidrologi Teknik.* Surabaya: Usaha Nasional.
- Soemarto, C. D. (1999). *Hidrologi Teknik.* Jakarta: Erlangga.
- Soetopo, Widandi dan Limantara, Lily M. (2013). *Statistika Hidrologi Dasar.* Malang: CV. Citra Malang.
- Sosrodarsono, Suyono dan Takeda, Kensaku. (1977). *Bendungan Type Urugan.* Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono dan Tominaga, Masiteru. (1994). *Perbaikan Sungai dan Pengaturan Sungai.* Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- BR, Sri Harto. (1993). *Analisis Hidrologi.* Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Suripin. (2004). *Pengembangan Sistem Drainase yang Berkelanjutan.* Yogyakarta: Andi Offset.
- Theodosius, Gunawan dan Saleh, Margaret. (2003). *Diktat Teori Soal dan Penyelesaian Konstruksi Beton I Jilid 2.* Jakarta: Delta Teknik Group Jakarta.
- Triadmodjo, Bambang. (2010). *Hidrologi Praktis.* Jakarta: PT. Gramedia Pustaka.
- USACE. (2003). *Engineering and Design Slope Stability.* Washington: U.S. Army Corps of Engineers.
- USACE. (2010). *Hydraulic Reference Manual HEC-RAS v.4.1.* California: U.S. Army Corps of Engineers.