

**KAJIAN PENGENDALIAN BANJIR DI HULU SUNGAI
TOLABIT KABUPATEN HALMAHERA UTARA
PROPINSI MALUKU UTARA**

SKRIPSI

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



Disusun Oleh :
FESTI WINDIRA PUSPA
NIM. 0410643007

**DEPARTEMEN PENDIDIKAN NASIONAL
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2008**

**KAJIAN PENGENDALIAN BANJIR DI HULU SUNGAI
TOLABIT KABUPATEN HALMAHERA UTARA
PROPINSI MALUKU UTARA**

SKRIPSI

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



Disusun Oleh :

**FESTI WINDIRA PUSPA
NIM. 0410643007**

Menyetujui :

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. Suhardjono, M.Pd. Dipl HE
NIP. 130 350 752

Ir. Heri Suprijanto, MS
NIP. 131 475 846

**KAJIAN PENGENDALIAN BANJIR DI HULU SUNGAI
TOLABIT KABUPATEN HALMAHERA UTARA
PROPINSI MALUKU UTARA**

Disusun Oleh:

**FESTI WINDIRA PUSPA
NIM. 0410643007**

Majelis Penguji :

Dosen Pembimbing/Penguji

Dosen Pembimbing/Penguji

Prof. Dr. Ir. Suhardjono, M.Pd. Dipl HE
NIP. 130 350 752

Dosen Penguji

Ir. Heri Suprijanto, MS
NIP. 131 475 846

Dosen Penguji

Dr. Ir. Rispiningtati, M.S.
NIP. 130 531 842

Dr. Ir. M. Bisri, MS.
NIP. 131 645 152

Mengetahui
Ketua Jurusan Teknik Pengairan

Ir. Rini Wahyu Sayekti
NIP. 131 629 862

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan berkah dan rahmad-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan penulisan Skripsi yang berjudul “**Kajian Pengendalian Banjir di Hulu Sungai Tolabit Kabupaten Halmahera Utara Propinsi Maluku Utara**”. Skripsi ini disusun sebagai salah satu persyaratan akademik dalam menempuh gelar Sarjana (S-1) di Jurusan Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya. Semoga setiap kata yang tertulis dalam skripsi ini dapat memberikan manfaat bagi para pembaca dan juga untuk penulis sendiri.

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

1. Bapak Prof. Dr. Ir. Suhardjono, M.Pd. Dipl HE dan Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS selaku dosen pembimbing yang telah begitu banyak menyumbangkan tenaga, pikiran dan berkenan meluangkan waktu dalam kesibukan beliau, mulai dari awal penulisan sampai akhirnya terwujud dalam bentuk laporan skripsi.
2. Seluruh Staf PT. Arsi Wastuadi, khususnya Bapak Hadi, Bapak Imam, Mas Ony atas data-data, ilmu dan pengalaman yang diberikan kepada penulis.
3. Mama yang selalu dukung dan memberi *support*, Papa yang tidak ada bosan memberi masukan dan Edo adik laki-laki terbaik yang kumiliki.
4. Kerabat Pengairan'04, khususnya *girls* dan saudara-saudaraku satu angkatan serta seluruh mahasiswa pengairan atas segala kenangan indah yang telah tergores di kehidupan penulis.
5. Dian teman seperjuangan dalam pengerjaan laporan skripsi terima kasih atas semuanya, akhirnya kita bisa menyelesaikan skripsi.
6. Abi dan Anak Watu Gong 31 khususnya anak kamar bawah atas perhatian, bantuan, kritik dan saran yang diberikan.
7. Semua pihak yang belum terucapkan dalam pengantar ini, semata karena begitu banyaknya hutang budi penulis kepada banyak pihak yang tidak dapat dituliskan satu-persatu.

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

Malang, November 2008

Penulis

Festi Windira Puspa

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR TABEL	v
DAFTAR GAMBAR	vii
DAFTAR LAMPIRAN	ix
ABSTRAKSI	x
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Identifikasi Permasalahan	2
1.3. Batasan Masalah	3
1.4. Rumusan Masalah	4
1.5. Tujuan dan Manfaat	4
BAB II KAJIAN PUSTAKA	
2.1. Analisa Hidrologi.....	5
2.1.1. Analisa Curah Hujan Rerata Daerah	5
2.1.2. Analisa Curah Hujan Rancangan.....	6
2.1.2.1.Pemeriksaan Data di Luar Ambang (<i>Outlier</i>).....	6
2.1.2.2.Curah Hujan Rancangan	7
2.1.3. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi.....	9
2.1.3.1.Uji <i>Chi-Square</i>	9
2.1.3.2.Uji Smirnov Kolmogorov	10
2.2. Analisa Debit Banjir Rancangan	12
2.2.1. Koefisien Pengaliran	12
2.2.2. Intensitas Hujan	12
2.2.2.1. Sebaran Hujan Jam-jaman	12
2.2.2.2. Rasio Hujan Jam-jaman.....	12
2.2.2.3. Curah Hujan Netto Jam-jaman	13
2.2.3. Debit Banjir Rancangan	13
2.2.3.1. Hidrograf Santuan Sintetik Nakayasu.....	13
2.3. Analisa Profil Aliran.....	16
2.3.1. Persamaan Energi	17
2.3.2. Kehilangan Tinggi Energi	18

2.3.3.	Pengangkutan Aliran	20
2.3.4.	Koefisien Kekasaran	20
2.3.5.	Data Aliran Tetap (<i>Steady Flow</i>).....	23
2.4.	Sistem Pengendalian Banjir	24
2.4.1.	Umum	24
2.4.2.	Perbaikan Alur Sungai	25
2.4.3.	Tanggul	26
2.4.3.1.	Trase Tempat Kedudukan Tanggul.....	27
2.4.3.2.	Bentuk Penampang Lintang Tanggul	28
2.4.4.	Stabilitas Tanggul	30
2.4.4.1.	Daya Dukung Tanah	30
2.4.4.2.	Formasi Garis Depresi	32
2.4.4.3.	Stabilitas Lereng Tanggul dengan Program Geoslope Student Version	33
 BAB III METODOLOGI KAJIAN		
3.1.	Letak Administratif DAS Tolabit	36
3.2.	Karakteristik DAS Tolabit	37
3.3.	Rencana Pemecahan Masalah	38
3.4.	Data Pendukung Kajian	41
3.5.	Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi	41
 BAB IV PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA		
4.1.	Analisa Hidrologi.....	47
4.1.1.	Analisa Curah Hujan Rerata Daerah	47
4.1.2.	Analisa Curah Hujan Rancangan.....	48
4.1.2.1.	Pemeriksaan Data di Luar Ambang (<i>Outlier</i>).....	48
4.1.2.2.	Curah Hujan Rancangan	49
4.1.3.	Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi.....	51
4.1.3.1.	Uji <i>Chi-Square</i>	51
4.1.3.2.	Uji Smirnov Kolmogorov	53
4.2.	Analisa Debit Banjir Rancangan	54
4.2.1.	Koefisien Limpasan	54
4.2.2.	Intensitas Hujan	55
4.2.2.1.	Sebaran Hujan Jam-jaman	55
4.2.2.2.	Rasio Hujan Jam-jaman	55

4.2.2.3. Curah Hujan Netto Jam-jaman	56
4.2.3. Debit Banjir Rancangan	57
4.2.3.1. Hidrograf Santuan Sintetik Nakayasu.....	57
4.3. Data Masukan program HE-RAS	59
4.3.1. Data Geometri	60
4.3.2. Data Aliran Tetap (<i>steady flow</i>).....	62
4.3.3. Hasil Running HEC-RAS	68
4.4. Upaya Penanganan	73
4.4.1 Rencana Perbaikan Alur	73
4.4.2 Perencanaan Tanggul.....	76
4.4.3 Stabilitas Tanggul	78
4.4.3.1. Daya Dukung Tanah	78
4.4.3.2. Formasi Garis Depresi	79
4.4.3.3. Stabilitas Lereng Tanggul.....	81
4.4.3.4. Stabilitas Tanggul dengan Kondisi <i>Rapid</i> <i>drawdown</i> Sungai Tolabit	85
4.4.3.5. Stabilitas Tanggul dengan Kondisi Tanpa ada air.....	88
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	91
5.2. Saran	94
DAFTAR PUSTAKA	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1.	Harga ARF untuk Luas DAS.....	5
Tabel 2.2.	Harga Kn untuk Pemeriksaan <i>Outlier</i>	6
Tabel 2.3.	Nilai Cs Negatif Distribusi Log Pearson Type III.....	8
Tabel 2.4.	Nilai Cs Positif Distribusi Log Pearson Type III	9
Tabel 2.5.	Harga untuk <i>Chi-Kuadrat Test</i>	10
Tabel 2.6.	Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov Kolmogorov	11
Tabel 2.7	Koefisien Pengaliran pada DAS Tolabit	12
Tabel 2.8.	Koefisien Kontraksi dan Ekspansi untuk Aliran Subkritis	19
Tabel 2.9.	Nilai Koefisien Kekasaran Manning	22
Tabel 2.10.	Hubungan antara Debit Banjir Rencana dengan Tinggi Jagaan	28
Tabel 2.11.	Lebar Standar Mercu Tanggul	29
Tabel 2.12.	Koefisien Daya Dukung dari Terzaghi.....	32
Tabel 3.1.	Alternatif Pengendalian Banjir.....	39
Tabel 3.2.	Metode Evaluasi Parameter.....	40
Tabel 4.1.	Faktor Pengali DAS/ <i>Ajust Rainfall Factor</i> (ARF)	47
Tabel 4.2.	Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah pada DAS Tolabit	48
Tabel 4.3.	Uji <i>Outlier</i> Data Hujan Stasiun Ternate	49
Tabel 4.4.	Distribusi <i>Log Pearson Type III</i>	50
Tabel 4.5.	Curah Hujan Rancangan Titik Kontrol untuk berbagai kala ulang	51
Tabel 4.6.	Penentuan Batas Kelas untuk Uji Chi-Square	52
Tabel 4.7.	Uji Chi-Square.....	53
Tabel 4.8.	Perhitungan Uji Distribusi <i>Smirnov Kolmogorof</i>	54
Tabel 4.9.	Koefisien Pengaliran pada DAS Tolabit	54
Tabel 4.10.	Tabel Distribusi Hujan jam-jaman	55
Tabel 4.11.	Distribusi Hujan Netto Jam-jaman	56
Tabel 4.12.	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu	59
Tabel 4.13.	Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata.....	63
Tabel 4.14.	Lanjutan Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata	64
Tabel 4.15.	Lanjutan Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata	65
Tabel 4.16.	Lanjutan Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata	66
Tabel 4.17.	Lanjutan Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata	67

Tabel 4.18. Penampang Sungai yang Meluber Hasil Running Program HEC- RASS Versi 3.1.3.....	69
Tabel 4.19. Nilai Koordinat Garis Freatik patok 158.....	80
Tabel 4.20. Nilai Koordinat Garis Freatik patok 179.....	81
Tabel 4.21. Nilai keamanan minimum (<i>safety factor</i>) tanggul kiri hulu.....	83
Tabel 4.22. Nilai keamanan minimum (<i>safety factor</i>) tanggul kanan hulu terendah.....	84
Tabel 4.23. Nilai Keamanan Maksimum (<i>safety factor</i>) Tanggul Kiri P.158.....	86
Tabel 4.24. Nilai Keamanan Maksimum (<i>safety factor</i>) Tanggul Kanan Hulu P.179.....	87
Tabel 4.25. Nilai keamanan minimum (<i>safety factor</i>) tanggul kiri hilir.....	89
Tabel 4.26. Nilai keamanan minimum (<i>safety factor</i>) tanggul kanan hilir.....	90
Tabel 5.1. Hasil Rekapitulasi penampang sungai yang meluber.....	91
Tabel 5.2. Titik-titik yang memerlukan perbaikan penampang sungai.....	92
Tabel 5.3. Titik-titik yang perlu pembuatan tanggul.....	93
Tabel 5.4. Rekapitulasi Nilai keamanan minimum (<i>Safety factor</i>).....	93

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1.	Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu.....	16
Gambar 2.2.	Energi Dalam Saluran Terbuka	18
Gambar 2.3.	Kondisi Alur Sungai Pada Belokan.....	26
Gambar 2.4.	Koefisien Kapasitas Daya Dukung.....	31
Gambar 2.5.	Garis Depresi Pada Bendungan Homogen (sesuai dengan garis parabola).....	32
Gambar 2.6.	Stabilitas Lereng Tanggul dengan Metode Irisan	35
Gambar 3.1.	Daerah Aliran Sungai DAS Tolabit	36
Gambar 3.2.	Peta Lokasi Sungai Tolabit.....	43
Gambar 3.3.	Kondisi Sungai Tolabit yang merupakan lokasi rawan bencana.....	44
Gambar 3.4.	Kondisi Geologi Lokasi Studi.....	45
Gambar 3.5.	Diagram Alir Penyelesaian Skripsi.....	46
Gambar 4.1.	Grafik Log Pearson Type III.....	51
Gambar 4.2.	Grafik Distribusi Jam-jaman.....	56
Gambar 4.3.	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Metode H.S.S. Nakayasu	59
Gambar 4.4.	Skema Sistem Sungai Tolabit.....	60
Gambar 4.5.	Tinggi Limpasan di patok 203 pada program Hec-Rass Version 3.1.3	68
Gambar 4.6.	Kondisi Eksisting Sungai Tolabit (203-133) dengan $Q_{25\text{ th}}$	69
Gambar 4.7.	Profil Muka Air dengan $Q_{1,01\text{ th}}$	70
Gambar 4.8.	Profil Muka Air dengan $Q_{2\text{ th}}$	70
Gambar 4.9.	Profil Muka Air dengan $Q_{5\text{ th}}$	71
Gambar 4.10.	Profil Muka Air dengan $Q_{10\text{ th}}$	71
Gambar 4.11.	Profil Muka Air dengan $Q_{25\text{ th}}$	72
Gambar 4.12.	Profil Muka Air dengan $Q_{50\text{ th}}$	72
Gambar 4.13.	Profil Muka Air dengan $Q_{100\text{ th}}$	73
Gambar 4.14.	Dimensi Perencanaan Perbaikan Penampang Sangai	74
Gambar 4.15.	Kondisi Sungai Setelah dibangun Tanggul pada cross section 202	75
Gambar 4.16.	Kondisi Sungai Setelah dibangun Tanggul pada cross section 202	77
Gambar 4.17.	Kondisi Sungai Setelah ada Upaya Penanganan pada $Q_{25\text{ th}}$	77

Gambar 4.18. Dimensi Perhitungan Daya Dukung Tanggul Kiri Hulu Patok 158	78
Gambar 4.19. Formasi Garis Depresi Tanggul Kiri Patok 158	79
Gambar 4.20. Stabilitas Tanggul Kiri Patok 158 Sungai Tolabit	82
Gambar 4.21. Bidang Longsor Tangul Kiri Hulu patok 158 Sungai Tolabit.....	82
Gambar 4.22. Stabilitas Tanggul Kanan Hulu Patok 179 Sungai Tolabit	83
Gambar 4.23. Bidang Longsor Tangul Kanan Hulu patok 179 Sungai Tolabit..	84
Gambar 4.24. Satabilitas Tanggul Kondisi Rapid Drawdown P.158 S.Tolabit.....	85
Gambar 4.25. Bidang Longsor Kondisi Rapid Drawdown P.158 Sungai Tolabit..	85
Gambar 4.26. Satabilitas Tanggul Kondisi Rapid Drawdown P.179 Sungai Tolabit.....	86
Gambar 4.27. Bidang Longsor Kondisi Rapid Drawdown P.179 Sungai Tolabit..	87
Gambar 4.28. Stabilitas Tanggul Kiri Hilir Patok 158 Sungai Tolabit.....	88
Gambar 4.29. Bidang Longsor Tanggul Kiri Hilir Patok 158 Sungai Tolabit....	88
Gambar 4.30. Stabilitas Tanggul Kanan Hilir Terendah	89
Gambar 4.31. Bidang Longsor Tanggul Kanan Hilir Terendah	90

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu
- Lampiran 2 Langkah-langkah Pengoperasian Program HEC-RASS Version 3.1.3.
- Lampiran 3 Rekapitulasi Elevasi Muka Air Kondisi Existing dan Rencana
- Lampiran 4 Peta Situasi Existing Sungai Tolabit
- Lampiran 5 Gambar *cross section* penampang sungai existing dan rencana

ABSTRAKSI

FESTI WINDIRA PUSPA 0410643007 .2008. **Kajian Pengendalian Banjir di Hulu Sungai Tolabit Kabupaten Halmahera Utara Propinsi Maluku Utara.** Tugas Akhir Jurusan Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, Malang, Jawa Timur. Dosen Pembimbing : Bapak Prof. Dr. Ir. Suhardjono, M.Pd. Dipl HE dan Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS.

Hampir setiap tahun pada musim penghujan, daerah di hulu Sungai Tolabit, Kabupaten Halmahera Utara Propinsi Maluku Utara selalu dilanda banjir. Pada saat musim hujan yang berkepanjangan, air banjir akan menggenangi daerah persawahan dan permukiman di Kota Tolabit, daerah transmigrasi SP II (Desa Tolabit dan Desa Mekerti) dan daerah SP V (Desa Tolewang 1). Genangan tersebut mengakibatkan sebagian besar rumah penduduk tergenang sedalam $\pm 0,75 - 1$ m dan lahan pertanian maupun perkebunan lebih dalam lagi, lama genangan sampai ± 5 jam dengan luas genangan mencapai ± 1000 ha. Akibatnya kerugian yang dihasilkan cukup besar, sehingga daerah tersebut sangat perlu diamankan dari bahaya banjir.

Kajian ini bertujuan untuk mengetahui apakah kapasitas Sungai Tolabit bagian hulu masih mampu untuk menampung debit dominan (Q_{2th}) sebesar $186,77 \text{ m}^3/\text{dt}$ yang terjadi sepanjang 3,54 Km dari hulu Sungai Tolabit. Karena pada daerah tersebut terdapat daerah pemukiman penduduk serta persawahan dimana sebagian besar penduduk menggantungkan hidup dari sektor pertanian sehingga daerah tersebut perlu diamankan dari bahaya banjir. Upaya pengendalian banjir ditujukan untuk mengatasi banjir sampai pada tingkatan banjir yang setara banjir historis, dengan menggunakan perbaikan alur sungai dan pembuatan tanggul. Analisa profil aliran dilakukan dengan menggunakan paket program HEC-RASS Version 3.1.3.

Upaya penanggulangan banjir yang dilakukan tidak hanya untuk mengatasi banjir tahunan tetapi direncanakan pula untuk mengatasi banjir yang terjadi dengan kala ulang 25 tahun sesuai dengan standar kriteria perencanaan perbaikan sungai. Pembuatan tanggul sungai direncanakan apabila setelah adanya pelebaran penampang sungai masih ada air sungai yang meluap pada Q_{25Th} . Untuk mengetahui apakah dimensi tanggul yang direncanakan aman, maka diperlukan suatu perhitungan kestabilan lereng. Dalam kajian ini perhitungan stabilitas lereng tanggul menggunakan program Geoslope Student Version.

Dengan adanya upaya penanggulangan banjir berupa pembuatan tanggul setinggi ($h_{air} +$ tinggi jagaan), kemiringan lereng 1:1, serta kemiringan memanjang tanggul disesuaikan dengan kemiringan dinamis, maka dari hasil running program HEC-RASS Version 3.1.3 dapat diketahui Sungai Tolabit bagian hulu mampu menampung debit banjir dengan kala ulang 2 tahun dan debit banjir dengan kala ulang 25 tahun sebesar $267,690 \text{ m}^3/\text{dt}$.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Kepulauan yang ada di Propinsi Maluku Utara sebagian besar masih berupa hutan yang di dalamnya dijumpai banyak sungai. Sungai-sungai tersebut selain bermanfaat bagi penduduk di sekitarnya juga sering kali menimbulkan bencana banjir yang menggenangi daerah pemukiman penduduk serta merusak sarana lain seperti jembatan, jalan, dan bangunan air lainnya.

Sungai Tolabit mengalir melalui wilayah administrasi Kecamatan Kao, Kabupaten Dati II Halmahera Utara. Sungai ini bermata air di daerah pegunungan Ibu dan bermuara di Sungai Leleseng. Kondisi topografi DAS Tolabit bervariasi dengan kondisi dataran rendah, dan dataran tinggi/ pegunungan.

Saat ini Sungai Tolabit beserta anak sungainya mempunyai fungsi antara lain sebagai :

1. Sebagai sarana drainasi bagi DAS- nya sendiri.
2. Sebagai sumber air untuk irigasi.
3. Sebagai sumber baku untuk air bersih.

Seiring dengan pertumbuhan penduduk yang sangat pesat, terjadi perubahan peruntukkan lahan yang menyebabkan ketidakseimbangan ekosistem dan permasalahan-permasalahan kompleks yang menyangkut kondisi disekitar DAS Tolabit. Secara umum permasalahan yang terjadi di sungai Tolabit adalah sebagai berikut :

1. Kondisi hidrologi di dalam Das Tolabit mengalami kemunduran, dengan akibat Debit sungai musim kemarau semakin kecil dan pada musim hujan semakin besar.
2. Banjir pada beberapa luas Sungai Tolabit dan anak sungainya yang hampir terjadi setiap tahun pada saat musim hujan.

Masalah banjir di DAS Sungai Tolabit sangat dirasakan oleh masyarakat khususnya masyarakat petani transmigran dan penduduk lokal yang berada di segmen hulu, tengah dan hilir, di lokasi daerah perkampungan. Banjir di lokasi studi terjadi seiring dengan meningkatnya intensitas hujan. Hal ini terjadi karena aliran air terjebak oleh ketidakmampuan kapasitas alur sungai di bagian hilirnya untuk mengalirkan air ke muara. Kondisi semacam ini akan terjadi lebih parah lagi apabila terjadi hujan yang terus menerus.

Memperhatikan uraian permasalahan diatas serta untuk mencegah kerugian yang ditimbulkan akibat banjir pada Sungai Tolabit, maka diperlukan suatu kajian mengenai upaya pengendalian banjir pada Sungai Tolabit dalam usaha mengatasi kerusakan yang ditimbulkan oleh banjir dan memperhatikan fungsi sungai.

1.2. Identifikasi Masalah

Salah satu permasalahan yang terjadi pada DAS Tolabit adalah banjir. Berdasarkan informasi masyarakat maupun laporan dari beberapa instansi pemerintah, menyebutkan bahwa terjadi banjir hampir setiap tahun yang mengakibatkan sebagian besar rumah penduduk tergenang sedalam $\pm 0,75 - 1$ m dan lahan pertanian maupun perkebunan lebih dalam lagi, lama genangan sampai ± 5 jam dengan luas genangan mencapai ± 1000 ha.

Dugaan penyebab banjir daerah DAS Tolabit adalah :

1. Kondisi alur sungai yang cenderung berkelok-kelok (*meander*) yang menyebabkan perlambatan aliran sungai pada saat terjadi banjir.
2. Kapasitas sungai yang tidak mencukupi untuk debit kala ulang tertentu pada beberapa ruas Sungai Tolabit.
3. Terhalangnya aliran air dari anak sungai yang akan masuk ke Sungai Tolabit. Dimana pada saat bersamaan debit yang melewati sungai utama juga besar sehingga terjadi aliran balik. Hal tersebut diakibatkan karena muka air Sungai utama lebih tinggi disertai dengan arus sungai yang lebih deras, sehingga air dari anak sungai tidak dapat mengalir dengan cepat.
4. Penyempitan penampang sungai terutama pada hilir Bendung Tolabit menyebabkan berkurangnya kapasitas tampungan sungai, maka terjadi pengembangan air banjir di titik-titik yang mempunyai tebing sungai rendah, sehingga air akan meluap pada kejadian awal kenaikan debit, sehingga dapat menyebabkan debit di daerah hulu menjadi besar.

Daerah Sungai Tolabit pernah direklamasi dengan cara pelebaran penampang sungai dan pelurusan aliran sungai dengan tujuan untuk memperbesar kapasitas aliran sungai dan mempercepat aliran sungai sehingga air yang tidak digunakan oleh pertanian di sekitar sungai dapat langsung mengalir ke muara sungai. Hal tersebut ternyata menambah masalah baru, kondisi dasar aliran sungai yang stabil sebelum reklamasi sungai menjadi tidak stabil setelah kondisi sungai sudah di reklamasi, di beberapa ruas aliran sungai mengalami erosi pada tebing sungai dan pengendapan di sisi lainnya. Pada

ruas sungai yang mengalami erosi dan mulai mengancam keberadaan tanah masyarakat di sekitar aliran sungai, ruas sungai yang tererosi tersebut oleh masyarakat ditanami pohon-pohon bambu. Penanaman pohon bambu yang seharusnya di tanam pada bibir penampang sungai oleh masyarakat ditanam di dalam penampang basah Sungai Tolabit sehingga penampang basah kedua sungai tersebut mengalami penyempitan di ruas tertentu, hal tersebut secara tidak langsung menghambat laju aliran air dan menyebabkan banjir di beberapa DAS Tolabit.

1.3. Batasan Masalah

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

Studi ini dilakukan pada lokasi Sungai Tolabit Kecamatan Kao, Kabupaten Dati II Halmahera Utara :

1. Daerah kajian adalah Sungai Tolabit bagian hulu yaitu patok 203 sampai 133 dengan panjang 3,54 Km.
2. Data peta topografi dari BAKORSURTANAL dengan skala 1 : 25.000 diketahui Luas DAS Tolabit secara keseluruhan adalah 109,150 Km² dan Luas daerah Hulu adalah 78,90 Km².
3. Data pengukuran diperoleh dari hasil data sekunder.
4. Data curah hujan yang mewakili hanya satu stasiun hujan yaitu Stasiun Ternate selama 16 tahun dari tahun 1990 sampai tahun 2005.
5. Analisa hidrologi dilakukan untuk mendapatkan besarnya debit banjir rancangan dengan menggunakan Hidrograf Santuan Sintetis Nakayasu .
6. Analisa profil aliran dengan menggunakan program HEC-RASS Version 3.1.3 dengan menggunakan aliran *steady flow*, dimana dalam aliran ini tidak memperhitungkan adanya gempa.
7. Dalam kaitannya dengan penentuan Q rencana digunakan Q_{25th}. sebagaimana digunakan pada perencanaan bangunan-bangunan sungai di Indonesia.
8. Teknologi yang digunakan untuk perbaikan Sungai Tolabit hanya difokuskan untuk perbaikan kelancaran aliran sungai yaitu dengan perbaikan penampang sungai dan pembuatan tanggul. Dalam perhitungan stabilitas lereng pada tanggul

menggunakan bantuan program Geoslope Student Version dimana program tersebut hanya bisa digunakan untuk 3 jenis tanah saja.

9. Tidak membahas mengenai tinjauan terhadap sedimen, analisa sosial ekonomi dan analisa dampak lingkungan (AMDAL).

1.4. Rumusan Masalah

Dari batasan masalah yang ada, maka dapat dirumuskan pokok permasalahan yang akan dibahas :

1. Apakah kapasitas tampungan Sungai Tolabit penyebab banjir di hulu DAS?
2. Bagaimanakah upaya pengendalian banjir di Sungai Tolabit pada daerah hulu?
3. Bagaimanakah kapasitas tampungan Sungai Tolabit setelah adanya upaya penanggulangan banjir?

1.5. Tujuan dan Manfaat

Tujuan dari studi ini adalah menentukan upaya pemecahan permasalahan banjir yang dihadapi sehubungan dengan genangan banjir yang terjadi, terutama di Kecamatan Kao, Kabupaten Dati II Halmahera Utara sehingga sedapat mungkin mengurangi akibat yang ditimbulkan oleh banjir yang selalu terjadi setiap tahunnya,

Manfaat yang diharapkan dari kajian ini adalah :

1. Hasil Kajian ini diharapkan dapat mengurangi bahaya banjir yang diakibatkan oleh meluapnya Sungai Tolabit yang berada di Kecamatan Kao, Kabupaten Dati II Halmahera Utara, sehingga daerah permukiman padat penduduk dapat terlindungi.
2. Hasil kajian ini diharapkan dapat bermanfaat sebagai bahan pertimbangan dalam perencanaan suatu sistem pengendalian banjir.
3. Menambah pengetahuan tentang aplikasi program HEC-RAS Version 3.1.3. dan Geoslope Student Version.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi merupakan *interpretasi* dari pengamatan dan pengolahan data hujan di wilayah DAS dan alur pengaliran limpasan air hujan tersebut yang mempengaruhi wilayah aliran sungai

2.1.1. Analisa Curah Hujan Rerata Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah atau daerah yang dinyatakan dalam satuan milimeter (Sosrodarsono, 1976:27).

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

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

Karena data curah hujan yang mewakili hanya dari satu stasiun hujan (*point rainfall*), maka untuk analisa harus dijadikan hujan rerata daerah (*area rainfall*) dengan mengalikan faktor pengali DAS yaitu *Ajust Rainfall Factor* (ARF) sebagai berikut :

Tabel 2.1. Harga ARF untuk Luas DAS

DAS (Km ²)	10	30	100	200	300	400	500	600
ARF	1	0,98	0,935	0,89	0,858	0,832	0,819	0,789

(Sumber: Soewarno, 1995:243)

Prosedur untuk mendapatkan curah hujan rerata daerah pada Sungai Tolabit sebagai berikut:

1. Tentukan salah satu stasiun penakar hujan saat terjadi curah hujan harian maksimum
2. Interpolasi Luas DAS dengan ARF maka akan diperoleh harga ARF

2.1.2. Analisa Curah Hujan Rancangan

2.1.2.1. Pemeriksaan Data Diluar Ambang Batas (Outlier)

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

$$X_H = \bar{x} + K_n \cdot S \quad (2-1)$$

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

dengan :

X_H = nilai ambang atas

X_L = nilai ambang bawah

\bar{x} = nilai rata-rata

S = simpangan baku dari logaritma terhadap sampel data

K_n = besaran yang tergantung pada jumlah sampel data (tabel 2.2.)

n = jumlah sampel data

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

Tabel 2.2. Harga K_n untuk Pemeriksaan *Outlier*

Jumlah Data (n)	K_n						
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.7	80	2.94
15	2.247	29	2.549	43	2.71	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	2.76	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.65	55	2.804		

Sumber : Chow, 1988:404

2.1.2.2. Curah Hujan Rancangan Metode *Log Pearson Type III*

Curah hujan rancangan adalah hujan terbesar tahunan yang mungkin terjadi di suatu daerah dengan peluang tertentu. Adapun beberapa metode yang digunakan untuk menghitung besarnya curah hujan rancangan antara lain Normal, Gumbel dan Log Person Tipe III.

Pemilihan distribusi diambil berdasarkan penyimpangan yang terkecil (Soewarno,1995 :106). Sehingga perhitungan curah hujan rancangan dalam kajian ini menggunakan metode Log Person. Pada studi ini perhitungan hujan rancangan menggunakan Metode Log Person Type III, dengan persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995 : 143) :

$$\log X = \overline{\log X} + k \cdot \overline{S \log X} \quad (2-3)$$

dengan : $\log X$ = nilai logaritma curah hujan rencana

$\overline{\log X}$ = nilai rata-rata logaritma dari curah hujan maksimum tahunan

$\overline{S \log X}$ = nilai deviasi standar dari $\log X$

K = karakteristik dari distribusi Log Person Tipe III

Prosedur untuk menghitung hujan rancangan maksimum dengan metode Prosedur untuk menentukan kurva distribusi Log Pearson Type III, adalah :

a. Mengubah data debit banjir tahunan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\log X_1, \log X_2, \log X_3, \dots, \log X_n$.

b. Menghitung nilai rata-rata dengan rumus :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum \log X}{n} \quad (2-4)$$

dengan :

n = jumlah data.

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

$$\overline{S \log X} = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{(n-1)}} \quad (2-5)$$

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

$$CS = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S \log X})^3} \quad (2-6)$$

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

$$\log X = \overline{\log X} + k \overline{S \log X} \quad (2-7)$$

- f. Tentukan anti log dari log X, untuk mendapatkan nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai CS nya. Nilai CS dapat dilihat pada **Tabel 2.3 dan 2.4.**

Tabel 2.3. Nilai Cs Negatif distribusi Log Pearson Type III

Cs	PERIODE KALA ULANG										
	1,01	1,052	1,111	1,25	2	5	10	25	50	100	200
	PROBABILITAS KEMUNGKINAAN TERJADINYA (%)										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0,5
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.836	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.851	1.147	1.407	1.519	1.660	1.719
-1.0	3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.2	-3.149	-1.190	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.995
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

Sumber : CD.Soemarto, 1986:153

Tabel 2.4. Nilai Cs Positif distribusi Log Pearson Type III

Cs	PERIODE KALA ULANG										
	1,01	1,052	1,111	1,25	2	5	10	25	50	100	200
	PROBABILITAS KEMUNGKINAAN TERJADINYA (%)										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0,5
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.4	-1.318	-1.163	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-2.175	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-2.252	-0.162	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Sumber : CD.Soemarto, 1986:153

2.1.3. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

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

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

2.1.3.1 Uji Chi Square

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

Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$(X^2)_{hit} = \frac{\sum_{i=1}^K (EF - OF)^2}{EF} \quad (2.8)$$

$$EF = n/K \quad (2.9)$$

Jumlah kelas distribusi dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$K = 1 + 3,22 \log n \quad (2.10)$$

Dimana: OF = nilai yang diamati (*observed frequency*)

EF = nilai yang diharapkan (*expected frequency*)

K = jumlah kelas distribusi

n = banyaknya data

Syarat agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima adalah harga $X^2 < X^2 Cr$. Harga $X^2 Cr$ dapat diperoleh dengan menentukan taraf signifikansi α dengan derajat kebebasannya (*level significant*).

Tabel 2.5. Harga untuk *Chi-Kuadrat Test*

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

Sumber : Soewarno, 1995 : 223

2.1.3.2. Uji Smirnov Kolmogorof

Uji Smirnov Kolmogorov digunakan untuk menguji kesesuaian distribusi secara horisontal dari probabilitas. Pengujian ini dilakukan dengan membandingkan

probabilitas tiap data antara sebaran empiris dengan sebaran teoritis. Rumus yang digunakan adalah (Soewarno, 1995 : 199) :

$$D = \text{maksimum } |P(X_m) - P'(X_m)| \quad (2-11)$$

dengan :

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

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

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

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

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov Test*), lihat **Tabel 2.6.** bisa tentukan harga D_o.

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

Tabel 2.6. Nilai kritis D_o untuk uji Smirnov-Kolmogorov

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

Sumber : Soewarno, 1995 : 199

2.2. Analisa Debit Banjir Rancangan

2.2.1. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variable yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut (Sosrodarsono,1977:38).

Besar kecilnya nilai C tergantung pada permeabilitas dan kemampuan tanah dalam menampung air. Nilai C yang besar menunjukkan bahwa lebih banyak air hujan yang menjadi limpasan.

Tabel 2.7. Tabel Koefisien Pengaliran pada DAS Tolabit

Kondisi DAS	Angka Pengaliran
Pegunungan curam	0,75 – 0,90
Pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 – 0,75
Dataran pertanian	0,45 – 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 – 0,80
Sungai di pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai di dataran	0,45 – 0,75
Sungai yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0,50 – 0,75

Sumber : Sosrodarsono,1977:38

2.2.2 Intensitas Hujan

2.2.2.1. Analisa Curah Hujan Jam-jaman

Penentuan besarnya sebaran hujan jam-jaman dapat secara langsung diamati dilapangan melalui alat, akan tetapi jika tidak tersedia data pengamatan sebaran hujan maka penentuan besar sebaran hujan jam-jaman dapat menggunakan rumus empiris Mononobe sebagai berikut (Sosrodarsono,1993:145)

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \left[\frac{t}{T} \right]^{2/3} \quad (2-12)$$

2.2.2.2. Rasio Hujan Jam-jaman

Perhitungan distribusi hujan pada setiap jam kejadian hujan terhadap curah hujan efektif 1 hari (R24) digunakan persamaan sebagai berikut :

$$R_T = t.R_t - (t-1).R_{t-1} \quad (2-13)$$

dengan :

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

2.2.2.3. Curah Hujan Netto Jam-jaman

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

Dengan asumsi bahwa proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung mengikuti proses linier dan tidak berubah olah waktu, maka besarnya curah hujan netto R_n dapat dinyatakan sebagai berikut (Subarkah, 1980: 71) :

$$R_n = C.R \quad (2-14)$$

dengan :

- R_n = hujan netto (mm/hari)
- C = koefisien pengaliran
- R = curah hujan harian maksimum rancangan (mm/hari)

2.2.3. Debit Banjir Rancangan

Debit banjir rancangan adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu. Untuk menaksir banjir rancangan yang terjadi maka digunakan metode hidrograf satuan sintetis, yang mana hidrograf merupakan gambaran integral dari karakteristik fisiografis dan klimatis yang mengendalikan hubungan antara curah hujan dan pengaliran dari suatu daerah pengaliran tertentu (Subarkah, 1980: 78) .

2.2.3.1. Debit Banjir Rancangan Dihitung Berdasarkan Data Curah Hujan

Untuk menaksir banjir rancangan digunakan hidrograf-hidrograf sintetis yang telah dikembangkan di negara-negara lain, dimana parameter-parameternya disesuaikan

terlebih dahulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau. Adapun parameter dan karakteristik daerah pengaliran meliputi (Soemarto,CD,1987:164) :

- Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*).
- Lebar dasar sungai
- Luas daerah pengaliran
- Panjang alur sungai terpanjang
- Koefisien Pengaliran

Pada kajian ini debit banjir di hitung dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintesis Nakayasu. Nakayasu menurunkan rumus hidrograf santuan sintetik berdasarkan hasil pengamatan dan penelitian pada beberapa sungai. Besarnya nilai debit puncak hidrograf satuan dihitung dengan rumus (Soemarto,1987:166) :

$$Q_p = \frac{(CA).R_o}{3,6\left(0.3T_p + T_{0,3}\right)} \quad (2-15)$$

dengan :

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

R_o = Hujan satuan (mm)

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

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai debit menjadi 30% dari debit puncak hidrograf satuan (jam)

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

Nakayasu membagi bentuk hidrograf satuan dalam dua bagian, yaitu lengkung naik dan lengkung turun. Pada bagian lengkung naik, besarnya nilai hidrograf sataun dihitung dengan persamaan (Soemarto, 1987:168) :

$$Q_a = Q_p \cdot \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4} \quad (2-16)$$

Dan dinyatakan dalam m^3/dt .

Pada bagian lengkung turun yang terdiri dari tiga bagian, hitungan limpasan permukaannya adalah :

1. untuk $Q_d > 0,30 \cdot Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,30^{\frac{t - T_p}{T_{0,3}}} \quad (2-17)$$

2. untuk $0,3 Q_p > q_d > 0,3^2 \cdot Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,30^{\frac{t - T_p + 0,50 \cdot T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}}} \quad (2-18)$$

3. untuk $0,3^2 \cdot Q_p > Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,30^{\frac{t - T_p + 1,50 \cdot T_{0,3}}{2,00 \cdot T_{0,3}}}$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,30 \quad (2-19)$$

Dengan : Q_d = limpasan setelah mencapai debit puncak (m^3/dt)

t = satuan waktu (jam)

Menurut Nakayasu, waktu naik hidrograf bergantung dari waktu konsentrasi dan dihitung dengan persamaan :

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \quad (\text{jam}) \quad (2-20)$$

t_g adalah time lag yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). Waktu konsentrasi dipengaruhi oleh panjang sungai utama (L) :

- Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km, maka waktu konsentasinya :

$$t_g = 0,4 + 0,058 L \quad (2-21)$$

- Sungai dengan panjang alur $L < 15$ km , maka waktu konsentasinya:

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \quad (2-22)$$

Waktu yang menyebabkan terjadinya limpasan permukaan dihitung sebagai berikut :

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \quad (2-23)$$

Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai debit menjadi 30 % dari debit puncak hidrograf satuan dihitung :

$$T_{0,3} = \alpha t_g \quad (2-24)$$

Dengan :

α = koefisien yang bergantung pada karakteristik DAS, dengan kriteria.

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

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

$\alpha = 3 \rightarrow$ Pada bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian turunnya lambat

Berdasarkan prinsip hidrograf satuan atau unit hidrograf merupakan fungsi peralihan yang merubah satuan hujan efektif (R_o) menjadi hidrograf $Q(t)$, sehingga dalam hal ini volume hidrograf ($\int Q \times \Delta t$) harus sama dengan volume hujan dalam luasan DAS ($R_o \times A$). Untuk itu perlu adanya kontrol hidrograf satuan dengan rumus sebagai berikut :

$$R_o = \frac{\text{Volume hidrograf} \times 1000}{A \times 10^6} = \frac{(\Delta UH \times \Delta t \times 60 \times 60) \times 1000}{A \times 10^6} \quad (2-25)$$

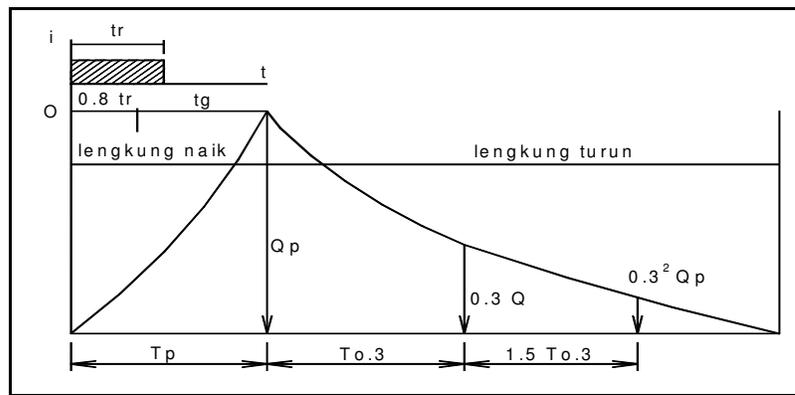
Dengan :

R_o = unit hujan efektif / hujan satuan (mm)

UH = ordinat hidrograf satuan satuan / unit hydrograph ($m^3/dt/mm$)

Δt = interval waktu yang digunakan (jam)

A = luas DAS (Km^2)



Gambar 2.1. Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu

Sumber : Soemarto, CD, 1987 : 168

2.3. Analisa Profil Aliran

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

Sebagai alat bantu untuk menganalisa profil muka air digunakan program HEC-RAS versi 3.1.3 untuk kondisi aliran *steady* (tanpa pengaruh bangunan) dan *unsteady* (dengan pengaruh bangunan). Paket model HEC RAS adalah salah satu model yang dikeluarkan oleh U.S. Army Corps of Engineers River Analysis System (HEC-RAS) yang di susun oleh Hydrologic Engineering Center. Software ini memiliki kemampuan penggunaan : perhitungan jenis aliran *steady flow* dan *unsteady flow* satu

dimensi, dan sedimen transport yang akan ditambahkan pada versi berikutnya (*new version*).

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

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

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

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

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

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

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

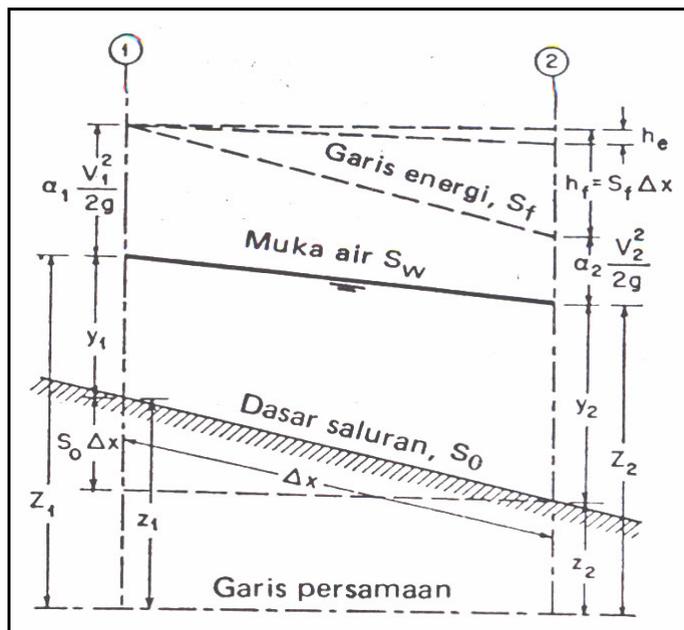
2.3.1. Persamaan Energi

Persamaan energi digunakan sebagai dasar perhitungan untuk aliran steady dalam saluran terbuka, diberikan oleh persamaan berikut ini (Chow,1997:239) :

$$y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = y_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + h_f + h_e \quad (2-26)$$

dengan :

- g = percepatan gravitasi (m^3/dt)
- h_f = kehilangan tinggi akibat gesekan (m)
- h_e = kehilangan tinggi akibat perubahan penampang (m)
- V = kecepatan rerata (m/dt)
- α = koefisien energi
- S_o = kemiringan dasar
- S_f = Kemiringan gesek
- z = ketinggian air dari datum (m)
- y = kedalaman air (m)



Gambar 2.2. Energi dalam saluran terbuka

Sumber : Chow, 1997 : 239

2.3.2. Kehilangan Tinggi Energi

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

$$h_f = L \overline{S_f} \quad (2-27)$$

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (2-28)$$

$$\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (2-29)$$

dengan :

- h_f = kehilangan energi akibat gesekan (m)
- L = jarak antar sub bagian (m)
- S_f = kemiringan garis energi (*friction slope*)
- K = pengangkutan aliran tiap sub bagian
- Q = debit air (m³/dt)

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

$$h_c = C \left| \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \right| \quad (2-30)$$

dengan :

- C = koefisien akibat kehilangan tinggi kontraksi dan ekspansi

Program ini mengasumsikan bahwa kontraksi dan ekspansi (kehilangan energi akibat pelebaran sungai) terjadi jika kecepatan di hilir lebih tinggi jika dibandingkan dengan kondisi di hulu. Angka koefisien kontraksi dan ekspansi yang digunakan pada studi ini adalah angka koefisien untuk aliran subkritis dengan kondisi berubah berangsur-angsur (*gradual transition*) yaitu sebesar 0,1 dan 0,3.

Tabel 2.8. Koefisien Kontraksi dan Ekspansi untuk aliran Subkritis

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

2.3.3. Pengangkutan Aliran

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

Pengangkutan aliran K_j dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$K_j = \frac{1,49}{n_j} \cdot A_j \cdot R_j^{2/3} \quad (\text{dalam satuan Inggris}) \quad (2-31)$$

$$K_j = \frac{1}{n_j} \cdot A_j \cdot R_j^{2/3} \quad (\text{dalam satuan Metrik}) \quad (2-32)$$

Dengan : K_j : pengangkutan tiap bagian

n : koefisien kekasaran manning tiap bagian

A_j : daerah aliran tiap bagian

R_j : jari-jari hidrolis tiap bagian

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

$$K_t = \sum_{j=i}^n K_j \quad (2-33)$$

dengan :

n = jumlah sub bagian pada suatu penampang melintang sungai

2.3.4. Koefisien Kekasaran

Suatu sungai memiliki nilai kekasaran yang sangat bervariasi dan tergantung pada beberapa faktor sehingga perlu adanya tinjauan terhadap faktor-faktor yang memiliki pengaruh besar terhadap nilai koefisien kekasaran. Adapun faktor-faktor yang mempengaruhi koefisien kekasaran Manning antara lain (Chow, 1997:91) :

1. Kekasaran permukaan

Kekasaran permukaan ditandai dengan ukuran dan bentuk butiran bahan yang membentuk luas penampang basah saluran dan menimbulkan efek hambatan

terhadap aliran. Hal ini dianggap sebagai faktor utama yang mempengaruhi kekasaran, yaitu secara umum bila butiran halus mengakibatkan nilai n yang relatif rendah dibandingkan dengan butiran kasar.

2. Tetumbuhan

Tetumbuhan dapat digolongkan ke dalam jenis kekasaran permukaan, tetapi hal ini juga memperkecil kapasitas saluran dan menghambat aliran. Dan itu semua mempengaruhi besarnya nilai n . Efeknya ditimbulkan dari tinggi, kerapatan, distribusi dan jenis tumbuhan.

3. Ketidakteraturan saluran

Mencakup pula ketidakteraturan keliling basah dan variasi penampang, ukuran serta bentuk di sepanjang saluran. Pada saluran alam, hal ini ditandai dengan adanya alur-alur pasir, gundukan dan cekungan, lobang-lobang dan tonjolan pada dasar saluran.

4. Pengendapan dan penggerusan

Pengendapan dapat mengubah saluran yang tidak beraturan menjadi lebih beraturan dan mengubah nilai n menjadi lebih kecil, sedangkan penggerusan dapat membuat sebaliknya.

5. Hambatan

Adanya balok sekat, pilar jembatan dan sejenisnya cenderung memperbesar nilai n . Besarnya kenaikan ini tergantung pada sifat alamiah hambatan, ukuran, bentuk, banyaknya dan penyebarannya.

6. Taraf air dan debit

Nilai n pada saluran umumnya berkurang bila taraf air dan debitnya bertambah. Bila debit rendah ketidakteraturan dasar saluran akan menonjol dan efeknya kelihatan. Begitu pula bila dinding saluran kasar maka pada debit air tinggi akan memperbesar nilai n .

7. Endapan melayang dan endapan dasar

Bahan-bahan yang melayang dan endapan dasar, baik yang bergerak maupun tidak bergerak akan menyerap energi dan menyebabkan kehilangan tinggi energi atau memperbesar kekasaran saluran.

Dari beberapa faktor utama yang mempengaruhi koefisien kekasaran, Cowan mengembangkan suatu cara untuk memperkirakan nilai n . Dengan cara ini, nilai n dapat dihitung dengan rumus (Chow, 1997:96) :

$$n = m (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (2-34)$$

dengan :

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

n_1 = nilai untuk koreksi efek ketidakteraturan permukaan

n_2 = nilai untuk variasi bentuk dan ukuran penampang saluran

n_3 = nilai untuk hambatan

n_4 = nilai untuk kondisi tetumbuhan dan aliran

m = faktor koreksi untuk belokan-belokan saluran

Nilai koefisien kekasaran Manning (n) tergantung dari berbagai macam faktor, seperti tertera pada Tabel 2.9. berikut ini :

Tabel 2.9. Nilai Koefisien Kekasaran Manning

Keadaan Saluran		Nilai-nilai	
Bahan pembentuk	Tanah	n_b	0.02
	Batu pecah		0.025
	Kerikil Halus		0.024
	Kerikil Kasar		0.028
Derajat ketidakteraturan	Sangat kecil	n_1	0
	Sedikit		0.005
	Sedang		0.01
	Besar		0.02
Variasi penampang melintang saluran	Bertahap	n_2	0
	Kadang berganti		0.005
	Sering berganti		0.010-0.015
Efek relatif dari hambatan	Dapat diabaikan	n_3	0
	Kecil		0.010-0.015
	Cukup		0.020-0.030
	Besar		0.040-0.050
Tetumbuhan	Rendah	n_4	0.005-0.010
	Sedang		0.010-0.025
	Tinggi		0.025-0.050
	Sangat tinggi		0.050-0.100
Derajat kelokan	Kecil	m	1
	Cukup		1.15
	Besar		1.3

Sumber : Chow, 1997:98

2.3.5. Data Aliran Tetap (*Steady Flow*)

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

a. Kondisi Batas (*Boundary Condition*)

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

1. Elevasi muka air yang diketahui

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

2. Kedalaman kritis

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

3. Kedalaman normal

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

4. Rating kurva

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

b. Informasi Debit Puncak

Informasi debit ini digunakan untuk menghitung profil muka air. Data debit yang dimasukkan mulai dari daerah hulu sampai daerah hilir untuk setiap jangkauan. Nilai debit yang dimasukkan pada bagian hulu diasumsi akan konstan untuk penampang berikutnya kecuali nilai debit berubah untuk penampang tertentu.

2.4. Sistem Pengendalian Banjir

2.4.1. Umum

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

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

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

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

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

2.4.2. Perbaikan Alur Sungai

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

a. Debit banjir rencana

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

$$Q_P = 1,1.Q_0 \quad (2-36)$$

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

b. Bentuk penampang sungai

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

c. Lebar rencana sungai

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

d. Kemiringan memanjang

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

Pada umumnya meander sungai akan mempunyai kemiringan dasar yang sangat landai. Dasar sungai pada sisi luar belokan umumnya akan lebih dalam karena adanya kecepatan yang lebih besar pada sisi luar belokan tersebut. Besarnya kecepatan arus melintang ini bekisar antara 10-15% dari kecepatan pada arah utama aliran, dengan ciri

bahwa di dekat permukaan arus melintang bergerak ke arah belokan luar dan di dekat dasar arus tersebut bergerak ke arah belokan dalam. Dengan demikian akan mudah dipahami bahwa pada sungai yang bermeander, gerusan akan terjadi pada sisi luar belokan dan pengendapan akan terjadi pada sisi dalam belokan. (Legono, Djoko, 1988:35)



Gambar 2.3. Kondisi alur sungai pada belokan

Sumber : Suprijanto, Heri : Diktat Kuliah

2.4.3. Tanggul

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

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

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

dalam waktu yang lama. Apabila di beberapa tempat terjadi kerusakan tanggul, perbaikan sangat mudah dan cepat menggunakan tanah yang tersedia di sekitar lokasi kerusakan.

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

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

2.4.3.1. Trase tempat kedudukan tanggul

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

1. Lokasi trase tanggul

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

2. Arah trase tanggul

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

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

3. Jarak antar trase tanggul sungai

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

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

$$Q = CBH^{\frac{3}{2}} I^{\frac{1}{2}} \quad (2-37)$$

Dimana : Q = Debit (m³/dt)

C = Koefisien Chezy

B = Lebar sungai

H = Kedalaman rata-rata

I = Kemiringan permukaan air sungai

Sungai yang sangat lebar dan dalam alirannya memperlihatkan adanya turbulensi, maka lebarnya sering dibatasi atau dikurangi dengan pembuatan tanggul sirip pada bantarnya. Lebar sungai dapat ditambah lagi untuk menghindari terjadinya pukulan air atau menghindari belokan yang tajam.

2.4.3.2. Bentuk penampang lintang tanggul

a. Tinggi jagaan

Tinggi tanggul akan ditentukan berdasarkan tinggi muka air rencana pada kala ulang 25 tahun dengan penambahan jagaan yang diperlukan. *Jagaan* adalah tinggi tambahan dari tinggi muka air rencana dimana air tidak diijinkan melimpah. Tabel di bawah ini memperlihatkan standar hubungan antara besarnya debit banjir rencana dengan tinggi jagaan yang disarankan.

Tabel 2.10. Hubungan antara Debit Banjir Rencana dengan Tinggi Jagaan

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

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, 1985:87

b. Lebar mercu tanggul

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

Tabel 2.11. Lebar Standar Mercu Tanggul

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

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, 1985:88

c. Kemiringan lereng tanggul

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

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

d. Bahan tanah urugan tanggul

Bahan utama untuk pembangunan tanggul adalah tanah dan karakteristik bahan tanah tersebut merupakan faktor penting dalam penentuan bentuk penampang lintang

tanggul. Pada hakikatnya tanah yang baik untuk tanggul adalah bahan tanah yang mempunyai sifat-sifat antara lain kekedapannya tinggi, nilai kohesinya tinggi, dalam keadaan jenuh air sudut geser dalamnya cukup tinggi, pekat dan angka porinya rendah. Memperhatikan hal-hal tersebut diatas.

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

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

2.4.4. Stabilitas Tanggul

2.4.4.1. Daya Dukung Tanah

Tanah selalu mempunyai peranan penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi. Bahan tanah urugan untuk tanggul dapat memanfaatkan tanah-tanah sekitar bantaran sungai-sungai yang akan dibangun tanggul, yang pada umumnya berupa lempung kelanauan dengan plastisitas tinggi. Beberapa parameter tanah yang dibutuhkan untuk menghitung daya dukung dan kestabilan lereng antara lain berat isi tanah, kohesi, dan sudut geser dalam.

Untuk menghitung daya dukung tanah digunakan rumus Terzaghi :

$$q_{ur} = c.Nc + \gamma.Df.Nq + 1/2\gamma.B.N\gamma \quad (2-38)$$

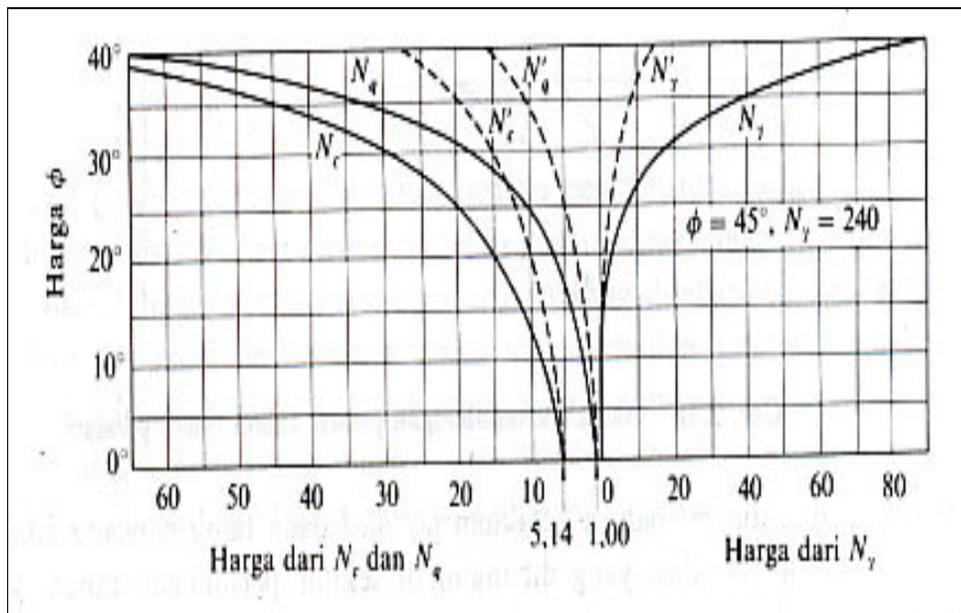
dengan :

- γ = berat isi
- c = kohesi tanah
- $Nc, Nq, N\gamma$ = fungsi yang tergantung dari sudut geser dalam dari tanah tersebut

Rumus diatas digunakan untuk pasir padat kerakal, dan lempung keras. Untuk dimana keadaan tanah pondasi adalah pasir lepas atau lempung kelanauan, maka sebagai pengganti Nc , Nq , dan $N\gamma$ pada persamaan (2-38) digunakan Nc' , Nq' , dan $N\gamma'$, karena nilai c dan ϕ pada keadaan ini adalah lebih kecil dari yang tersebut di atas. (Sosrodarsono, 2000:32).

Adapun batasan dalam teori daya dukung batas Terzaghi sebagai berikut (Munawir, As'ad : Diktat Kuliah) :

1. Tanah homogen, isotropik, tegangan geser digambarkan oleh persamaan Coulomb.
2. Mekanisme keruntuhan adalah *general shear failure*.
3. Fondasi Strip, $L \infty$ tak terhingga, terzaghi menambahkan faktor koreksi (faktor bentuk untuk fondasi lingkaran dan persegi).
4. Fondasi tertanam atau terletak pada kedalaman yang dangkal. ($D \leq B$).
5. Keruntuhan geser pada bidang runtuh di atas dasar fondasi diabaikan.
6. Permukaan dasar fondasi adalah horizontal.
7. Permukaan tanah adalah horizontal.
8. Resultan beban adalah vertikal dan sentris tidak ada (momen, gaya horizontal dan eksentrisitas).
9. Dasar fondasi adalah kasar.
10. Daerah elastis mempunyai sudut batas yang lurus dengan bidang horizontal.
11. Pada tekanan tanah pasif terdiri dari 3 komponen yang dapat dihitung secara terpisah dan ditambahkan, meskipun permukaan kritis untuk komponen ini tidak sama.



Gambar 2.4. Koefisien kapasitas daya dukung

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, 2005:32

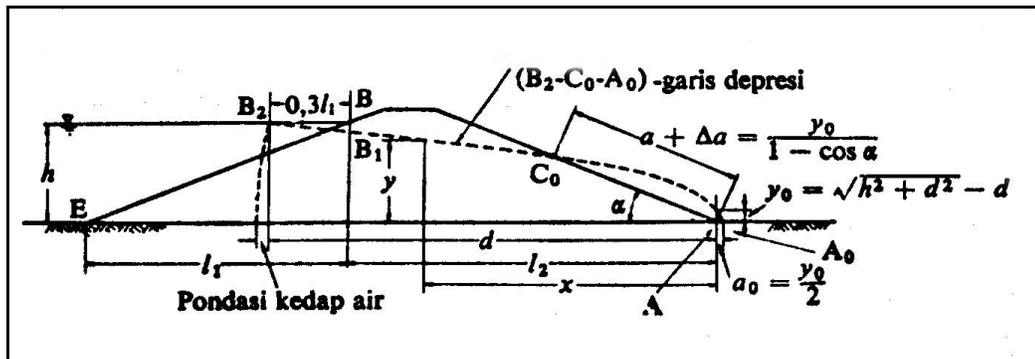
Tabel 2.12. Koefisien daya dukung dari Terzaghi

ϕ_o	Nc	Nq	Ny	Nc'	Nq'	Ny'
0	5.71	1.00	0.00	3.81	1.00	0.00
5	7.32	1.64	0.00	4.48	1.39	0.00
10	9.64	2.70	1.20	5.34	1.94	0.00
15	12.80	4.44	2.40	6.46	2.73	1.20
20	17.70	7.43	4.60	7.90	3.88	2.00
25	25.10	12.70	9.20	9.86	5.60	3.30
30	37.20	22.50	20.00	12.70	8.32	5.40
35	57.80	41.40	44.00	16.80	12.80	9.60
40	95.60	81.20	114.00	23.20	20.50	19.10
45	172.00	173.00	320.00	34.10	35.10	27.00

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, 2005:32

2.4.4.2. Formasi Garis Depresi

Bila terdapat aliran rembesan di dalam tubuh tanggul, maka untuk menganalisa aliran rembesan diperlukan suatu formasi garis depresi dengan menggunakan metode Casagrande. (Sosrodarsono, 1981 :156)



Gambar 2.5. Garis depresi pada bendungan homogen (sesuai dengan garis parabola)

Sumber : Sosrodarsono, 2002:156

Pada gambar tumit hilir lereng dianggap sebagai titik permulaan koordinat dengan sumbu-sumbu x dan y, maka garis depresi diperoleh dengan persamaan parabola bentuk dasar sebagai berikut :

$$L_1 = m \cdot h \quad (2-39)$$

$$L_2 = l_{total} - L_1 \quad (2-40)$$

$$d = 0,3 L_1 + L_2 \quad (2-41)$$

$$a + \Delta a = \frac{Y_o}{1 - \cos \alpha} \quad (2-42)$$

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 y_0} \quad (2-43)$$

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad (2-44)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2-45)$$

dengan :

- m = kemiringan lereng
 - h = jarak vertikal antara titik A dan B
 - d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A
 - l₁ = jarak horisontal antara titik B dan E
 - l₂ = jarak horisontal antara titik B dan A
 - A = ujung tumit hilir bendungan
 - B = titik perpotongan antara muka air waduk dan lereng udik bendungan
 - A₁ = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis
 - B₂ = vertikal melalui titik B
- titik yang terletak sejauh 0,3 l, horisontal ke arah udik dari titik B

2.4.4.3. Stabilitas Lereng Tanggul dengan Program Geoslope Versi Study

Ada beberapa metode yang dapat digunakan untuk pengujian stabilitas lereng, antara lain metode irisan Bishop. Dalam studi ini analisa stabilitas lereng dilakukan dengan metode irisan bidang luncur menurut metode Bishop dengan menggunakan program Geoslope Versi Study. Dalam metode ini menunjukkan kebanyakan peristiwa longsoran tanah terjadi dengan bentuk bidang longsor yang berupa lengkungan. Kesalahan analisis stabilitas lereng tidak banyak disebabkan oleh bentuk anggapan bidang longsor, akantetapi oleh kesalahan dalam penentuan sifat-sifat tanah dan penentuan lokasi longsor kritis (Bowles, 1984).

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

terhadap kekuatan geser (τ_m) yang harus dikerahkan untuk mempertahankan syarat batas keseimbangan, yaitu

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (2-46)$$

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

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

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

$$\sum Tr = \sum Wr \sin \alpha \quad (2-47)$$

$$\therefore F = \frac{\sum \tau_f l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2-48)$$

Penyelesaian Penyederhanaan menurut Bishop

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

$$x_1 - x_2 = 0 \quad (2-49)$$

untuk keseimbangan gaya geser pada dasar setiap irisan adalah

$$T = \frac{1}{f} (c'l + N' \tan \phi') \quad (2-50)$$

dengan menyelesaikan kembali gaya-gaya dalam arah vertikal :

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{F} \sin \alpha + \frac{N'}{F} \tan \phi' \sin \alpha \quad (2-51)$$

$$\therefore N' = \left(W - \frac{c'l}{F} \sin \alpha - ul \cos \alpha \right) / \left(\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F} \right) \quad (2-52)$$

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

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\{c'b + (W - ub) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right] \quad (2-53)$$

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

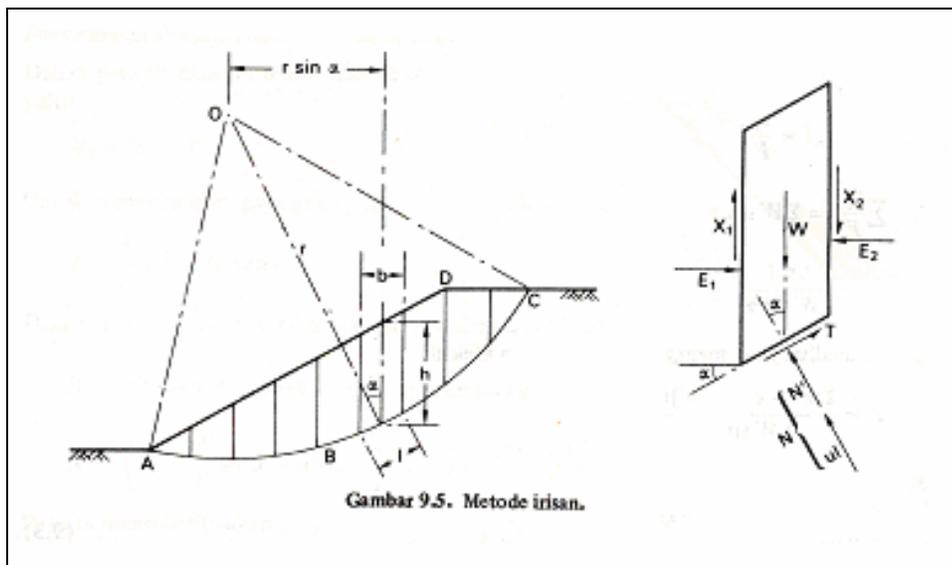
$$r_u = \frac{u}{\gamma h} = \frac{u}{W/b} \quad (2-54)$$

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\{c'b + W(1 - r_u) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right] \quad (2-55)$$

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

$$F_s = \frac{\text{gayapenahan}}{\text{gayayangmenggelincirkn}} = \frac{\sum (c.l + W_i \cos \alpha_i \cdot \tan \theta)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (2-56)$$

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



Gambar 2.6. Stabilitas lereng tanggul dengan metode Irisan

BAB III METODOLOGI KAJIAN

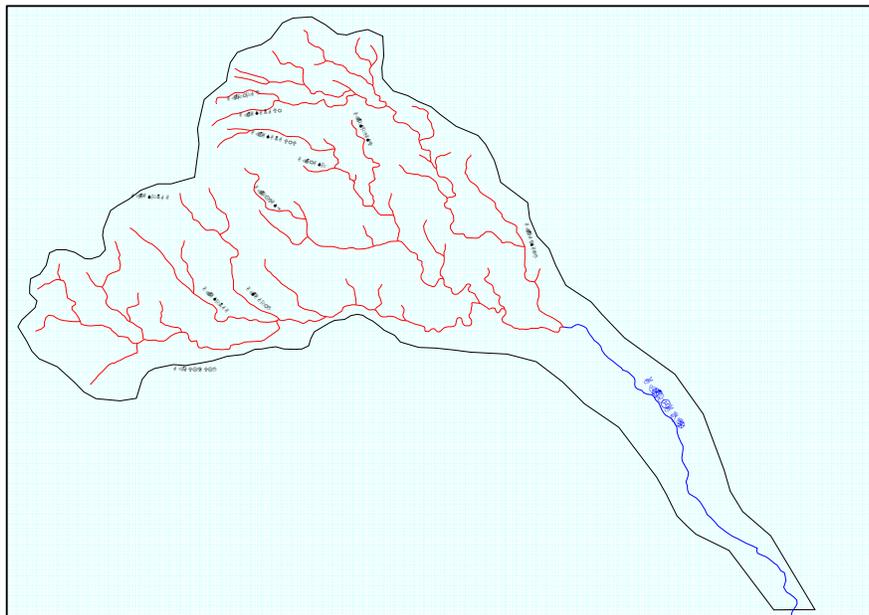
3.1. Letak Administratif DAS Sungai Tolabit

DAS Tolabit secara administratif ini terletak di Desa Tolabit, daerah transmigrasi SP II (Desa Tolabit dan Desa Mekerti) dan daerah SP V (Desa Tolewang 1) Kecamatan Kao, Kabupaten Dati II Halmahera Utara.

Luas keseluruhan dari wilayah sungai Tolabit ini adalah 109,150 km² dan secara geografis terletak pada 1° 46' 30" s/d 1° 65' 30" Lintang Utara serta 127° 51' s/d 128° 69' Bujur Timur. Adapun batas-batas administratif dari wilayah Sungai Tolabit ini meliputi daerah-daerah sebagai berikut :

- a. Sebelah Utara : Gunung Kaelupa
- b. Sebelah Timur : Ake Taluais atau Leleseng
- c. Sebelah Selatan : Ake Oli dan Ake Pagu
- d. Sebelah Barat : Gunung Tasonga, Gunung Tahafo, dan Gunung Guliguli

Untuk lebih jelasnya, gambar Daerah Aliran Sungai Tolabit dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut :



Gambar 3.1. Daerah aliran sungai (DAS) Sungai Tolabit

Sumber : PT. Arsi Wastuadi

3.2. Karakteristik DAS Sungai Tolabit

Karakteristik DAS Tolabit dapat dijelaskan sebagai berikut :

1. Berdasarkan Peta Data topografi dari BAKORSURTANAL dengan skala 1 : 25.000 diketahui panjang sungai utama 12 Km, pada studi ini lingkup upaya pengendalian banjir dititikberatkan pada wilayah Sungai Tolabit daerah hulu sepanjang $\pm 3,54$ Km, luas hulu 78,90 Km².
2. Stasiun curah hujan yang ada di propinsi Maluku Utara adalah stasiun Ternate yang mempunyai data cukup lengkap dan panjang sampai 15 tahun terakhir. Adapun stasiun yang lain yaitu stasiun babullah namun data yang ada tidak lengkap, sehingga hal ini sangat menyulitkan jika dibuat untuk analisa perhitungan. Untuk itu analisa hidrologi selanjutnya hanya menggunakan stasiun Ternate saja.
3. Kondisi morfologi Sungai Tolabit
 - a. Bagian hulu yang Sebagian besar alur sungai berkelok, mempunyai kemiringan dasar sungai (slope) pada bagian hulu adalah curam dengan kecepatan aliran yang tinggi. Lebar penampang sungai rata-rata antara 25 - 60 m dengan ketinggian tebing sungai 4 - 10 m.
 - b. Bagian tengah Sebagian besar alur sungai berkelok dengan ketinggian tebing antara 2 - 8 m. Kemiringan dasar sungai agak landai dengan kecepatan aliran sedang, lebar penampang sungai rata-rata 30 – 60 m.
 - c. Bagian hilir merupakan sungai buatan dengan lebar penampang berkisar antara 15 – 20 m. Kemiringan dasar sungai pada hilir adalah sangat landai, dengan kedalaman tebing rata-rata 2 – 4 m.
4. Topografi

DAS Tolabit bagian hulu tergolong bergelombang dengan ketinggian kontur antara +250 m sampai +800 m, bagian tengah bersifat datar sedikit bergelombang dengan ketinggian antara +100 m sampai +250 m, sedangkan bagian hilir kondisi topografinya sangat datar dan merupakan dataran rendah dengan ketinggian antara + 50 m sampai + 200 m.
5. Tata Guna Lahan

Tata Guna Lahan di Daerah Aliran Sungai (DAS) yang sebagian besar lahan bagian hulu masih berupa hutan, dan ladang (kebun kelapa). Pada bagian tengah dari DAS ini sudah dimanfaatkan untuk Pemukiman Transmigrasi yaitu SP II (Desa Tolabit dan Desa Mekarti) dan SP V (desa Tolewang). Lahan transamigrasi umumnya dijadikan persawahan. Jumlah penduduk transmigran sekarang yang berada di SP II dan SP V

berkisar ± 329 KK atau sekitar 1365 jiwa. Pada bagian hilir terdapat kebun kelapa dan ladang milik penduduk serta hutan nipah.

6. Kondisi Geologi

Untuk bagian hulu Sungai Tolabit tersusun atas berupa batu pasir tufaan dan konglomerat berkomponen andesit dan basal, berwarna coklat muda.

Secara garis besar Jenis batuan dasar sungai bagian tengah berupa kerikil, pasir, di beberapa tempat sedikit kerikil, serta lumpur yang berasal dari erosi tebing bagian hulu yang kemudian terangkut dan diendapkan sebagai *bed load* (sedimen dasar). Jenis batuan tebing pada umumnya berupa lempung berpasir yang sangat erosif .sehingga alternatif normalisasi untuk ruas sungai ini akan membutuhkan biaya sangat mahal .

Untuk bagian hilir sungai umumnya berupa pasir campur lumpur dan sisa tumbuhan, sedang pada bagian tebingnya sebagian besar lempung campur pasir, bewarna agak coklat kekuning-kuningan.

3.3. Rancangan Pemecahan Masalah

Dalam studi ini, perencanaan pengendalian banjir dititikberatkan pada bagian sungai yang rawan terjadi banjir, yaitu $\pm 3,54$ Km dari hulu Sungai Tolabit, dari patok 203 sampai dengan patok 133. Perencanaan pengendalian banjir dalam studi ini pada awalnya menentukan daerah-daerah yang rawan banjir serta tinggi limpasannya, kemudian memberikan rencana bangunan pengamanan banjir yang memungkinkan pada daerah tersebut.

Berdasarkan kejadian banjir yang terjadi hampir setiap tahun, sehingga membutuhkan penanganan yang cepat. Besarnya banjir historis yang menggenangi rumah penduduk sedalam 0,75 – 1 m. Maka pengendalian banjir pada DAS Tolabit direncanakan adalah perencanaan normalisasi sungai dan perencanaan tanggul, bertujuan mengatasi kapasitas tampungan sungai pada beban debit banjir tahunan yang setara dengan Q_{2th} . Dimensi bangunan pengamanan banjir seperti tanggul direncanakan berdasarkan studi literatur.

Tabel 3.1. Alternatif pengendalian banjir

No	Fungsi	Alternatif (sesuai literatur)	Syarat	Kondisi Studi	Alternatif yang dipilih
1	<ul style="list-style-type: none"> - Mengurangi Luapan aliran pada alur sungai - Membatasi aliran banjir agar tidak memasuki daerah permukiman 	Tanggul	Terdapat bahan material penyusun tanggul pada lokasi studi sehingga memudahkan pengerjaan dan meminimalkan biaya, serta lahan yang cukup sebagai tempat tanggul yang direncanakan, hal tersebut karena dimensi tanggul biasanya cukup besar Dalam studi ini, perencanaan pengendalian banjir dititikberatkan pada bagian sungai yang rawan terjadi banjir, yaitu ± 3,45 Km didaerah hulu Sungai Tolabit.	Pada Lokasi studi yang terdapat bahan material penyusunan tanggul, serta terdapat lahan yang cukup sebagai tempat untuk tanggul yang akan direncanakan.	Normalisasi sungai dan perencanaan tanggul
		Parafet	Perencanaan parafet dilakukan jika lahan sekitar lokasi tidak besar , sehingga perencanaan tanggul tidak mungkin.	Pada Lokasi studi terdapat lahan yang cukup besar.	
2	<ul style="list-style-type: none"> - Meningkatkan Kapasitas tampungan sungai - Menurunkan elevasi muka air banjir 	Normalisasi	Dilakukan pada kondisi studi yang ruasnya mengalami penyempitan atau pengendapan akibat sedimentasi yang terbawa dari hulu.	Beberapa ruas pada alur sungai dilokasi studi mengalami penyempitan/pengendapan, tetapi Normalisasi (pelebaran sungai, memperbesar slope) mengakibatkan alur sungai tidak stabil, karena alur sungai yang telah dinormalisasi sedikit demi sedikit akan kembali kebentuk alur alamiahnya	
		Sudetan	Lokasi disekitar alur yang bermeander tempatnya direncanakannya sudetan harus jauh dari permukiman atau industry, karena akan menyebabkan biaya pembebasan tanah mahal akan akan berdampak besarnya biaya pengendali banjir	Pada alur sungai yang bermeander terdapat permukiman yang padat, hal tersebut terkait dengan tempat studi yang dekat permukiman	
		Saluran Pengelak	Dibuat untuk memperpendek alur sungai sampai kelaut dan menghindarkan lewat permukiman	Daerah permukiman yang terlalu padat tidak dimungkinkan untuk dibuat saluran pengelak pada daerah padat penduduk	
3	Mengurangi Puncak Banjir	Waduk (Retarding Basin)	Dibangun pada daerah tinggi (pegunungan)	Lokasi studi dititik beratkan sepanjang ±3,45km dari daerah hulu	

Adapun metode-metode yang digunakan dalam analisa perhitungan adalah sebagai berikut :

Tabel 3.2. Metode Evaluasi Parameter

No	Parameter	Komponen analisa	Metode	Daya Pendukung
1.	Banjir Rancangan	a. Curah Hujan <ul style="list-style-type: none"> • C.H. Rerata Daerah Maks • C.H.Rancangan • Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi b. Debit Banjir <ul style="list-style-type: none"> • Koefisien Limpasan • Intensitas Hujan • Hidrograf Aliran 	<ul style="list-style-type: none"> • Metode ARF (<i>Ajust Rainfall Factor</i>) • Log Pearson Type III • Chi Square • Smirnov Kolmogorof • Berdasarkan Tabel • Mononobe • H.S.S. Nakayasu 	Data Curah Hujan 1 stasiun selama 16 tahun
2.	Hidraulika Aliran	Profil Aliran Sungai Tolabit	Program HEC – RASS 3.1.3	<ul style="list-style-type: none"> • Debit banjir kala ulang tertentu • Data penampang sungai
3.	Perencanaan Tanggul	Tanggul rencana	Program Geosloope	<ul style="list-style-type: none"> • Hasil analisa profil aliran • Data tanah (kohesi, sudut geser dalam, gamma)

3.4. Data Pendukung Kajian

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

1. Peta Daerah Aliran Sungai Tolabit dan peta lokasi pengukuran

Peta Daerah Aliran Sungai Tolabit dan peta lokasi pengukuran yang digunakan dalam kajian ini diperoleh Proyek Pengukuran dan Detail Desain Sungai Tolabit Kecamatan Kao Kabupaten Halmahera Utara.

2. Data Curah Hujan

Data curah hujan yang digunakan adalah data curah hujan yang diperoleh dari Proyek PT. Arsi Wastuadi yaitu mulai tahun 1990 sampai 2005. Stasiun hujan yang digunakan dalam kajian ini adalah Stasiun Hujan Ternate.

3. Data pengukuran penampang sungai

Data penampang memanjang dan penampang melintang sungai sepanjang 12 Km mulai BM 0 (muara sungai) sampai dengan BM 8 diperoleh dari PT. Arsi Wastuadi.

3.5. Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi

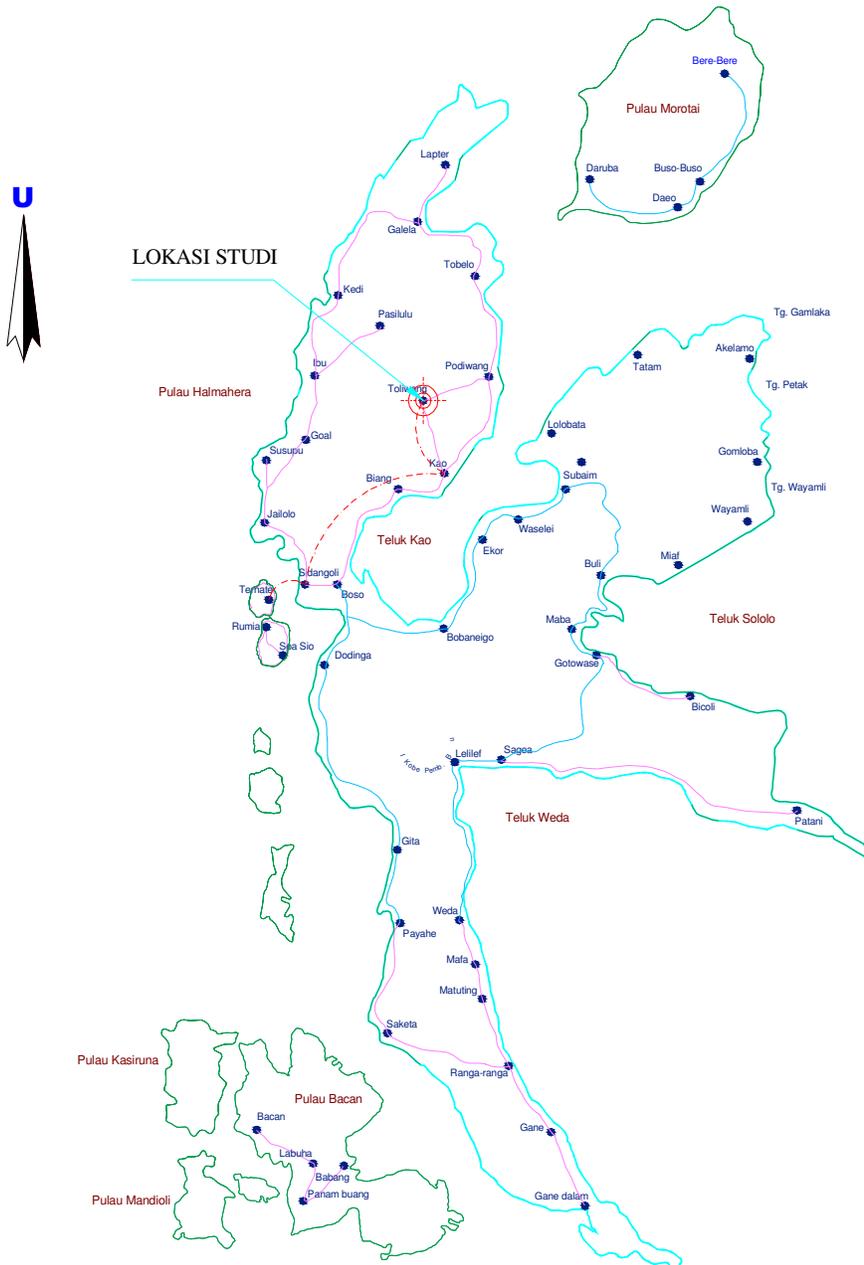
Adapun Langkah-langkah dalam penyusunan kajian ini secara garis besar adalah :

1. Perhitungan curah hujan rerata daerah maksimum dengan metode ARF.
2. Melakukan uji Outlier data untuk mengetahui data yang menyimpang cukup jauh dari trend kelompoknya.
3. Menghitung curah hujan rancangan dengan menggunakan distribusi Log Pearson Type III.
4. Untuk mengetahui kebenaran hipotesa distribusi frekuensi yang digunakan maka dilakukan uji kesesuaian distribusi frekuensi dengan metode Chi-Square dan Smirnov Kolmogorov.
3. Menghitung hujan efektif jam-jaman dengan rumus Mononobe.
5. Menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu.
6. Menganalisa profil aliran sungai dengan bantuan program HEC-RAS Version 3.1.3. Dari program ini dapat diketahui kapasitas tampungan sungai serta titik-titik kritis dimana terjadi luapan sehingga mengakibatkan banjir.

7. Merencanakan bangunan pengendali banjir, seperti tanggul dan perbaikan alur sungai.
8. Menganalisa profil aliran sungai dengan bantuan program HEC-RAS Version 3.1.3 setelah dilakukan upaya penanganan.
9. Menghitung stabilitas tanggul, serta perhitungan stabilitas lereng menggunakan bantuan program Geoslope Student Version.
10. Memberikan kesimpulan dari hasil perhitungan dan analisa.

PETA LOKASI

DETAIL DESAIN DAN SID SUNGAI TOLABIT



Gambar 3.2. Peta Lokasi Sungai Tolabit

Sumber : PT. Arsi Wastuadi



Alur sungai di sekitar SP V terjadi percabangan sungai, yang mengganggu aliran air.



Terjadi endapan pada meander sungai berupa pasir dalam jumlah banyak.



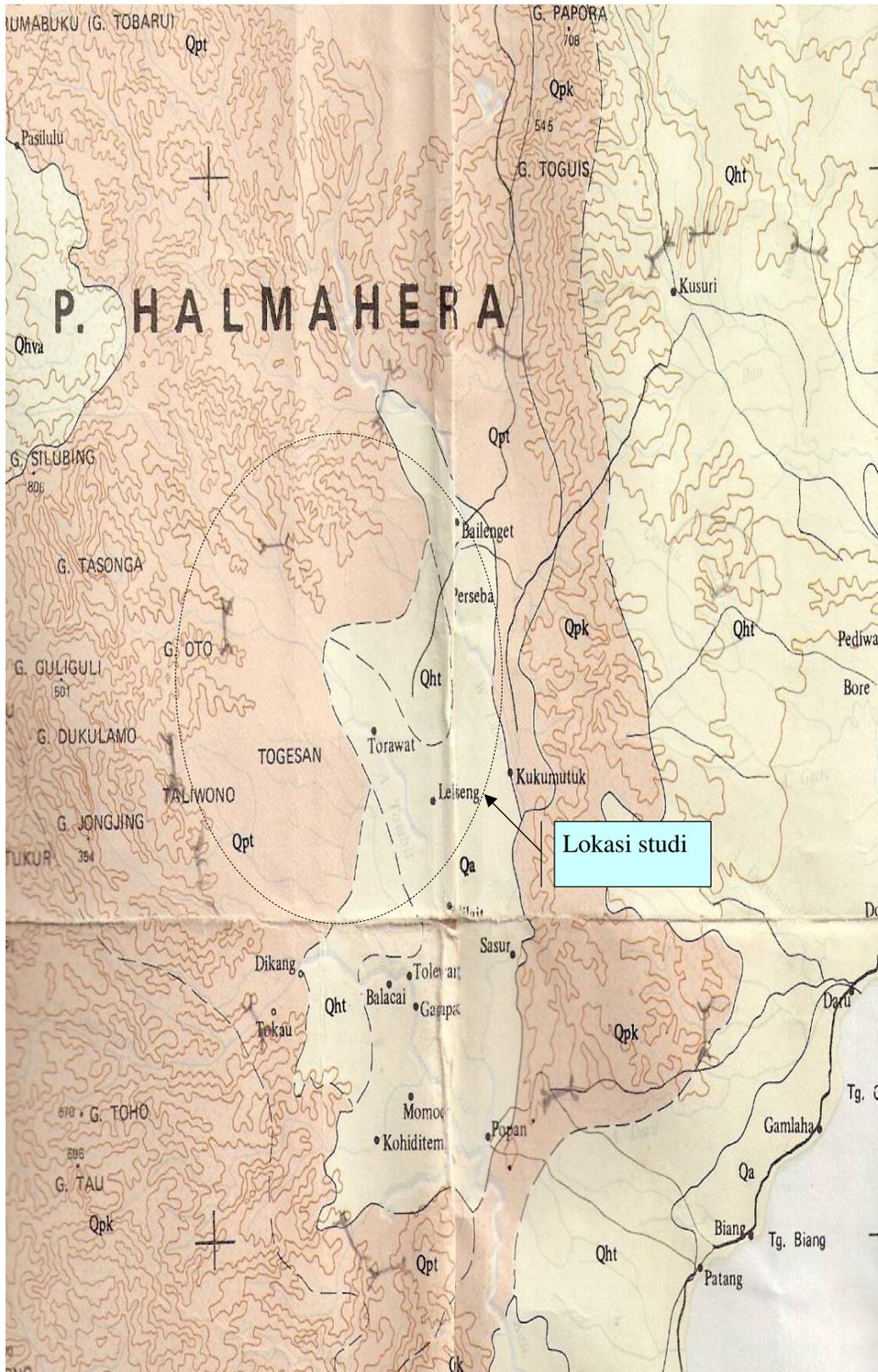
Kondisi alur sungai di hilir bendung, tampak ada penyempitan alur dan penggerusan tebing sungai.



Kondisi alur sungai di hulu bendung, tampak penggerusan tebing sungai yang mengancam kebun kelapa penduduk.

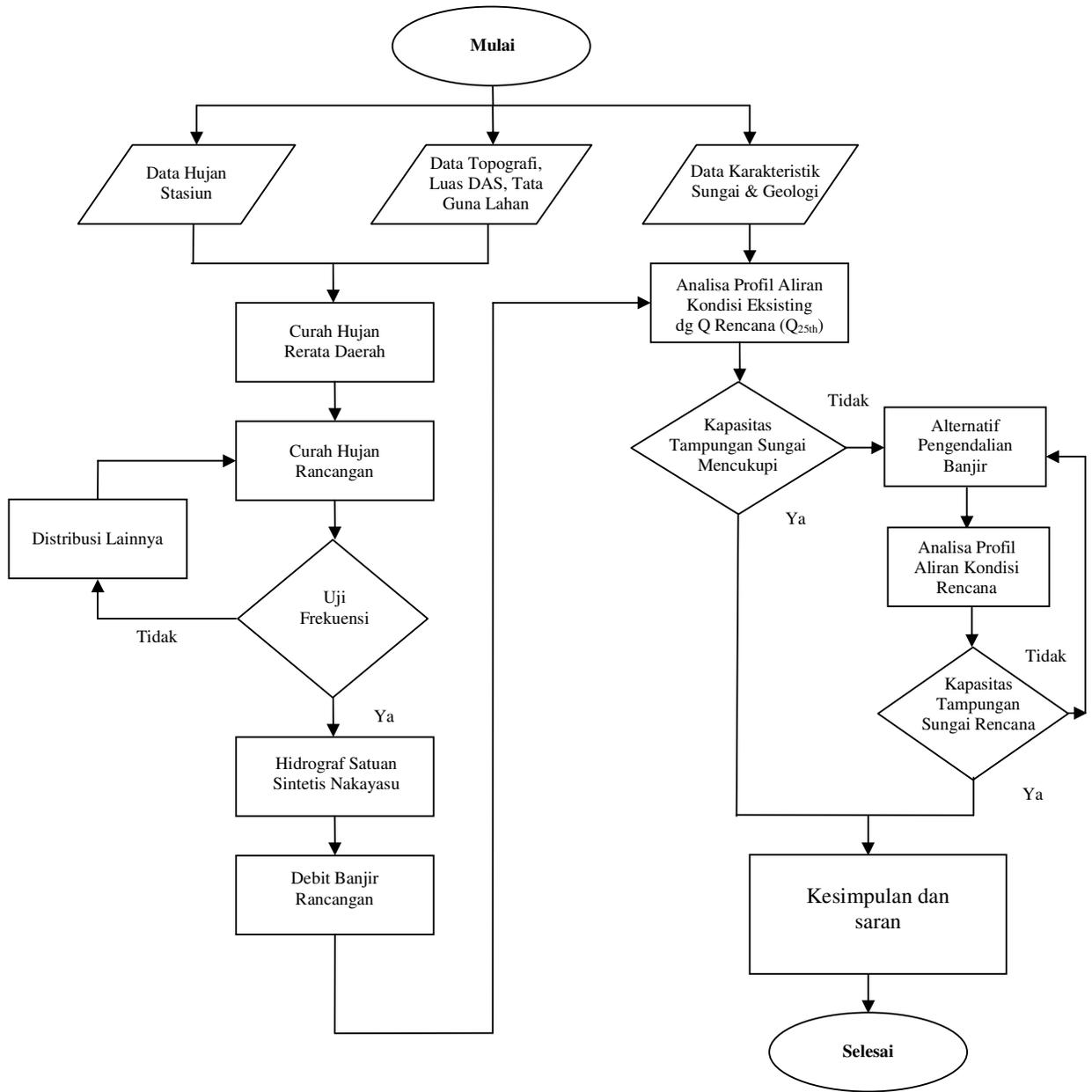
Gambar 3.3. Kondisi sungai Tolabit yang merupakan lokasi rawan bencana

Sumber : PT. Arsi Wastuadi



Gambar 3.4. Kondisi Geologi lokasi studi

Sumber : PT. Arsi Wastuadi



Gambar 3.5. Diagram alir penyelesaian skripsi

BAB IV PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA

4.1 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi dalam studi ini dilakukan untuk mendapatkan debit banjir rancangan yang terjadi di Sungai Tolabit Hasil perhitungan debit banjir rancangan tersebut nantinya akan digunakan sebagai input data perhitungan profil aliran dalam program HECRAS dengan kala ulang 1,01, 2, 5, 10, 25, dan 100 tahun. Untuk mendukung perhitungan debit banjir rancangan tersebut maka dilakukan analisa curah hujan terlebih dahulu.

4.1.1 Analisa Curah Hujan Rerata Daerah

Melihat kondisi Sungai Tolabit hanya menggunakan 1 stasiun hujan dimana luas daerah kajian sebesar 78,90 km², untuk analisa curah hujan harian maksimum (*point rainfall*) yang mewakili daerah Sungai Tolabit, maka data dari stasiun hujan tersebut harus dijadikan hujan rerata daerah (*area rainfall*), yaitu dengan mengalikan data dari stasiun hujan tersebut dengan faktor pengali DAS/*Ajust Rainfall Factor* (ARF) berikut :

Tabel 4.1. Faktor Pengali DAS/*Ajust Rainfall Factor* (ARF)

DAS (Km ²)	10	30	100	200	300	400	500	600
ARF	1	0.980	0.935	0.89	0.858	0.832	0.819	0.789

(Sumber: Soewarno,1995:243)

Prosedur untuk mendapatkan curah hujan rerata daerah pada Sungai Tolabit sebagai berikut:

3. Tentukan salah satu stasiun penakar hujan saat terjadi curah hujan harian maksimum
4. Dengan Luas DAS Tolabit adalah 109,15 km², dari interpolasi Luas DAS dengan ARF didapat harga ARF sebesar 0,931
5. Jadi besar hujan rerata daerah Sungai Tolabit adalah hujan *point rainfall* dikalikan dengan 0,931. Hasil perhitungan curah hujan rerata daerah selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2. Perhitungan curah hujan rerata daerah pada DAS Tolabit

Tahun	Hujan Harian Maksimum Point Rainfall	Area Rainfall
2005	154	143
2004	71	66
2003	87	81
2002	102	95
2001	148	138
2000	120	112
1999	93	87
1998	112	104
1997	86	80
1996	86	80
1995	103	96
1994	131	122
1993	81	75
1992	94	88
1991	118	110
1990	128	119

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.2. Perhitungan Curah Hujan Rancangan

4.1.2.1. Pemeriksaan Data Diluar Ambang Batas (Outlier)

Data di luar ambang batas (*outlier*) adalah data yang menyimpang cukup jauh dari trend kelompoknya. Keberadaan *outlier* biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi suatu sampel data, sehingga *outlier* perlu dibuang.

Dari hasil perhitungan uji Outlier untuk batas atas (X_H) sebesar 162.2144 sedangkan batas bawah (X_L) sebesar 58.4698, maka diperoleh data semua curah hujan rerata daerah tidak ada yang berada di luar batas atas dan bawah, sehingga semua data dapat digunakan untuk perhitungan curah hujan rancangan. Hasil perhitungan *outlier* selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.3.

Tabel 4.3. Uji Outlier Data Hujan Stasiun Ternate

No	Tahun	X	log X	Log X - Log Xr	(Log X - Log Xr) ²	(Log X - Log Xr) ³
1	2004	66	1.8202	-0.1684	0.028344	-0.004772
2	1993	75	1.8774	-0.1111	0.012350	-0.001372
3	1997	80	1.9034	-0.0851	0.007245	-0.000617
4	1996	80	1.9034	-0.0851	0.007245	-0.000617
5	2003	81	1.9084	-0.0801	0.006415	-0.000514
6	1999	87	1.9374	-0.0511	0.002615	-0.000134
7	1992	88	1.9420	-0.0465	0.002161	-0.000100
8	2002	95	1.9775	-0.0110	0.000121	-0.000001
9	1995	96	1.9817	-0.0068	0.000046	0.000000
10	1998	104	2.0181	0.0296	0.000876	0.000026
11	1991	110	2.0408	0.0523	0.002732	0.000143
12	2000	112	2.0481	0.0596	0.003548	0.000211
13	1990	119	2.0761	0.0876	0.007673	0.000672
14	1994	122	2.0862	0.0977	0.009537	0.000931
15	2001	138	2.1392	0.1506	0.022694	0.003419
16	2005	143	2.1564	0.1679	0.028192	0.004734
Σ		1596	31.816		0.141794	0.002008
Log Xr	=	1.9885		Batas Atas		
SD	=	0.0972		XH	=	162.2144
Cs	=	0.0116				
n	=	16		Batas Bawah		
Kn	=	2.279 (tabel)		XL	=	58.4698

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\begin{aligned}
 \text{Batas atas } (X_H) &= \bar{x} + K_n \cdot SD \\
 &= 1,9885 + (2,279 \cdot 0,0972) \\
 &= 162,2144
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Batas bawah } (X_L) &= \bar{x} - K_n \cdot SD \\
 &= 1,9885 - (2,279 \cdot 0,0972) \\
 &= 58,4698
 \end{aligned}$$

4.1.2.2. Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson Type III

Untuk perhitungan curah hujan rancangan dipakai metode Log Pearson Type III, dengan alasan bahwa metode ini dapat dipakai untuk semua macam sebaran satu atau tidak ada ketentuan mengenai besarnya harga parameter statistik, yaitu Cs dan Ck.

Contoh perhitungan curah hujan rancangan dengan metode Log Pearson Type III untuk kala ulang 2 tahun adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Data} &= 16 \\ \text{Koef.Skewness (Cs)} &= 0.0116 \\ \text{Log X} &= \text{Log } X_{rt} + k \cdot S \\ \text{Log } X_{rt} &= 1,9885 \\ \text{Sd} &= 0.0972 \end{aligned}$$

Sehingga hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun didapatkan :

$$\begin{aligned} \text{Tr} &= 2 \\ \text{Pr} &= (100/\text{Tr}) = 50 \\ k &= -0,0029 \text{ (dari interpolasi nilai Pr dan Cs dan dari tabel Log Person Type III diperoleh nilai k)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Log X} &= \text{Log } X_{rt} + k \cdot S \\ &= 1,9885 + (-0,0029 \cdot 0,1004) = 1,9882 \end{aligned}$$

$$X_{2th} = 97,327 \text{ mm}$$

Curah hujan rancangan dengan kala ulang 2 tahun adalah antilog dari Log x, sehingga didapatkan nilai sebesar 97,327 mm.

Perhitungan curah hujan rancangan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.4.

Tabel 4.4. Distribusi Log Person Type III

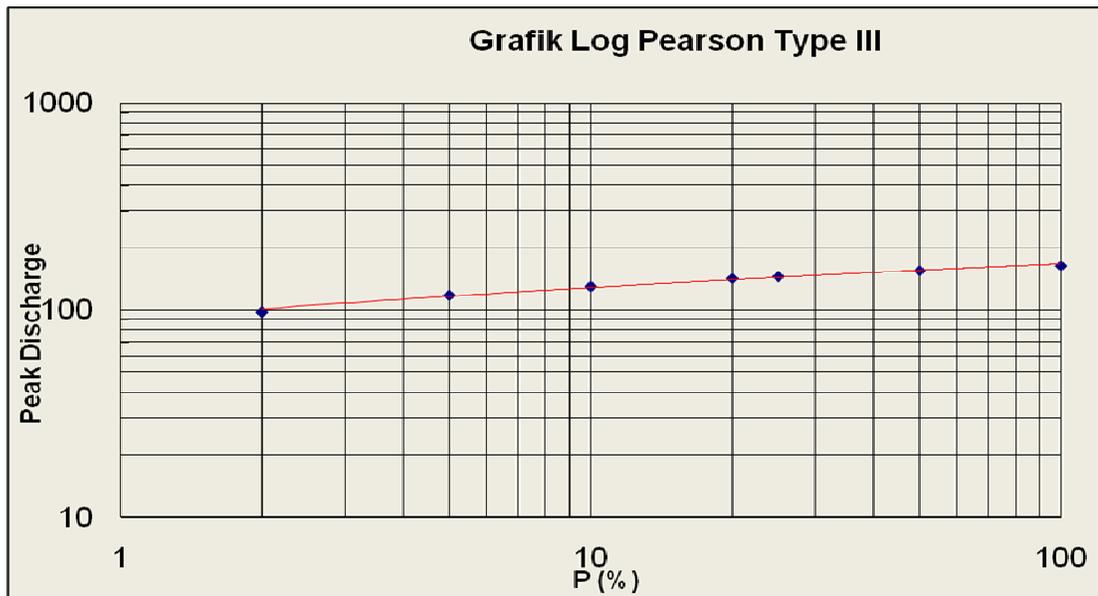
No	TAHUN	X	P	log X	Log X - Log Xr	(Log X - Log Xr) ²	(Log X - Log Xr) ³
1	2004	66	5.8824	1.8202	-0.1684	0.028344	-0.004772
2	1993	75	11.7647	1.8774	-0.1111	0.012350	-0.001372
3	1997	80	17.6471	1.9034	-0.0851	0.007245	-0.000617
4	1996	80	23.5294	1.9034	-0.0851	0.007245	-0.000617
5	2003	81	29.4118	1.9084	-0.0801	0.006415	-0.000514
6	1999	87	35.2941	1.9374	-0.0511	0.002615	-0.000134
7	1992	88	41.1765	1.9420	-0.0465	0.002161	-0.000100
8	2002	95	47.0588	1.9775	-0.0110	0.000121	-0.000001
9	1995	96	52.9412	1.9817	-0.0068	0.000046	0.000000
10	1998	104	58.8235	2.0181	0.0296	0.000876	0.000026
11	1991	110	64.7059	2.0408	0.0523	0.002732	0.000143
12	2000	112	70.5882	2.0481	0.0596	0.003548	0.000211
13	1990	119	76.4706	2.0761	0.0876	0.007673	0.000672
14	1994	122	82.3529	2.0862	0.0977	0.009537	0.000931
15	2001	138	88.2353	2.1392	0.1506	0.022694	0.003419
16	2005	143	94.1176	2.1564	0.1679	0.028192	0.004734
Σ		1596	800	31.8162	0.0000	0.141794	0.002008
Log Xr	=	1.9885					
SD	=	0.0972					
Cs	=	0.0116					

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.5. Curah Hujan Rancangan Titik Kontrol untuk berbagai Kala Ulang

Tr	Pr	Cs	S	k	k . S	Log X	C.H. Rancangan X (mm)
1.01	99	0.0116	0.0972	-2.3295	-0.2265	1.7620	57.8124
2	50	0.0116	0.0972	-0.0029	-0.0003	1.9882	97.3270
5	20	0.0116	0.0972	0.8413	0.0818	2.0703	117.5730
10	10	0.0116	0.0972	1.2840	0.1248	2.1134	129.8235
20	5	0.0116	0.0972	1.6772	0.1631	2.1516	141.7678
25	4	0.0116	0.0972	1.7558	0.1707	2.1592	144.2854
50	2	0.0116	0.0972	2.0610	0.2004	2.1889	154.4884
100	1	0.0116	0.0972	2.3363	0.2272	2.2157	164.3098

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.1. Grafik Log Pearson Type III

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.3. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

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

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

4.1.3.1 Uji *Chi Square*

Contoh perhitungan uji distribusi frekuensi :

Mencari batas kelas :

Jumlah data (n) = 16

$$\begin{aligned}
\text{Kala Ulang (Tr)} &= 5 \\
\text{Probabilitas (Pr)} &= (100/\text{Tr}) = (100/5) = 20 \\
\text{Cs} &= 0,0116 \\
\text{k} &= 0,8413 \\
\text{Sd} &= 0,0972 \\
\text{Log X} &= \text{Log } X_r + \text{k} \cdot \text{Sd} \\
\text{Log X} &= 2,0196 + (0,8413 \cdot 0,0972) \\
\text{Log X} &= 2,0703 \\
\text{X} &= 117,573 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Untuk mencari batas kelas pada nilai Pr selanjutnya dilakukan tahapan yang sama.

Misal perhitungan kelas I :

$$\begin{aligned}
\text{Nilai batas kelas} &= 0 - 80,6494 \\
\text{Jumlah kelas} &= 1 + 3,322 \text{ Log } n \\
&= 4,8797 \\
&\approx 5
\end{aligned}$$

$$\text{Derajat bebas (n)} = 2$$

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

Dengan $\alpha = 5\%$ dan derajat bebas (n) = 2, maka didapat nilai X^2 kritis = 5,991

$$\begin{aligned}
\text{Frekuensi yang diharapkan (EF)} &= (\text{jumlah data} / \text{jumlah kelas}) \\
&= 16 / 5 = 3,2
\end{aligned}$$

$$\text{Frekuensi yang terjadi (OF)} = 4$$

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

$$\begin{aligned}
\text{Akhirnya didapatkan : } X^2 \text{ Hitung} &= \sum (\text{EF} - \text{OF})^2 / \text{EF} \\
&= 4,625
\end{aligned}$$

X^2 hitung < X^2 kritis maka persamaan distribusi dapat diterima.

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.6 s/d 4.7

Tabel 4.6. Penentuan Batas Kelas untuk Uji Chi-Square

Pr	k	S	Log X	Anti Log X
20	0.8413	0.0972	2.0703	117.5730
40	0.2785	0.0972	2.0156	103.6553
60	-0.2827	0.0972	1.9610	91.4161
80	-0.8425	0.0972	1.9066	80.6494

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.7. Perhitungan Uji Chi - Square

No	Batas Kelas	Expected Frequency (EF)	Observed Frequency (OF)	EF - OF	(EF - OF) ² /EF
1	0 - 80,6494	3.2	4	-0.8000	0.2000
2	80,6494 - 91,4161	3.2	3	0.2000	0.0125
3	91,4161 - 103,6553	3.2	2	1.2000	0.4500
4	103,6553 - 117,5730	3.2	1	2.2000	1.5125
5	117,5730 - ~	3.2	6	-2.8000	2.4500
	Jumlah	16	16		4.625

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.3.2 Uji *Smirnov Kolmogorof*

Contoh perhitungan uji distribusi frekuensi :

$$X = 66$$

$$\text{Log } X_i = 1,820$$

$$\text{Log } X_r = 1,9885$$

$$S_d = 0,0972$$

$$k = (\text{Log } X_i - \text{Log } X_r) / S_d$$

$$= (1,820 - 1,9885) / 0,0972$$

$$= -1,732$$

$$C_s = 0,116$$

Pr didapatkan dari tabel, hubungan antara C_s , P dan k sehingga didapatkan :

$$Pr = 95,519$$

$$P' (X_m) = 100 - Pr$$

$$= 4,481$$

$$P (X_m) = (m / n+1) \times 100 = (1 / 16+1) \times 100$$

$$= 5,882$$

$$[P (X_m) - P' (X_m)] = [5,882 - 4,481]$$

$$= 1,401$$

Perhitungan dilakukan sampai data terakhir, kemudian didapatkan Δ_{max} yaitu sebesar 0,090 dengan $n = 16$ dan nilai $\alpha = 5\%$ dari tabel didapatkan Δ_{kritis} sebesar 0,33. Karena $\Delta_{max} < \Delta_{kritis}$ maka dapat disimpulkan bahwa data dapat diterima dan distribusi Log Pearson Type III dapat digunakan untuk perhitungan curah hujan rancangan. Perhitungan selengkapnya disajikan pada Tabel 4.8

Tabel 4.8. Perhitungan Uji distribusi Smirnov Kolmogorof

No	Tahun	Curah Hujan (X) (mm)	Log Xi	P (Xm)	Log Xi - Log Xr	k	Pr	P' (Xm)	[P(Xm) - P(Xm)]
1	2004	66	1.820	5.882	-0.168	-1.732	95.519	4.481	1.401
2	1993	75	1.877	11.765	-0.111	-1.143	86.860	13.140	1.376
3	1997	80	1.903	17.647	-0.085	-0.875	80.753	19.247	1.600
4	1996	80	1.903	23.529	-0.085	-0.875	80.753	19.247	4.282
5	2003	81	1.908	29.412	-0.080	-0.824	79.574	20.426	8.986
6	1999	87	1.937	35.294	-0.051	-0.526	68.690	31.310	3.984
7	1992	88	1.942	41.176	-0.046	-0.478	66.983	33.017	8.159
8	2002	95	1.977	47.059	-0.011	-0.113	53.946	46.054	1.005
9	1995	96	1.982	52.941	-0.007	-0.070	52.389	47.611	5.330
10	1998	104	2.018	58.824	0.030	0.304	39.078	60.922	2.098
11	1991	110	2.041	64.706	0.052	0.538	30.794	69.206	4.500
12	2000	112	2.048	70.588	0.060	0.613	28.126	71.874	1.286
13	1990	119	2.076	76.471	0.088	0.901	18.653	81.347	4.876
14	1994	122	2.086	82.353	0.098	1.004	16.316	83.684	1.331
15	2001	138	2.139	88.235	0.151	1.549	6.625	93.375	5.140
16	2005	143	2.156	94.118	0.168	1.727	4.189	95.811	1.693

Sumber : Hasil Perhitungan

$n = 16$

$\alpha = 5\%$

$\Delta \text{ max} = 0,090$

$\Delta \text{ kritis} = 0,33$ (Tabel 2.8)

Karena $\Delta \text{ max} < \Delta \text{ kritis}$, maka distribusi memenuhi.

4.2. Analisa Debit Banjir Rancangan

4.2.1. Koefisien Limpasan

Koefisien pengaliran adalah suatu variable yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut (Sosrodarsono,1977:38).

Tabel 4.9. Koefisien Pengaliran pada DAS Tolabit

Kondisi DAS	Angka Pengaliran
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 – 0,75
Sungai di pegunungan	0,75 – 0,85

Koefisien limpasan permukaan pada kajian ini dilihat dari kondisi Sungai Tolabit yang daerahnya berupa sungai didaerah pegunungan dan bergelombang maka koefisien pengaliran yang diambil adalah 0,75. Tabel koefisien pengaliran dapat dilihat pada Tabel 2.7.

4.2.2. Intensitas Hujan

4.2.2.1. Distribusi Hujan Jam-jaman

Berdasarkan hasil pengamatan data sebaran hujan di Indonesia, hujan terpusat di Indonesia berkisar antara 4 - 7 jam, maka dalam perhitungan ini diasumsikan hujan terpusat maksimum adalah 6 (enam) jam sehari. Karena data pengamatan sebaran hujan jam-jaman di DAS Tolabit tidak tersedia maka sebaran hujan jam-jaman dihitung dengan menggunakan rumus Mononobe sebagai berikut seperti pada persamaan (2-12).

Contoh Perhitungan :

$$t = 6 \text{ jam}$$

$$T = 1 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} RT &= [(R_{24}/6) \cdot (t/T)^{2/3}] \\ &= [(R_{24}/6) \cdot (6/1)^{2/3}] \\ &= 0,550 R_{24} \end{aligned}$$

Maka dengan cara yang sama dapat dihitung untuk R_t selanjutnya pada Tabel 4.10

4.2.2.2. Rasio Hujan jam-jaman

Perhitungan distribusi hujan pada setiap jam kejadian hujan terhadap curah hujan efektif 1 hari (R_{24}) digunakan persamaan (2-13) :

Untuk $t = 1$ maka :

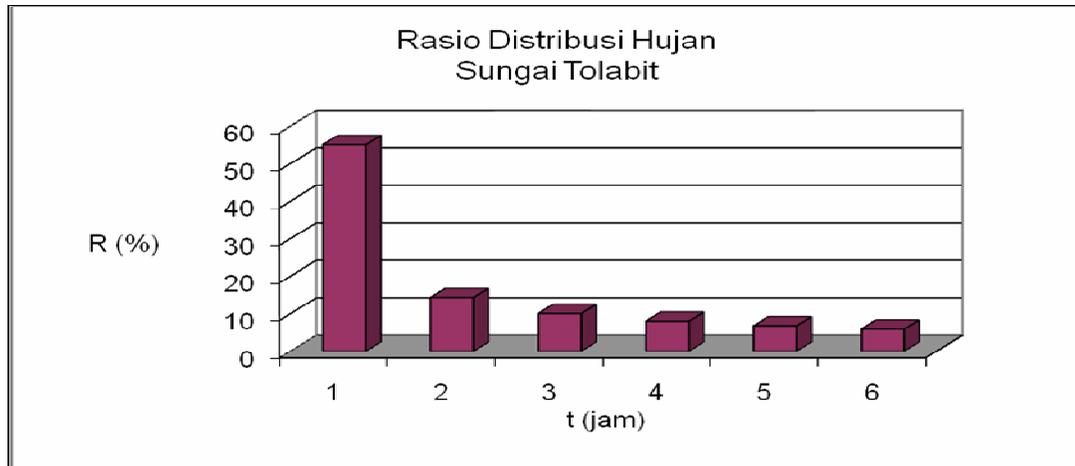
$$\begin{aligned} R_t &= 1 \cdot R_t - (1-1) \cdot 0 \\ &= 0,550 - 0 \\ &= 0,550 \end{aligned}$$

Perhitungan selengkapnya disajikan pada tabel 4.10. Dari hasil perhitungan rasio jam ke T (R_{24}) dan waktu hujan dapat digambarkan pada grafik hubungan antara rasio dan waktu pada gambar 4.2.

Tabel 4.10. Tabel Distribusi Hujan Jam-jaman

T (jam)	RT	var	Rt Rasio hujan (%)	Rasio Komulatif (%)
1	0.55	R_{24}	55.03	55.03
2	0.35	R_{24}	14.30	69.34
3	0.26	R_{24}	10.03	79.37
4	0.22	R_{24}	7.99	87.36
5	0.19	R_{24}	6.75	94.10
6	0.17	R_{24}	5.90	100.00

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.2. Rasio Distribusi Hujan Jam-jaman
Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.2.3. Curah Hujan Netto Jam-jaman

Setelah didapatkan rasio hujan jam-jaman maka kemudian dapat dihitung besarnya curah hujan efektif jam-jaman dengan menggunakan persamaan (2-14).

Contoh perhitungan kala ulang 1,01 tahun :

$$\text{Hujan Rancangan} = 57,812 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien pengaliran} = 0,75$$

$$\begin{aligned} \text{Curah hujan netto} &= 57,812 \cdot 0,75 \\ &= 43,539 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Curah Hujan Netto jam ke-1} &= 43,539 \cdot 0,55 \\ &= 23,862 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat disajikan pada tabel 4.11.

Tabel 4.11. Distribusi Hujan Netto Jam-jaman

Kala Ulang	(Tahun)	1.01	2	5	10	25	50	100
CH Rancangan	(mm)	57.812	97.327	117.573	129.823	141.768	144.285	164.310
Koef. Pengaliran		0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750
CH Netto	(mm)	43.359	72.995	88.180	97.368	106.326	108.214	123.232
Jam ke-		Rasio (%)						
1	0.550	23.862	40.171	48.527	53.583	58.513	59.552	67.817
2	0.143	6.202	10.441	12.613	13.927	15.209	15.479	17.627
3	0.100	4.351	7.324	8.848	9.770	10.669	10.858	12.365
4	0.080	3.464	5.831	7.044	7.778	8.493	8.644	9.844
5	0.067	2.925	4.924	5.948	6.568	7.172	7.300	8.313
6	0.059	2.557	4.304	5.199	5.741	6.269	6.381	7.266

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.3. Debit Banjir Rancangan

4.2.3.1. Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Pada kajian ini debit banjir rancangan dihitung dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetis Nakayasu dengan beberapa pertimbangan sebagai berikut :

- a. Metode Nakayasu adalah metode yang paling umum digunakan untuk menghitung banjir rancangan pada sungai-sungai besar.
- b. Dengan menggunakan metode ini maka kita dapat melihat hubungan curah hujan terhadap air limpasan dalam bentuk unit hidrograf.

Contoh perhitungan banjir rancangan kala ulang 2 tahun :

Beberapa parameter yang digunakan antara lain :

1. Luas DAS = 78,90 km²
2. Panjang Sungai = 12 km
3. Koefisien Limpasan = 0,75
4. Curah Hujan Satuan (Ro) = 1 mm
5. Besarnya base flow diambil dari nilai rata-rata minimum debit pengamatan yaitu sebesar 9,536 m³/dt

Maka :

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

$$\begin{aligned} T_g &= 0,21 \cdot L^{0,75} \\ &= 0,21 \cdot 12^{0,75} \\ &= 1,35 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_r &= 0,75 \cdot T_g \\ &= 0,75 \cdot 1,35 \\ &= 1,02 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p &= T_g + (0,8 \cdot T_r) \\ &= 1,35 + (0,8 \cdot 1,02) \\ &= 2,17 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha \cdot T_g \\ &= 2 \cdot 1,35 \\ &= 2,70 \text{ jam} \end{aligned}$$

Berdasarkan persamaan (2-15), maka besarnya debit puncak adalah :

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \frac{A.R_o}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})} \\
 &= \frac{78,90.1}{3,6(0,3.2,17 + 2,71)} \\
 &= 6,527 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

1. Bagian lengkung naik

$$0 < t < T_p$$

$$0 < t < 2,20$$

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} = 6,527 \left(\frac{t}{2,17} \right)^{2,4}$$

2. Bagian lengkung turun

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

$$2,17 \leq t \leq (2,17 + 2,71)$$

$$Q_d = Q_p.0,3 \frac{(t-T_p)}{T_{0,3}} = 6,527.0,3 \frac{(t-2,17)}{2,71}$$

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

$$(2,17 + 2,71) \leq t \leq (2,17 + 2,71 + 1,5.2,71)$$

$$Q_d = Q_p.0,3 \frac{(t-T_p+1,5T_{0,3})}{1,5T_{0,3}} = 6,527.0,3 \frac{(t-2,17+1,5.2,71)}{1,5.2,71}$$

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

$$t > (2,17 + 2,71 + 1,5.2,71)$$

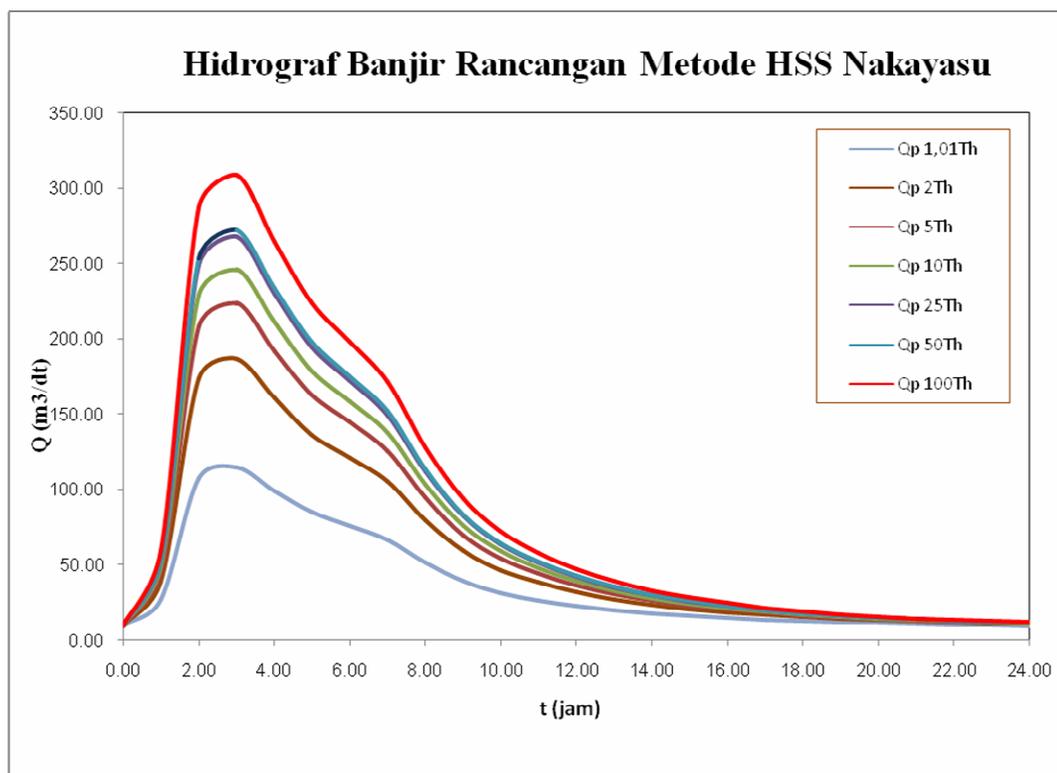
$$Q_d = Q_p.0,3 \frac{(t-T_p+1,5T_{0,3})}{2,0T_{0,3}} = 6,527.0,3 \frac{(t-2,17+1,5.2,71)}{2,0.2,71}$$

Dari hidrograf satuan di atas kemudian dapat dihitung hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang yaitu dengan mengalikan curah hujan efektif. Rekapitulasi hasil perhitungan banjir rancangan untuk berbagai kala ulang disajikan pada Tabel 4.12. Perhitungan unit hidrograf dan banjir rancangan selengkapnya disajikan pada **Lampiran 1**, untuk selanjutnya hidrograf banjir tersebut digunakan sebagai data masukan program HEC-RAS untuk kondisi hulu.

Tabel 4.12. Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

Kala Ulang (tahun)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /dt)
1,01	114.81
2	186.77
5	223.63
10	245.94
25	267.69
50	272.28
100	308.74

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.3. Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

Sumber : Hasil Perhitungan

4.3. Data Masukan Program HEC-RAS

Analisa profil aliran sepanjang sepanjang 3,45 km mulai patok 203 (hulu sungai) sampai dengan patok 133 pada studi ini menggunakan paket program HEC-RAS 3.1.3. Rangkaian kegiatan yang harus dilakukan pada program ini adalah sebagai berikut :

1. Membuat *new project*
2. Skematisasi sistem sungai

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

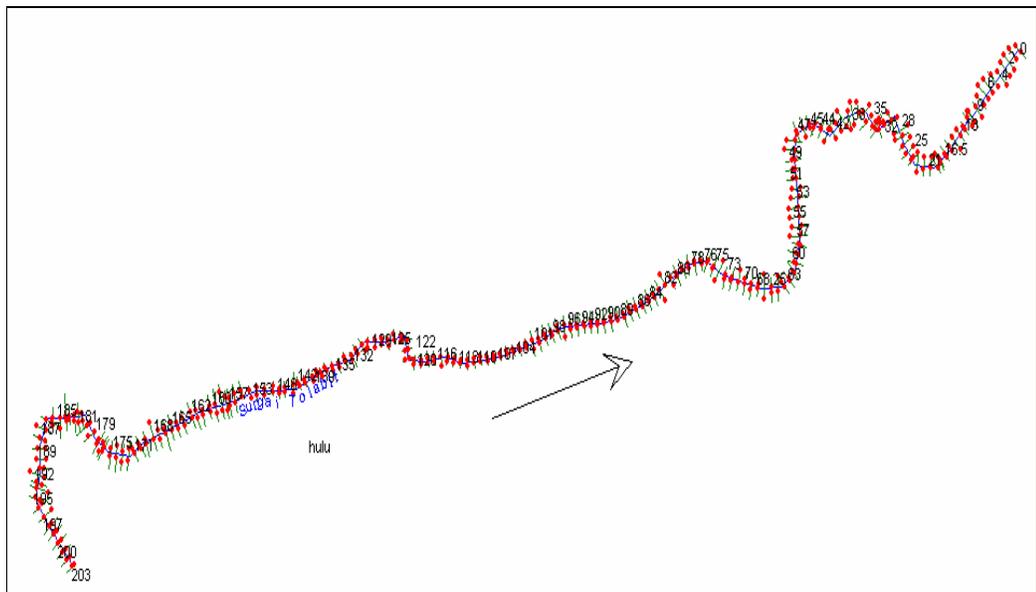
4.3.1. Data Geometri

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

a. Skema sistem sungai

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

Setiap penampang sungai pada skema sistem sungai diberi nama stasiun sebagai identifikasi yang dapat berupa nama sungai dan nomor stasiun dimana penampang melintang sungai itu berada. Pada kajian ini, titik hulu analisa adalah patok 203 sedangkan titik hilir adalah patok 0 (muara sungai). Skema sistem sungai dapat dilihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4. Skema Sistem Sungai Tolabit

Sumber : Hasil Perhitungan

b. Geometri potongan melintang

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

Sebagai data masukan pada program HEC-RAS, maka penyiapan data fisik sungai harus diperhatikan secara teliti karena akan mempengaruhi hasil keluaran perhitungan. Secara umum profil Sungai Tolabit sepanjang 12 Km sangat beragam dan tidak beraturan. Hal ini bisa dilihat dari ketidakseragaman bentuk penampang sungai yang telah ada, dimana tebing-tebing pada setiap patok yang ada mempunyai kemiringan dan tinggi yang beragam. Demikian juga dengan kemiringan dasar sungai yang tidak beraturan. Data geometri melintang sungai eksisting selengkapnya dapat dilihat pada **lampiran 2**.

d. Koefisien Manning

Untuk menentukan angka kekasaran Manning dihitung berdasarkan kondisi sungai. Adapun angka kekasaran Manning tersebut ditentukan berdasarkan rumus Cowan dan nilai tersebut diambil berdasarkan Tabel 2.8. :

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

dengan :

$$m = 1,000$$

$$n_b = 0,02$$

$$n_1 = 0,005$$

$$n_2 = 0,005$$

$$n_3 = 0$$

$$n_4 = 0,005$$

Sehingga angka kekasaran Manning adalah :

$$n = 1 \cdot (0,02 + 0,005 + 0,005 + 0 + 0,005)$$

$$= 0,035$$

Nilai koefisien kekasaran tersebut dimasukkan untuk semua penampang sungai per section-section. Besarnya nilai koefisien dalam saluran alam (Chow, 1997 :101) mempunyai ciri saluran didataran bersih lurus, terisi penuh, tanpa rekahan, banyak batu

baru, ada tanaman pengganggu, dan untuk saluran besar penampang tidak beraturan dan kasar.

d. Koefisien kontraksi dan ekspansi

Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat efek arus balik yang disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran. Angka koefisien kontraksi dan ekspansi yang digunakan pada studi ini adalah 0,1 dan 0,3 yaitu dengan kondisi berangsur-angsur (*gradual transitions*), nilai-nilai tersebut didasarkan pada Tabel 2.8.

4.3.2. Data Aliran tetap (*steady flow data*)

Debit yang dimasukkan dalam dalam program Hec Rass 3.1.3 yaitu debit puncak pada titik kontrol, besarnya debit yang dimasukkan pada bagian hulu, diasumsi akan konstan untuk penampang berikutnya kecuali nilai debit berubah untuk penampang tertentu. Untuk tipe kondisi batas ini, harus diketahui energi kemiringan yang akan digunakan pada perhitungan keadaan kritis. Pada umumnya energi kemiringan didapat dengan pendekatan rata-rata kemiringan dasar sungai. Perhitungan kemiringan rata-rata sungai dapat dilihat pada Tabel 4.13.- Tabel 4.17.

Tabel 4.13. Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata

No	Patok	Jarak (m)	Elevasi (m)	H (m)	Luas (m ²)
1	203	50.12	195.74	0	0.00
2	202	50.83	194.844	-0.896	22.77
3	201	59.7	194.99	0.75	22.39
4	200	55.81	194.47	-1.27	35.44
5	199	49.94	194.47	-1.27	31.71
6	198	68.16	194.7	-1.04	35.44
7	197	60.46	194.341	-1.399	42.29
8	196	57.98	195.064	-0.676	19.60
9	195	53.34	194.324	-1.416	37.76
10	194	28.65	194.549	-1.191	17.06
11	193	40.57	195.3	-0.44	8.93
12	192	38.7	194.845	-0.895	17.32
13	191	45.16	195.244	-0.496	11.20
14	190	58.41	194.226	-1.514	44.22
15	189	51.23	194.294	-1.446	37.04
16	188	55.99	194.728	-1.012	28.33
17	187	50.84	194.516	-1.224	31.11
18	186	53.34	195.07	-0.67	17.87
19	185	56.45	194.91	-0.83	23.43
20	184	41.96	194.07	-1.67	35.04
21	183	21.9	194.239	-1.501	16.44
22	182	38.55	194.57	-1.17	22.55
23	181	28.84	194.273	-1.467	21.15
24	180	31.49	193.953	-1.787	28.14
25	179.5	74.81	193.448	-2.292	85.73
26	179	53.68	193.679	-2.061	55.32
27	178	61.23	193.815	-1.925	58.93
28	177	36.61	194.502	-1.238	22.66
29	176	20.25	193.7	-2.04	20.66
30	175	53.3	194.03	-1.71	45.57
31	174	47.49	193.67	-2.07	49.15
32	173	41.22	193.78	-1.96	40.40
33	172	47.32	193.261	-2.479	58.65
34	171	45.05	193.17	-2.57	57.89
35	170.5	56.5	193.683	-2.057	58.11
36	170	52.2	193.33	-2.41	62.90
37	169	58.38	192.888	-2.852	83.25
38	168	49.09	193.04	-2.7	66.27
39	167	45.88	193.879	-1.861	42.69
40	166	44.71	192.525	-3.215	71.87

Tabel 4.14. (Lanjutan)Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata

41	165	47.97	192.367	-3.373	80.90
42	164	48.9	193.038	-2.702	66.06
43	163	66.92	192.097	-3.643	121.89
44	162	38.47	193.759	-1.981	38.10
45	161.5	50	193.108	-2.632	65.80
46	161	55.21	192.77	-2.97	81.99
47	160	46.69	192.039	-3.701	86.40
48	159	45.2	192.862	-2.878	65.04
49	158	33.28	192.02	-3.72	61.90
50	157	25.12	193.486	-2.254	28.31
51	156	42.6	194.043	-1.697	36.15
52	155	57.61	192.34	-3.4	97.94
53	154	60.12	192.5	-3.24	97.39
54	153	55.19	190.306	-5.434	149.95
55	152	54.93	189.991	-5.749	157.90
57	150	67.78	189.866	-5.874	199.07
58	148	43.24	189.991	-5.749	124.29
59	146	38.65	189.836	-5.904	114.09
60	144	66.5	189.938	-5.802	192.92
61	142	49.29	189.398	-6.342	156.30
62	141	47.87	189.549	-6.191	148.18
63	140	58.52	189.281	-6.459	188.99
64	139	38.52	189.047	-6.693	128.91
65	138	30.47	189.285	-6.455	98.34
66	137	39.37	188.564	-7.176	141.26
67	136	49.25	188.609	-7.131	175.60
68	135	50.08	188.582	-7.158	179.24
69	134	50.25	187.5	-8.24	207.03
70	133	54.41	187.49	-8.25	224.44
71	132	50	188.4	-7.34	183.50
72	131	50	188.19	-7.55	188.75
73	130	50	188.34	-7.4	185.00
74	129	50	187.93	-7.81	195.25
75	127	50	188.44	-7.3	182.50
76	126	50	188.01	-7.73	193.25
77	125	50	188.29	-7.45	186.25
78	124	50	187.85	-7.89	197.25
79	123	50	187.8	-7.94	198.50
80	122	50	187.33	-8.41	210.25
81	121	50	187.72	-8.02	200.50
82	120	50	187.49	-8.25	206.25
83	119	50	187.5	-8.24	206.00

Tabel 4.15. (Lanjutan)Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata

84	118	50	187.68	-8.06	201.50
85	117	50	187.59	-8.15	203.75
86	116	40	187.559	-8.181	163.62
87	115	30	187.38	-8.36	125.40
88	114	50	187.53	-8.21	205.25
89	113	50	187.57	-8.17	204.25
90	112	20.5	187.45	-8.29	84.97
91	111	50	186.99	-8.75	218.75
92	110	50	187.19	-8.55	213.75
93	109	50	186.95	-8.79	219.75
94	108	50	186.73	-9.01	225.25
95	107	50	186.48	-9.26	231.50
96	106	50.12	185.9	-9.84	246.59
97	105	50.05	186.07	-9.67	241.99
98	104	40.16	185.82	-9.92	199.19
99	103	50	185.51	-10.23	255.75
100	102	48.15	185.03	-10.71	257.84
101	101	50	182.27	-13.47	336.75
102	100	50	182.55	-13.19	329.75
103	99	50	182.38	-13.36	334.00
104	98	50	182.73	-13.01	325.25
105	97	50	183.17	-12.57	314.25
106	96	50	182.18	-13.56	339.00
107	95	50	181.43	-14.31	357.75
108	94	50	181.98	-13.76	344.00
109	93	50	182.6	-13.14	328.50
110	92	50	182.73	-13.01	325.25
111	91	50	182.16	-13.58	339.50
112	90	50	182.47	-13.27	331.75
113	89.25	50	182.37	-13.37	334.25
114	89	50	182.26	-13.48	337.00
115	88	50	183.04	-12.7	317.50
116	87	50	183.37	-12.37	309.25
117	86	50.12	183.32	-12.42	311.25
118	85	42.6	183.08	-12.66	269.66
119	84	50	183.04	-12.7	317.50
120	83	50	182.5	-13.24	331.00
121	82.25	50	182.57	-13.17	329.25
122	82	50	182.93	-12.81	320.25
123	81	50	182.59	-13.15	328.75
124	80	45.3	182.17	-13.57	307.36
125	79	50	182.29	-13.45	336.25

Tabel 4.16. (Lanjutan)Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata

126	78	50	182.32	-13.42	335.50
127	77	50	181.55	-14.19	354.75
128	76	50	182.35	-13.39	334.75
129	75	50	181.96	-13.78	344.50
130	74	50	181.82	-13.92	348.00
131	73	48.2	181.17	-14.57	351.14
132	72	50	181.43	-14.31	357.75
133	71	50	181.16	-14.58	364.50
134	70	30	181.21	-14.53	217.95
135	69	50.1	180.83	-14.91	373.50
136	68.25	50	181.2	-14.54	363.50
137	67	50	181.14	-14.6	365.00
138	66	50	180.61	-15.13	378.25
139	65	50	180.66	-15.08	377.00
140	64.2	50	179.04	-16.7	417.50
141	64	50	179.26	-16.48	412.00
142	63	50	179.21	-16.53	413.25
143	62	50	179.77	-15.97	399.25
144	61	50	178.48	-17.26	431.50
145	60	50	178.8	-16.94	423.50
146	59	50	178.34	-17.4	435.00
147	58	20.5	178.45	-17.29	177.22
148	57	36.2	177.55	-18.19	329.24
149	56	50	176.96	-18.78	469.50
150	55	49.5	177.03	-18.71	463.07
151	54	50.02	176.03	-19.71	492.95
152	53	50	174.61	-21.13	528.25
153	52	50	175.29	-20.45	511.25
154	51	50	174	-21.74	543.50
155	50	50	174.15	-21.59	539.75
156	49	50	173.92	-21.82	545.50
157	48	50	173.31	-22.43	560.75
158	47	50	173.2	-22.54	563.50
159	46	50	170.35	-25.39	634.75
160	45	50	172.76	-22.98	574.50
161	44	50	171.06	-24.68	617.00
162	43	50	172.78	-22.96	574.00
163	42	50	172.23	-23.51	587.75
164	41	50	173.8	-21.94	548.50
165	40	50	173.3	-22.44	561.00
166	39	50	173.63	-22.11	552.75

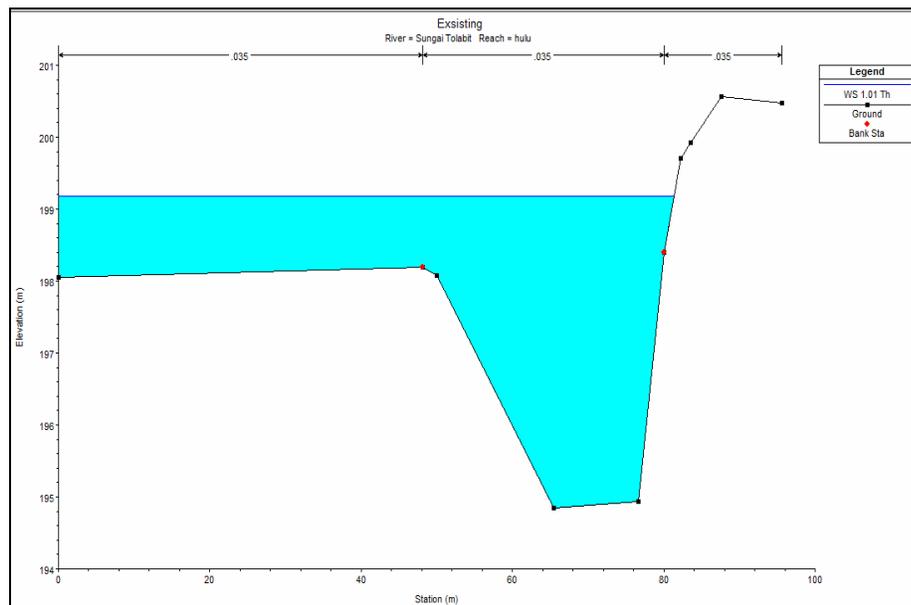
Tabel 4.17. (Lanjutan)Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-rata

167	38	30	174.04	-21.7	325.50
168	37	49.71	173.2	-22.54	560.23
169	36	48.76	173.82	-21.92	534.41
170	35	50	174.33	-21.41	535.25
171	34	50	173.83	-21.91	547.75
172	33	29	173.64	-22.1	320.45
173	32	21	172.9	-22.84	239.82
174	31	49.97	173.41	-22.33	557.92
175	30	49.72	174.02	-21.72	539.96
176	29	50	173.02	-22.72	568.00
177	28	69	173.47	-22.27	768.32
178	27	33.12	173.14	-22.6	374.26
179	26	50	173.14	-22.6	565.00
180	25	48.97	174.18	-21.56	527.90
181	24	50	174.01	-21.73	543.25
182	23	50	173.09	-22.65	566.25
183	22	49.49	173.04	-22.7	561.71
184	21	50	173.02	-22.72	568.00
185	20	50	173.63	-22.11	552.75
186	19	25	174.03	-21.71	271.38
187	18	10.33	173.07	-22.67	117.09
188	17	49.96	172.63	-23.11	577.29
189	16.5	50	173.08	-22.66	566.50
190	16	50.05	173.13	-22.61	565.82
191	15	50	172.49	-23.25	581.25
192	14	14.61	171.87	-23.87	174.37
193	13	49.86	172.55	-23.19	578.13
194	12	25.07	172.36	-23.38	293.07
195	11	10	172.67	-23.07	115.35
196	10	50	172.24	-23.5	587.50
197	9	49.68	172.17	-23.57	585.48
198	8	47.06	172.36	-23.38	550.13
199	7	50	172.57	-23.17	579.25
200	6	50	172.23	-23.51	587.75
201	5	50	172.23	-23.51	587.75
202	4	50	172	-23.74	593.50
203	3	47.71	172.13	-23.61	563.22
204	2	50	172.6	-23.14	578.50
205	1	0	172.9	-22.84	0.00
$\Sigma L =$		9658.14	$\Sigma A =$		56171.89
$H_{rata-rata} =$		$2 \Sigma A / \Sigma L$	$I_{rata-rata} =$		$H_{rata-rata} / \Sigma L$
$=$		11.632	$=$		0.001

Sumber : Hasil Perhitungan

4.3.3. Hasil Running HEC-RAS

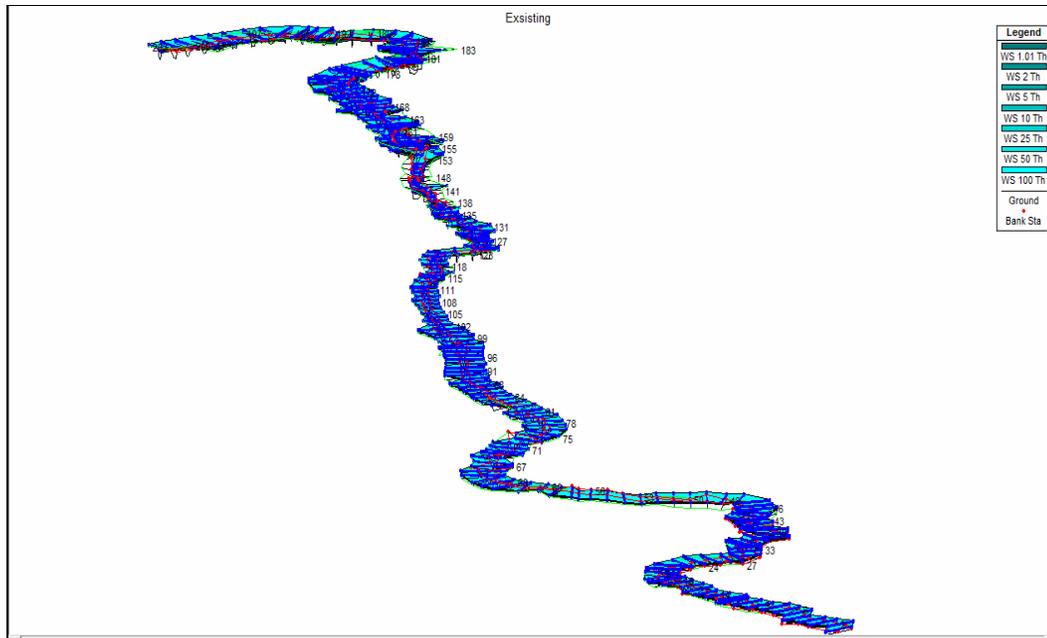
Dari hasil running HEC-RAS dapat diketahui ketinggian muka air sungai Tolabit dan tinggi limpasan muka air sungai jika kapasitas tampungan sungai tersebut tidak mencukupi. Dari hasil simulasi program HEC-RAS untuk debit yang setara dengan banjir historis, tinggi limpasan sekitar 0,9 m. Berdasarkan uraian di atas dapat disimpulkan bahwa hasil keluaran HEC-RAS cukup representatif terhadap kondisi lapangan.



Gambar 4.5. Tinggi limpasan dipatok 202 pada program HEC-RAS

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil running program HEC-RAS dapat diketahui bahwa dengan debit kala ulang 25 tahun terdapat beberapa patok yang masih mengalami luber (dari 203-133). Hal tersebut ditunjukkan oleh gambar 4.6, dimana kapasitas sungai sudah tidak mampu lagi menampung debit banjir dengan kala ulang tersebut.. Rekapitulasi hasil perhitungan disajikan pada tabel 4.17 dan untuk tinggi luberan pada tiap-tiap patok dapat dilihat pada lampiran.



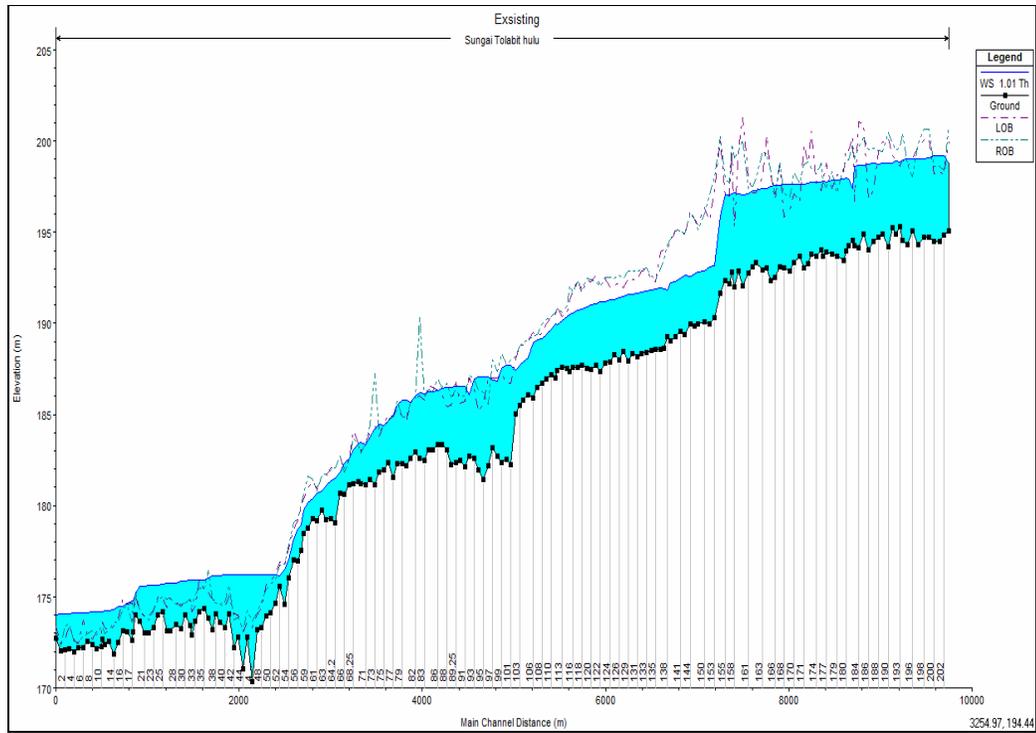
Gambar 4.6. Kondisi eksisting sungai Tolabit (203-0) dengan Q_{25th}

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.18. Penampang Sungai Yang Meluber Hasil Running Program HEC-RAS

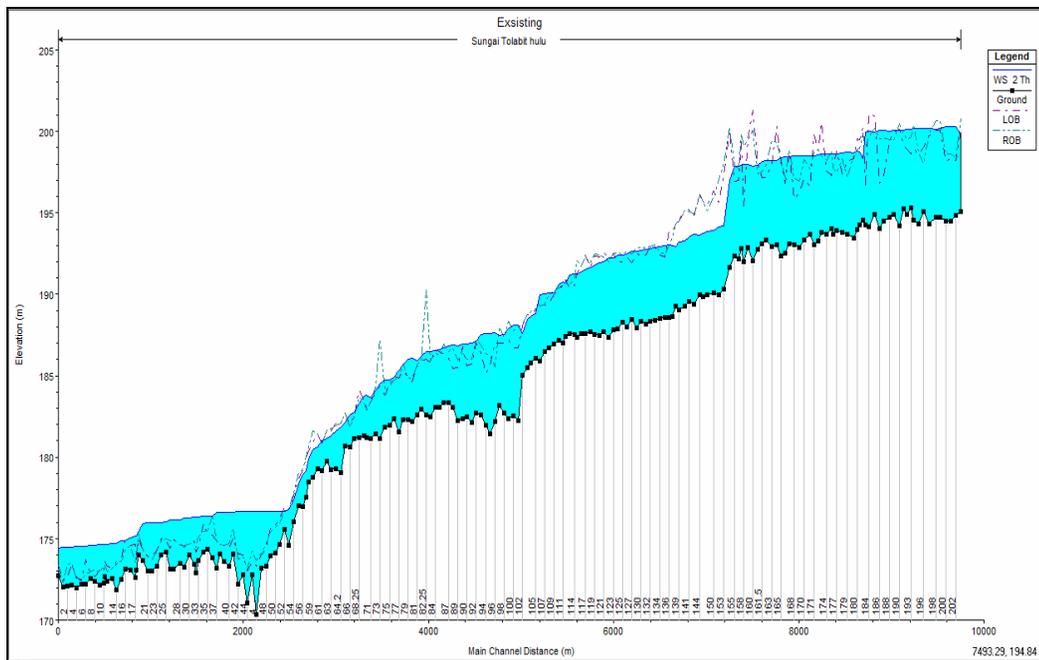
Debit	Patok-patok yang meluber
$Q_{1.01th}$	202; 201; 200; 195; 194; 193; 187; 186; 183; 178; 177; 176; 175; 174; 170,5; 170; 169; 168; 166; 162; 161,5; 158; 156; 155; 137; 136; 135; 134
Q_{2th}	202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 189; 188; 187; 186; 183; 182; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 170,5; 170; 169; 168; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q_{5th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q_{10th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q_{25th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q_{50th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q_{100th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.

Sumber : Hasil Perhitungan



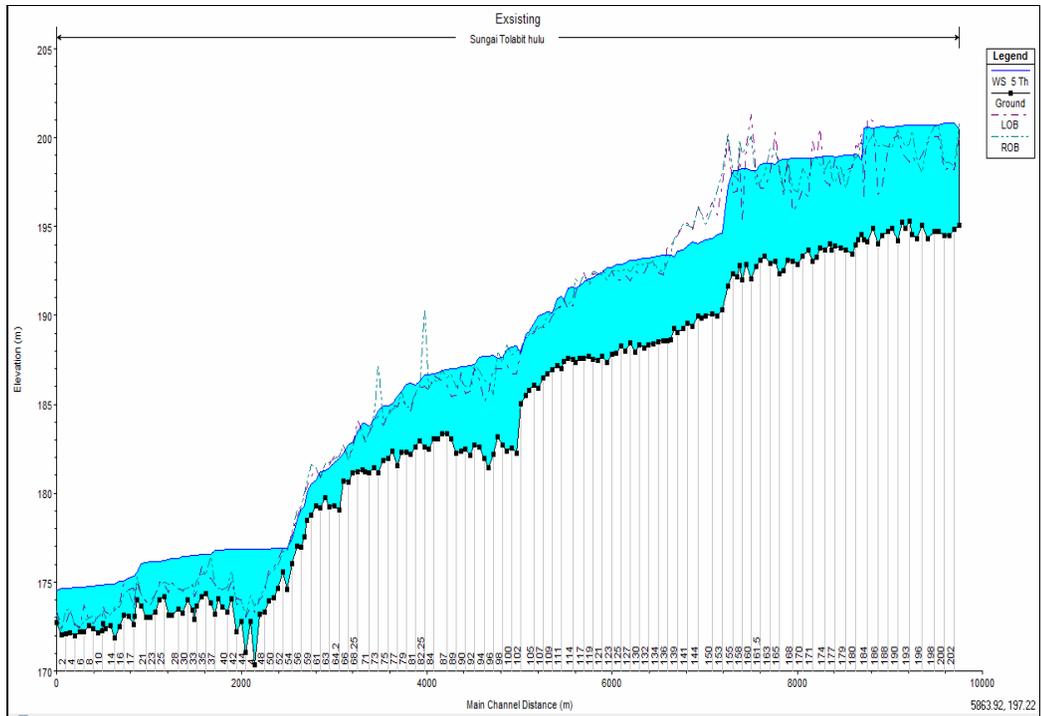
Gambar 4.7. Profil muka air dengan $Q_{1,01th}$

Sumber : Hasil Perhitungan



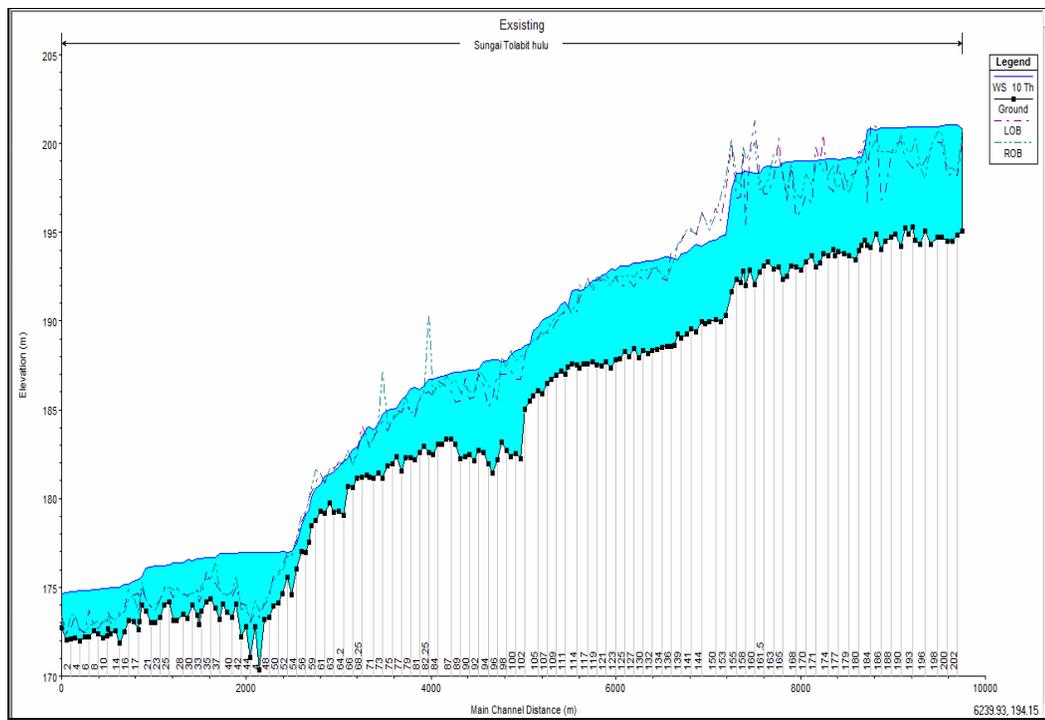
Gambar 4.8. Profil muka air dengan Q_{2th}

Sumber : Hasil Perhitungan



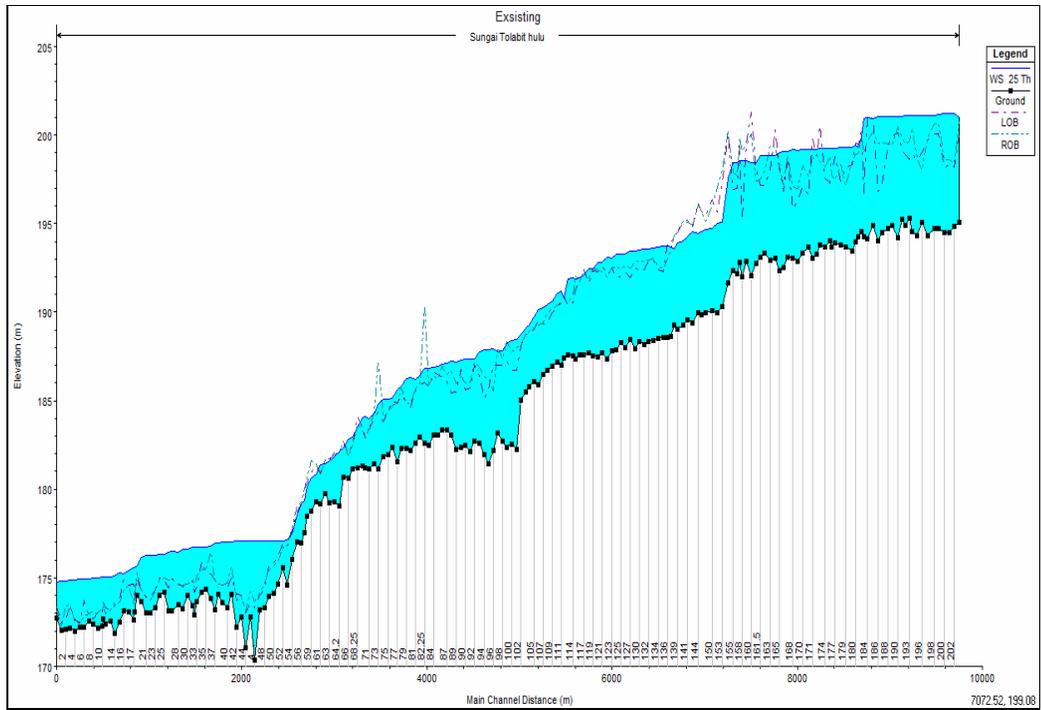
Gambar 4.9. Profil muka air dengan Q_{5th}

Sumber : Hasil Perhitungan



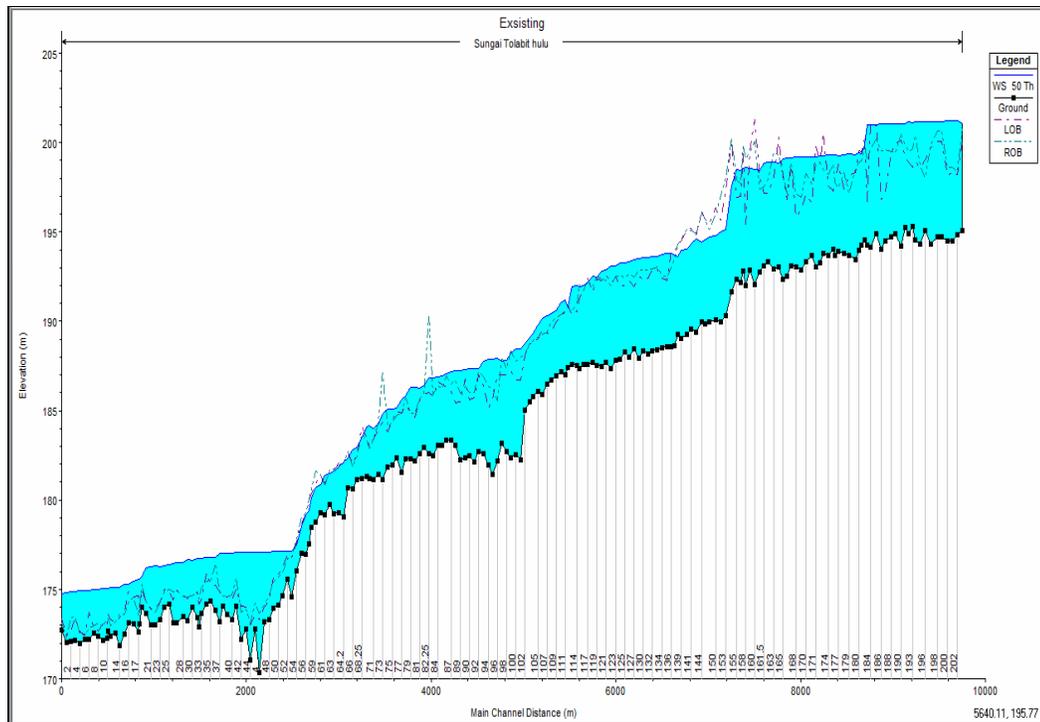
GaGambar 4.10. Profil muka air dengan Q_{10th}

Sumber : Hasil Perhitungan



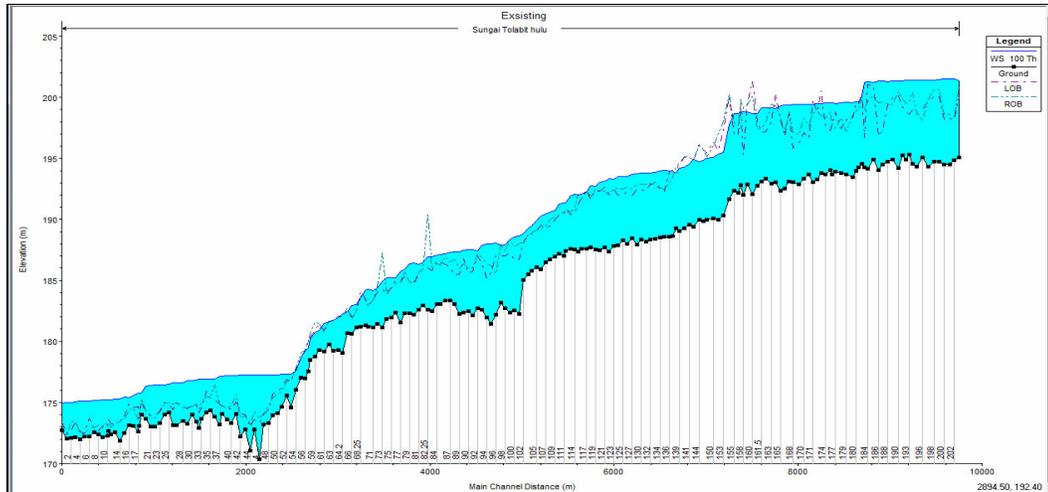
Gambar 4.11. Profil muka air dengan Q_{25th}

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.12. Profil muka air dengan Q_{50th}

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.13. Profil muka air dengan Q_{100th}
 Sumber : Hasil Perhitungan

4.4. Upaya Penanganan

Dari hasil analisa profil muka air pada kondisi eksisting, dapat diketahui bahwa daerah hulu (patok 203 s/d 133) merupakan daerah yang rawan terjadi banjir sehingga berpengaruh pada daerah hilir.

Dalam kajian ini perencanaan pengendalian banjir tidak hanya ditujukan untuk mengatasi masalah banjir yang tiap tahun terjadi di Sungai Tolabit, akan tetapi juga direncanakan untuk mengatasi banjir dengan kala ulang 25 tahun sesuai dengan standar perencanaan perbaikan sungai.

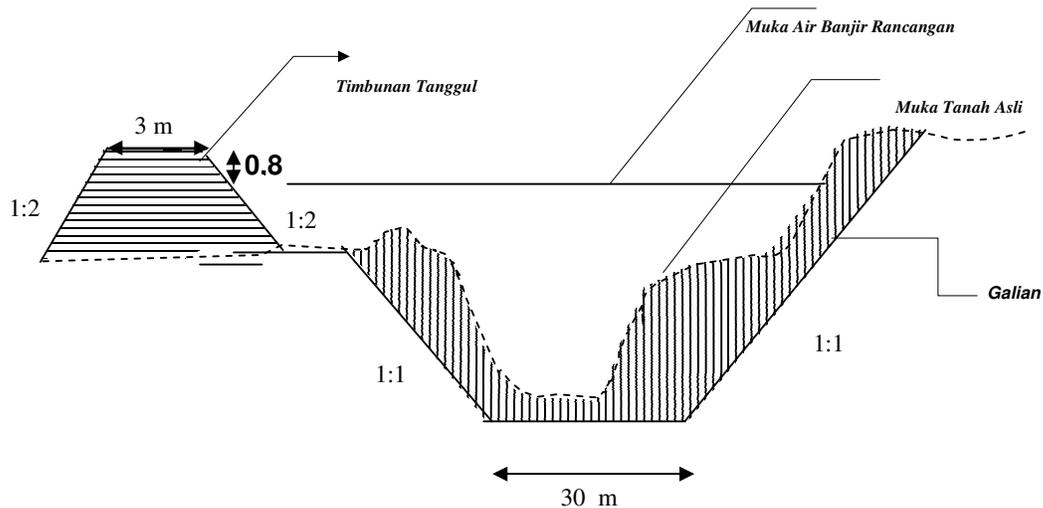
Ada 2 alternatif perencanaan yang diusulkan dalam mengatasi masalah banjir di Sungai Tolabit :

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

4.4.1. Rencana Perbaikan Alur

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

sungai harus diperhatikan morfologi sungai yang sudah ada untuk menjaga agar aliran debit rendah tetap ada. Untuk elevasi dasar sungai tetap menggunakan elevasi eksisting, sehingga kemiringan sungai (slope) tidak berubah. Perbaikan alur sungai yang direncanakan mulai patok 203 sampai dengan patok 133 dengan dimensi penampang sungai seperti gambar berikut :



Gambar 4.14. Dimensi perencanaan perbaikan penampang sungai

Dasar perencanaan perbaikan alur sungai adalah sebagai berikut :

a. Debit banjir rencana

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

$$\text{Debit banjir rencana} = 267,69 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_p = 1,1 \cdot 267,69$$

$$= 294.459 \text{ m}^3/\text{dt}$$

b. Kemiringan tebing sungai direncanakan 1:1. Kondisi ini menghindarkan tebing dari kelongsoran. Penampang I merupakan penampang yang bawah sedangkan penampang kedua adalah penampang yang atas. Dalam perbaikan penampang terdapat berm 2 m.

Contoh perhitungan perbaikan penampang sungai pada cross section 203

- Untuk penampang I (Q_{2th})

$$\text{Luas penampang (A)} = 57,26 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan Aliran (V)} &= 1/n.R^{2/3}.S^{0.5} \\ &= 1/0,035.(4,17)^{2/3}.(0,001)^{0.5} = 6,04 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$Q \text{ penampang} = V.A = 347,24 \text{ m}^3/\text{dt}$$

- Untuk penampang I + II (Q_{25th})

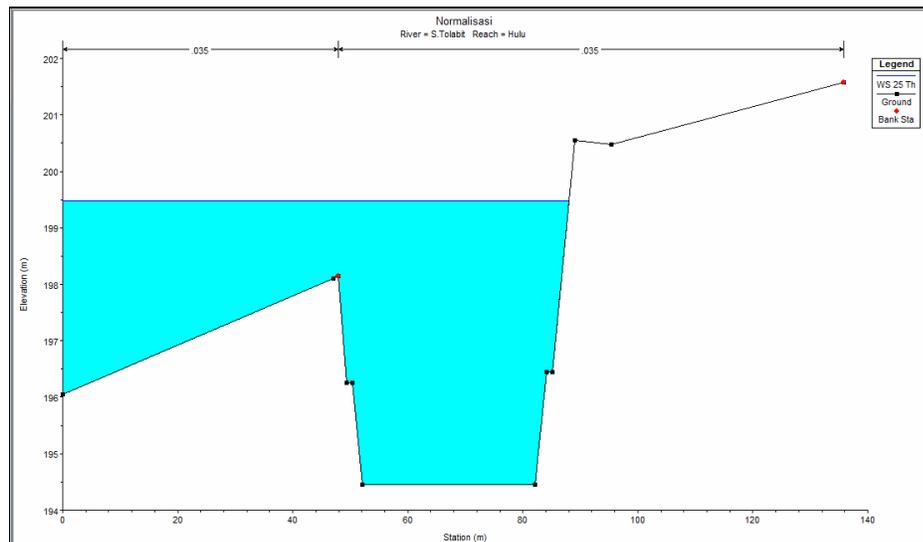
$$\text{Luas penampang (A)} = 57,26 + 103,03 = 160,29 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan Aliran (V)} &= 1/n.R^{2/3}.S^{0.5} \\ &= 1/0,035.(6,12)^{2/3}.(0,001)^{0.5} = 10,11 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$Q \text{ penampang} = V.A = 1621,21 \text{ m}^3/\text{dt}$$

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

Contoh pelebaran dasar sungai pada cross section 202 :



Gambar 4.15. Kondisi sungai setelah dilakukan pelebaran penampang

Setelah adanya pelebaran penampang sungai masih ada air sungai yang meluap pada Q_{25} th maka diupayakan penanganan selanjutnya dengan cara membuat tanggul disekitar daerah yang masih ada luapan banjir.

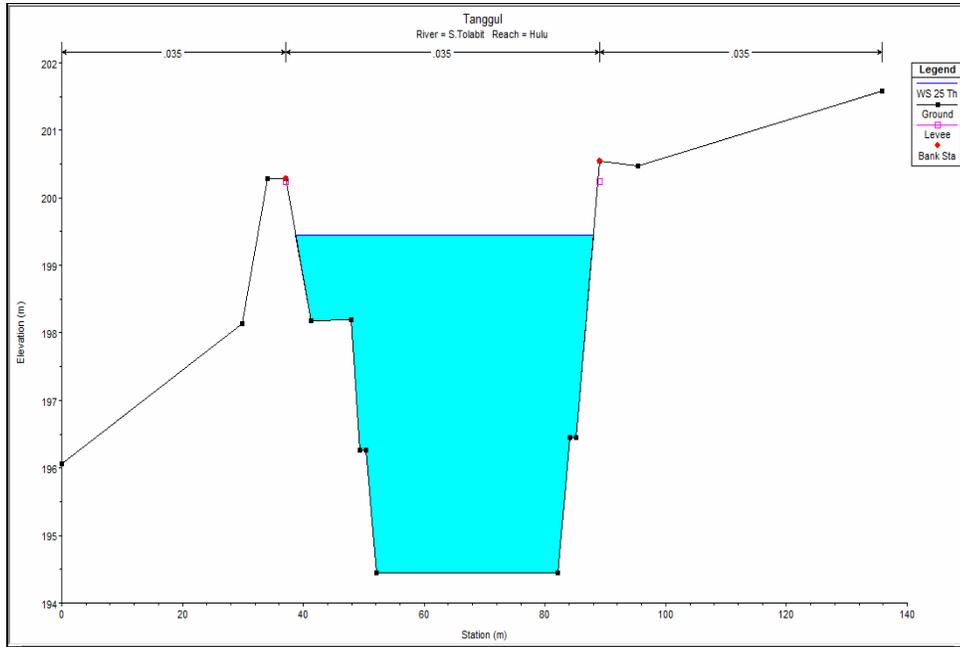
4.4.2. Perencanaan Tanggul

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

Dasar perencanaan tanggul adalah sebagai berikut :

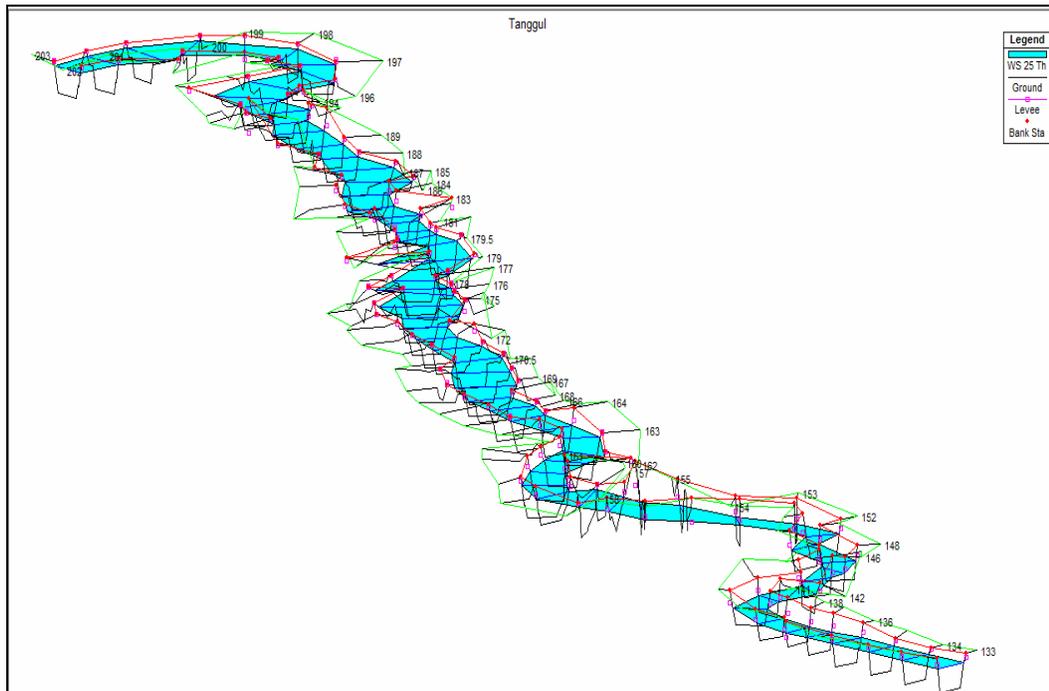
1. Debit rencana : $Q_{25 \text{ th}}$
2. Debit Banjir Desain : $267,690 \text{ m}^3/\text{dt}$
3. Slope : 0,001
4. Bahan : Urugan tanah
5. Tinggi tanggul : 2,11 m (el.muka air rencana + tinggi jagaan)
6. Tinggi jagaan : Sesuai dengan Tabel 2.10 (tinggi jagaan = 0,8 m)
7. Kemiringan Tanggul : 1 : 2
8. Kemiringan Lereng : 1 : 1

Tanggul sungai direncanakan di sepanjang ruas sungai mulai patok 203 sampai dengan patok 133 tetapi ada beberapa ruas yang tidak memerlukan tanggul karena dengan Q_{25} tahun kapasitas sungai masih mencukupi, tanggul sungai ditempatkan pada patok-patok yang terdapat limpasan. Karena dalam pembuatan tanggul yang relatif kecil ada beberapa yang dibangun diatas tanah pondasi lempungan, maka di samping harus dilakukan stripping yang baik, juga diperlukan adanya koperan, agar tidak terjadi erosi kontak dan terjamin adanya kontak yang sempurna antara permukaan pondasi dasar tanggul. Dimensi tanggul sungai disajikan pada gambar 4.14 dan selengkapnya terdapat pada lampiran.



Gambar 4.16. Kondisi sungai setelah dibangun tanggul pada cross section 202

Setelah dilakukan upaya pembuatan tanggul dan perbaikan penampang sungai dapat diketahui bahwa kapasitas tampungan sungai mencukupi untuk aliran debit dengan kala ulang 25 tahun. Hal itu dapat dilihat pada gambar 4.18, dimana sudah tidak ada luberan pada sampai dengan patok 133. Untuk selengkapnya disajikan pada lampiran.



Gambar 4.17. Kondisi sungai Tolabit setelah ada upaya penanganan pada Q_{25th}

4.4.3. Stabilitas Tanggul

4.4.3.1. Daya Dukung Tanah

Tanah selalu mempunyai peranan penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi. Bahan tanah urugan untuk tanggul dapat memanfaatkan tanah-tanah sekitar bantaran sungai-sungai yang akan dibangun tanggul, yang pada sungai Tolabit berupa lempung kelanauan dengan plastisitas tinggi. Parameter tanah yang dibutuhkan untuk menghitung daya dukung dan kestabilan lereng adalah sebagai berikut :

$$\text{Berat isi} = \gamma_{\text{sat}} = 1,530 \text{ ton/m}^3$$

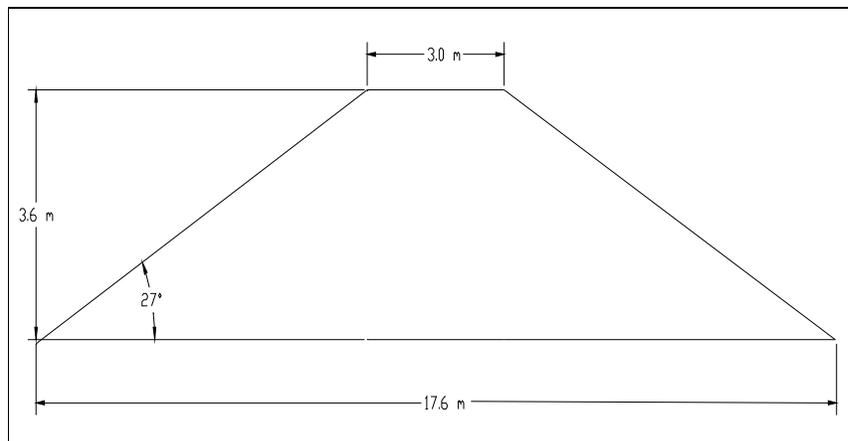
$$\text{Kohesi} = c = 0,18 \text{ kg/cm}^2 = 1,8 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Lebar tanggul} = B = 3 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam} = \Delta = 10$$

$$\text{Kedalaman pondasi} = D_f = 1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pondasi} = b = 1,5 \text{ m}$$



Gambar 4.18. Dimensi perhitungan daya dukung Tanggul Kiri Hulu Patok 158

Untuk menghitung daya dukung tanah digunakan rumus Terzaghi :

$$q_{ut} = c.N_c + \gamma.D_f.N_q + 1/2\gamma.B.N_\gamma$$

Karena jenis tanah pada bantaran sungai berupa lempung kelanauan, maka nilai yang digunakan N_c' , N_q' , dan N_γ' .

Dengan $\phi = 10^0$, maka dari tabel koefisien daya dukung Terzaghi didapatkan nilai :

$$N_c' = 5,34$$

$$N_q' = 1,94$$

$$N_\gamma' = 0$$

$$\begin{aligned}
 q_{ul} &= c.Nc' + \gamma_{sat}.Df.Nq' + 1/2\gamma_{sat}.B.Ny' \\
 &= 1,8 \cdot 5,34 + 1,530 \cdot 1 \cdot 1,94 + 0,5 \cdot 1,530 \cdot 3 \cdot 0 \\
 &= 9,612 + 2,968 + 0 \\
 &= 12,580 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

- Beban atau tegangan yang diijinkan :

$$q_{ijin} = \frac{q_{ul}}{SF} = \frac{12,580}{3} = 4,193 \text{ ton / m}^2$$

(Pada umumnya SF yang digunakan adalah 3, tanpa pengaruh faktor gempa)

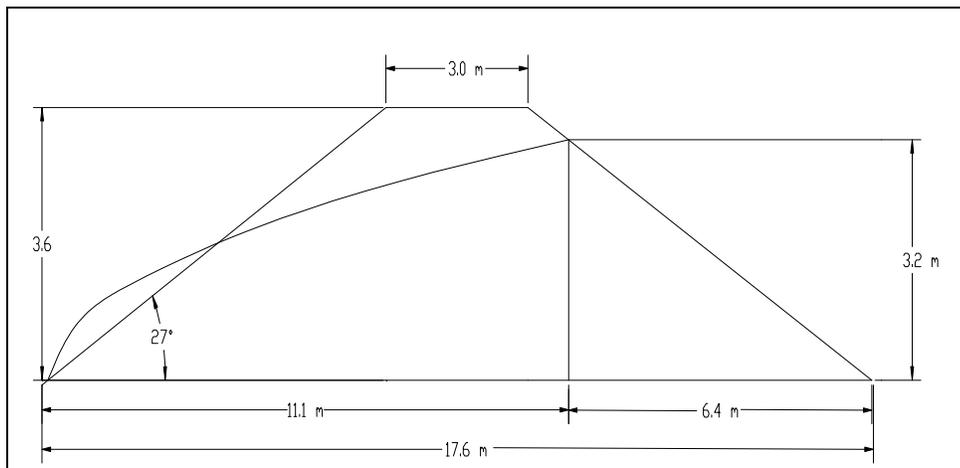
- Beban total yang dapat diterima (Q) :

$$\begin{aligned}
 Q &= q_{ijin} \times (b \cdot z) \\
 &= 4,1930 \times (1,5 \cdot 1) \\
 &= 6,285 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Syarat tanggul dikatakan aman apabila beban total kurang dari daya dukung batas.

4.4.3.2. Formasi garis depresi

Bila terdapat aliran rembesan di dalam tubuh tanggul, maka untuk menganalisa aliran rembesan diperlukan suatu formasi garis depresi dengan menggunakan Metode *Casagrande*. Perhitungan formasi garis depresi pada studi ini diambil pada tanggul dengan dimensi rencana maksimum dan minimum pada Sungai Tolabit.



Gambar 4.19. Formasi Garis Depresi Tanggul Kiri Hulu Patok 158

Contoh perhitungan dimensi tanggul kiri hulu terbesar pada patok 158 :

tinggi muka air = $h = 3,2 \text{ m}$

$$l_1 = 11,1 \text{ m}$$

$$l_2 = 6,4 \text{ m}$$

$$d = 0,3 l_1 + l_2 = 0,3 \cdot 11,1 + 6,4 = 9,73 \text{ m}$$

$$\alpha = 27^\circ$$

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

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

$$\begin{aligned} a &= \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2} \\ &= \frac{9,73}{\cos 27^\circ} - \sqrt{\left(\frac{9,73}{\cos 27^\circ}\right)^2 - \left(\frac{3,21}{\sin 27^\circ}\right)^2} \\ &= 2,59 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_o &= \sqrt{h^2 + d^2} - d \\ &= \sqrt{3,21^2 + 9,73^2} - 9,73 \\ &= 0,52 \text{ m} \end{aligned}$$

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

$$2,59 + \Delta a = \frac{0,52}{1 - \cos 27^\circ}$$

$$\Delta a = 2,18 \text{ m}$$

Maka garis parabola bentuk dasar (freatik) dapat diperoleh dengan persamaan :

$$y = \sqrt{2y_o x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt{1,04x + 0,2704}$$

Hasil perhitungan koordinat garis freatik dapat dilihat pada tabel 4.19 berikut.

Tabel 4.19. Nilai Koordinat Garis Freatik Tanggul Kiri Patok 158

x	y
0	0,52
1	1,14
2	1,53
3	1,84
4	2,10
5	2,39
6	2,55
7	2,75
8	2,93
9	3,10
10	3,28

Sumber : Hasil Perhitungan

- Contoh perhitungan dimensi tanggul kanan hulu terendah pada patok 179 :

tinggi muka air = $h = 0,05$ m

$$l_1 = 6,2 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,06 \text{ m}$$

$$d = 0,3 l_1 + l_2 = 0,3 \cdot 6,2 + 0,06 = 1,92 \text{ m}$$

$$\alpha = 27^\circ$$

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

Karena kemiringan sudut lereng bendungan lebih besar dari 30° , maka harga α dilihat dari grafik hubungan antara sudut bidang singgung (α) dengan $\frac{\Delta\alpha}{\alpha + \Delta\alpha}$

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

$$= \frac{1,92}{\cos 27^\circ} - \sqrt{\left(\frac{1,92}{\cos 27^\circ}\right)^2 - \left(\frac{0,05}{\sin 27^\circ}\right)^2}$$

$$= 0,003$$

$$y_o = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$= \sqrt{0,05^2 + 1,92^2} - 1,92$$

$$= 0,0007 \text{ m}$$

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

$$0,003 + \Delta a = \frac{0,0007}{1 - \cos 27^\circ}$$

$$\Delta a = 0,0034 \text{ m}$$

Maka garis parabola bentuk dasar (freatik) dapat diperoleh dengan persamaan :

$$y = \sqrt{2y_o x + y_o^2}$$

$$y = \sqrt{0,006x + 0,0000005}$$

Hasil perhitungan koordinat garis freatik dapat dilihat pada tabel 4.20 berikut.

Tabel 4.20. Nilai Koordinat Garis Freatik Tanggul Kiri Patok 179

x	y
0	0.00
1	0.08
2	0.11
3	0.13
4	0.15
5	0.17
6	0.19

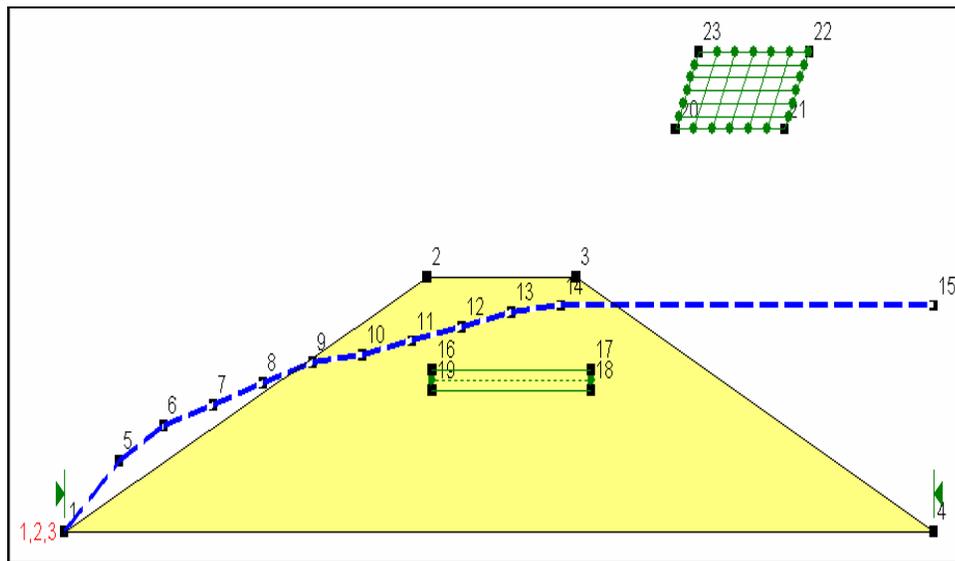
Sumber : Hasil Perhitungan

4.4.3.3. Stabilitas lereng tanggul

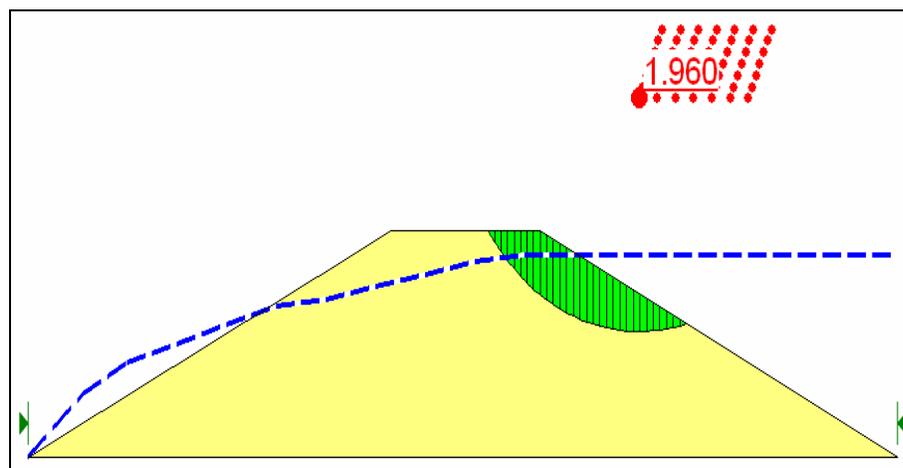
Untuk perhitungan stabilitas lereng tanggul digunakan program geoslope student version yang dalam perhitungannya menggunakan metode *Bishop*, *Janbu*, *Ordinary*, dan *Morgenstern Price*.

Dibawah ini disajikan stabilitas pada tanggul dengan dimensi maksimum dan minimum dengan anggapan bahwa stabilitas tanggul dibawah ini cukup mewakili perhitungan tanggul pada patok-patok yang lainnya.

Hasil perhitungan nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul kiri hulu dengan dimensi yang terbesar dalam kondisi normal dilihat pada tabel 4.20 - 4.21.



Gambar 4.20. Stabilitas Tanggul Kiri Hulu Patok 158 Sungai Tolabit



Gambar 4.21. Bidang longsoran Tanggul kiri hulu Patok 158 Sungai Tolabit

Tabel 4.21. Nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul kiri hulu

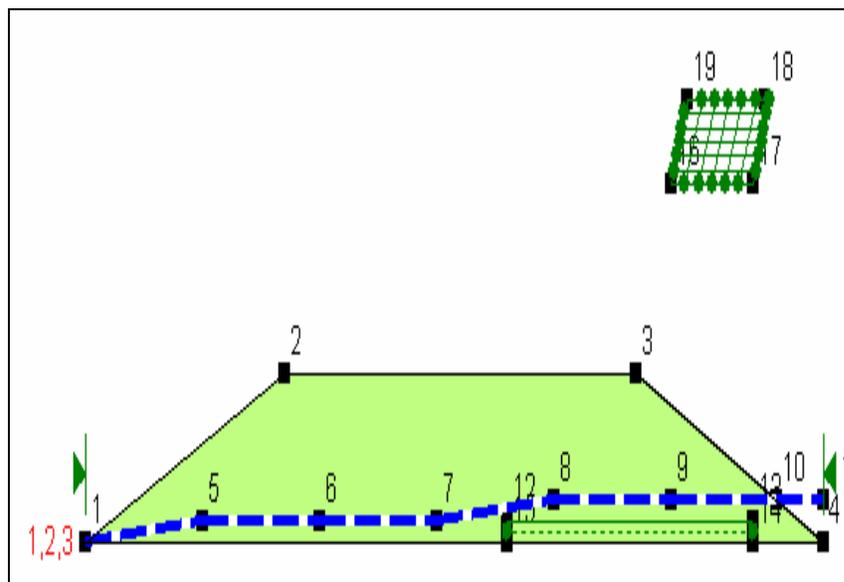
	Minimum Factor of Safety	Moment	Force
Ordinary:	2.016	-	-
Bishop:	1.960	-	-
Janbu:	-	-	2.291

Slip Surface #: 147 of 147

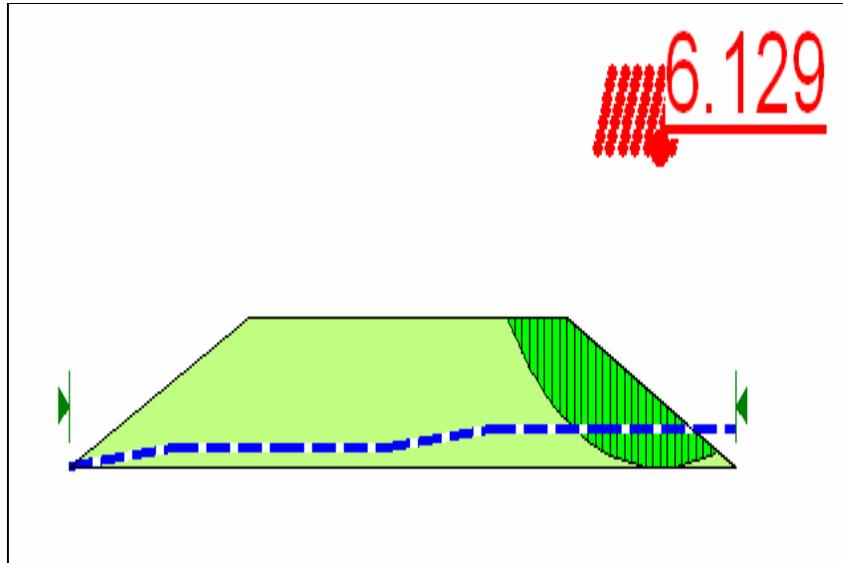
Data File: festy high.slz

Start [] Stop []

Perhitungan nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul sebelah kanan hulu terendah dalam kondisi normal patok 179 dilihat pada tabel 4.22 - 4.23.



Gambar 4.22. Stabilitas tanggul kanan hulu terendah



Gambar 4.23. Bidang longsoran tanggul kanan hulu terendah

Tabel 4.22. Nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul kanan hulu terendah

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	6.098	-
Bishop:	6.129	-
Janbu:	-	6.044

Slip Surface #: 147 of 147

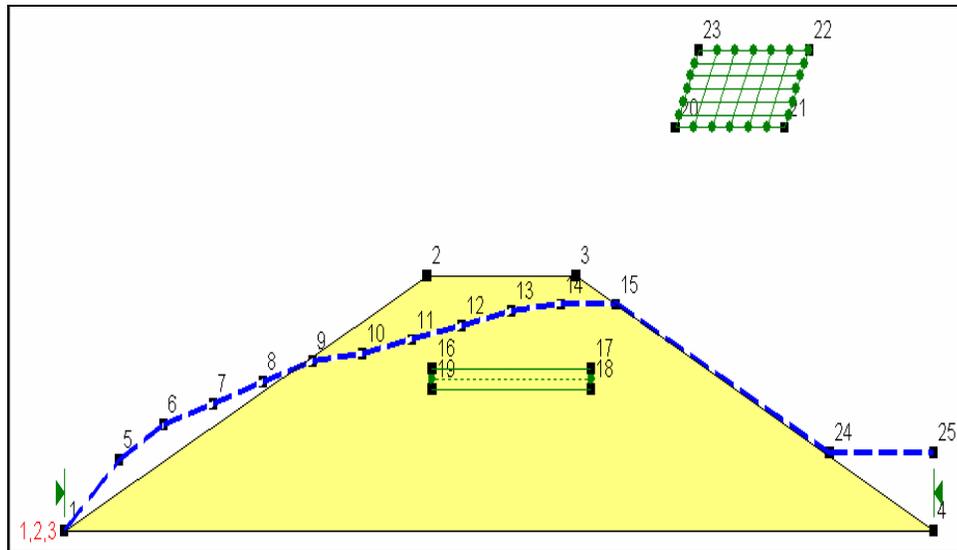
Data File: festy low.slz

Start [] Stop []

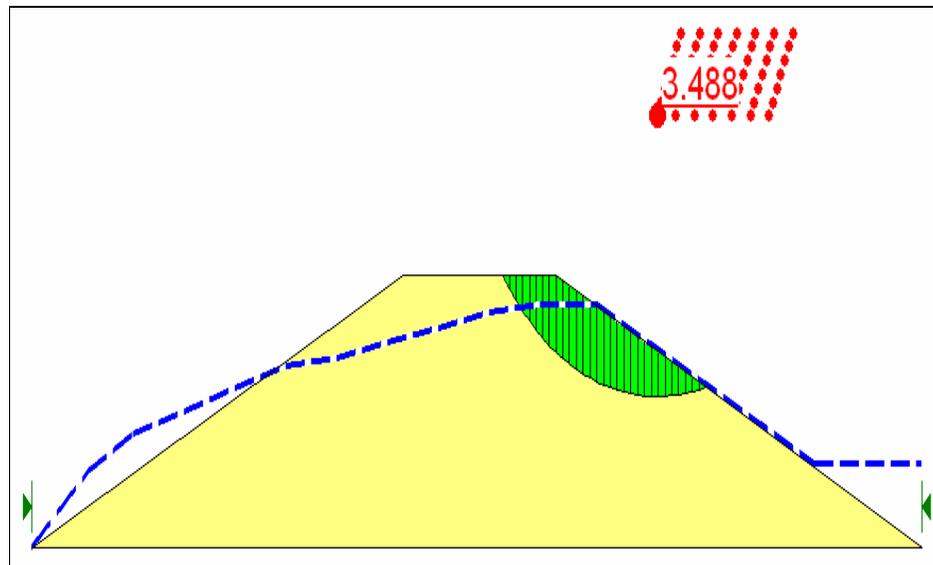
4.4.3.4. Stabilitas Tanggul dengan Kondisi *Rapid Drawdown* Sungai Tolabit

Analisa stabilitas lereng Morgenstern digunakan untuk kondisi dimana muka air turun dengan cepat pada suatu bendungan urugan tanah yang terlatak pada permukaan tanah keras dan kedap air. Prinsipnya pada saat *Rapid Drawdown* dianggap garis aliran arahnya horizontal dan garis *exponential* arahnya vertikal. Berat volume tanah dianggap sama dengan 2 kali lipat berat volume air (Hardiyatmo, Hary Christiady.2007:421).

-Patok 158 (dimensi tanggul kiri hulu terbesar)



Gambar 4.24. Satabilitas Tanggul Kondisi Rapid Drawdown P.158 S.Tolabit



Gambar 4.25. Bidang Longsor Kondisi Rapid Drawdown P.158 S. Tolabit

Tabel 4.23. Nilai Keamanan Maksimum (safety factor) Tanggul Kiri Hulu P.158 (kondisi rapid draw down)

	Minimum Factor of Safety	Moment	Force
Ordinary:	3.470	-	-
Bishop:	3.488	-	-
Janbu:	-	-	3.579

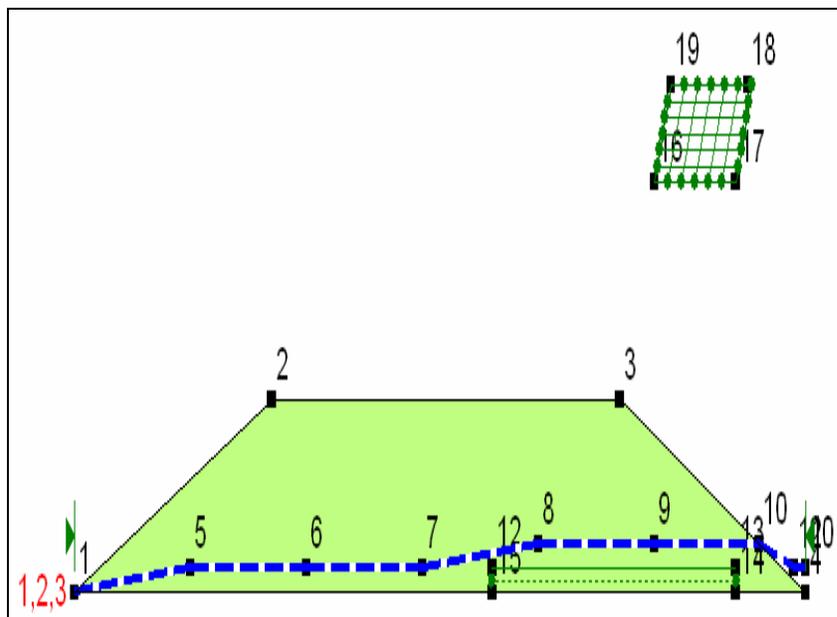
Slip Surface #: 147 of 147

Data File: festy high r.siz

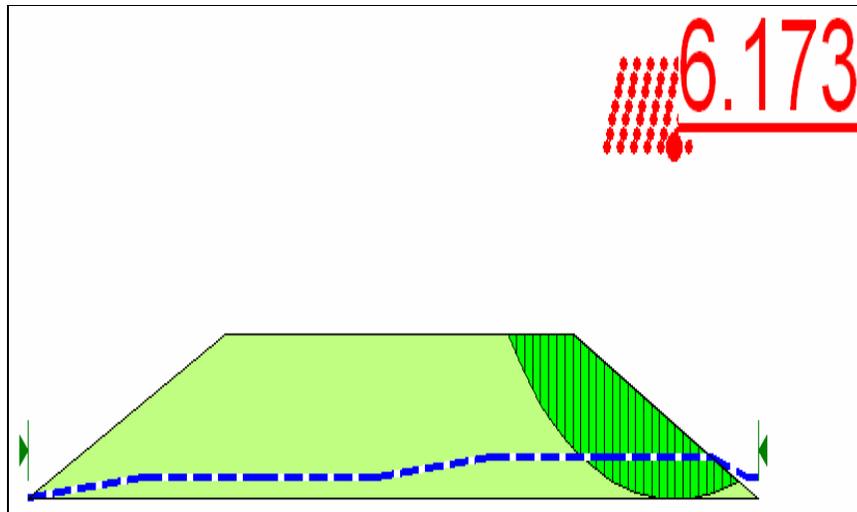
Start [] Stop []

Keterangan :
 Asumsi penurunan air = $\frac{1}{3} h_{m.a}$

-Patok 179 (dimensi tanggul kanan hulu terkecil)



Gambar 4.26. Satabilitas Tanggul Kondisi Rapid Drawdown P.179 S.Tolabit



Gambar 4.27. Bidang Longsor Kondisi Rapid Drawdown P.179 S. Tolabit

Tabel 4.24. Nilai Keamanan Maksimum (safety factor) Tanggul Kanan Hulu P.179 (kondisi rapid draw down)

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	6.141	-
Bishop:	6.173	-
Janbu:	-	6.082

Slip Surface #: 147 of 147

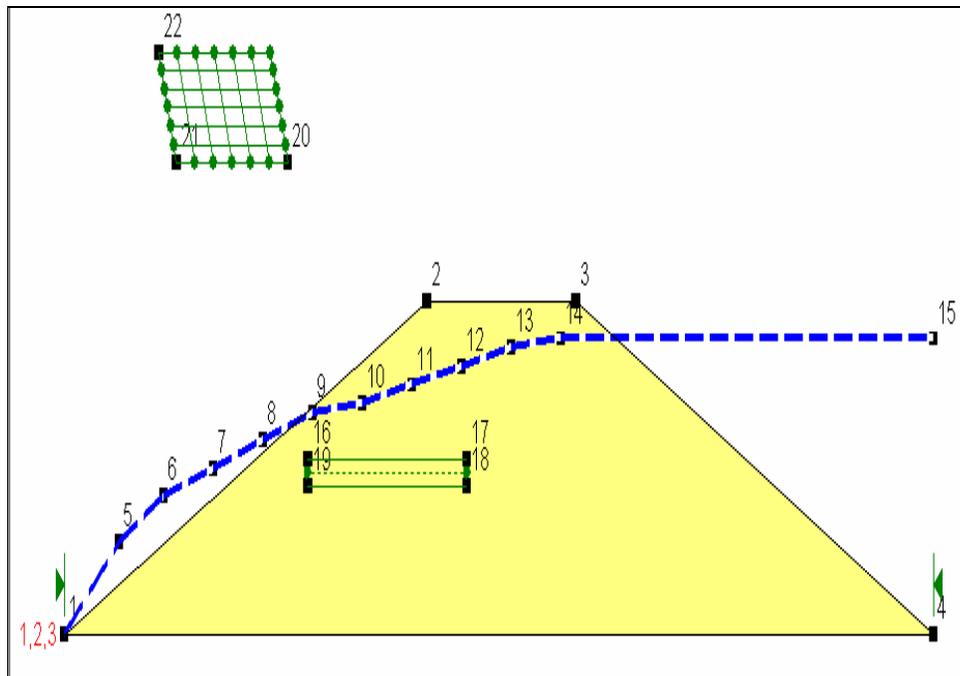
Data File: festy low r.siz

Start [] Stop []

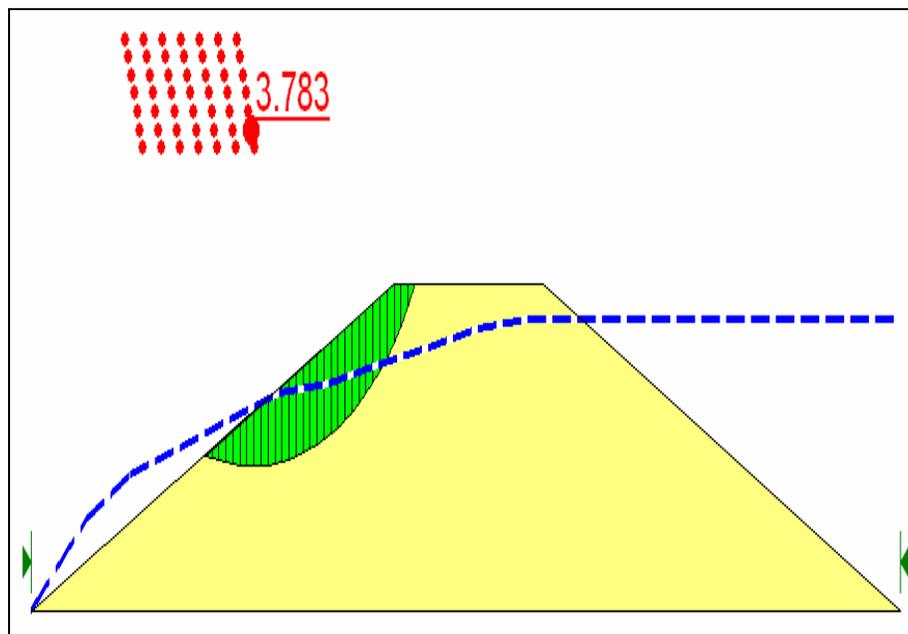
Keterangan :
Asumsi penurunan air = $\frac{1}{3} h_{m.a}$

4.4.3.5. Stabilitas Tanggul dengan Kondisi Tanpa Ada Air Sungai

-Patok 158 (dimensi tanggul terbesar sebelah kiri hilir)



Gambar 4.28. Stabilitas Tanggul Kiri Hulu Patok 158 Sungai Tolabit



Gambar 4.29. Bidang longsoran Tanggul kiri hulu Patok 158 Sungai Tolabit

Tabel 4.25. Nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul kiri hilir

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	3.774	-
Bishop:	3.783	-
Janbu:	-	3.883

Slip Surface #: 147 of 147

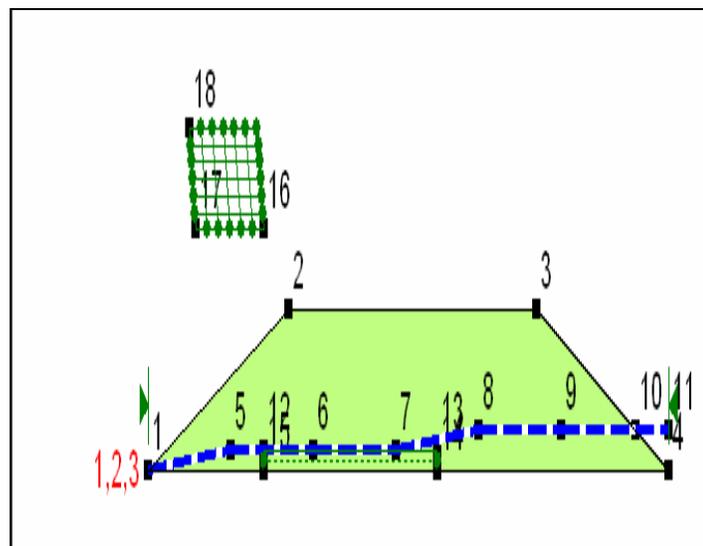
Data File: festy high kosong.slz

Start [] Stop []

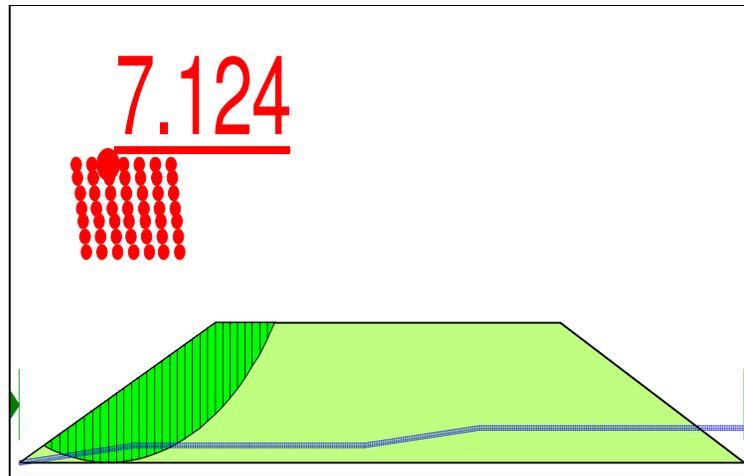
Keterangan :

Asumsi tanggul dalam keadaan tanpa ada air sungai

-Patok 179 (dimensi tanggul terkecil sebelah kanan hilir)



Gambar 4.30. Stabilitas tanggul kanan hilir terendah



Gambar 4.31. Bidang longsor tanggul kanan hilir terendah

Tabel 4.26. Nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul kanan hilir terendah

	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	7.081	-
Bishop:	7.124	-
Janbu:	-	6.884

Slip Surface #: 147 of 147

Data File: festy low kosong.slz

Start [] Stop []

Keterangan :
Asumsi tanggul dalam keadaan tanpa ada air sungai

BAB V
KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

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

1. Dalam kajian ini teknologi yang digunakan adalah perbaikan penampang sungai apabila salurannya sempit dan tidak beraturan, kemudian pembuatan tanggul.
2. Pada kondisi eksisting banyak penampang Sungai Tolabit terutama pada daerah hulu sudah tidak dapat menampung debit banjir yang terjadi sehingga diperlukan upaya perbaikan untuk mengendalikan luapan air sungai yang akan mengakibatkan banjir. Untuk perencanaan digunakan debit dengan kala ulang 25 tahun. Hasil selengkapnya disajikan pada tabel 5.1 berikut :

Tabel 5.1. Hasil rekapitulasi penampang sungai yang meluber

Debit	Patok-patok yang meluber
Q _{1,01th}	202; 201; 200; 195; 194; 193; 187; 186; 183; 178; 177; 176; 175; 174; 170,5; 170; 169; 168; 166; 162; 161,5; 158; 156; 155; 137; 136; 135; 134
Q _{2th}	202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 189; 188; 187; 186; 183; 182; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 170,5; 170; 169; 168; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q _{5th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q _{10th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q _{25th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q _{50th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.
Q _{100th}	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.

3. Deskripsi tentang banjir disajikan pada tabel 5.1. Memperhatikan Tabel 5.1, maka alternatif yang direncanakan untuk penanggulangan banjir yang diusulkan berupa kombinasi perbaikan alur sungai dan pembuatan tanggul. Mengingat setiap tahun banjir selalu terjadi di Sungai Tolabit sehingga diperlukan alternatif yang dapat

memberikan reduksi banjir yang maksimal. Berdasarkan analisa awal, ada 2 alternatif perencanaan yang diberikan :

- a. Perbaikan penampang sungai pada semua patok, karena hampir disemua patok terjadi limpasan .

Tabel 5.2. Tiitik-titik yang memerlukan perbaikan penampang sungai

Debit banjir Rencana (m ³ /dt)	Perbaikan Penampang Sungai		Masih melimpas	
	Jumlah titik	Patok	Jumlah titik	Patok
Q 1,01 Th (155.17)	28	202; 201; 200; 195; 194; 193; 187; 186; 183; 178; 177; 176; 175; 174; 170,5; 170; 169; 168; 166; 162; 161,5; 158; 156; 155; 137; 136; 135; 134	3	169; 168; 158
Q 2 Th (254.72)	42	202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 189; 188; 187; 186; 183; 182; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 170,5; 170; 169; 168; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.	9	202; 201; 200; 187; 186; 178; 169; 168; 158
Q 5Th (305.72)	48	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.	14	202; 201; 200; 187; 186; 178; 175; 170,5; 170; 169; 168; 166; 162; 158
Q 10 Th (336.58)	49	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.	16	202; 201; 200; 196; 187; 186; 178; 175; 174; 170,5; 170; 169; 168; 166; 162; 158
Q 25 Th (366.67)	49	203; 202; 201; 200; 199; 198; 197; 196; 195; 194; 193; 192; 191; 190; 189; 188; 187; 186; 185; 183; 182; 181; 180; 179,5; 179; 178; 177; 176; 175; 174; 173; 172; 171; 170,5; 170; 169; 168; 167; 166; 165; 163; 162; 161,5; 161; 158; 156; 155; 136; 135; 134.	21	202; 201; 200; 199; 196; 194; 192; 187; 186; 179; 178; 177; 175; 174; 170,5; 170; 169; 168; 166; 162; 158

- b. Setelah adanya pelebaran penampang sungai masih ada air sungai yang meluap pada Q25 maka diupayakan penanganan selanjutnya dengan cara membuat tanggul disekitar daerah yang masih ada luapan banjir, dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 5.3. Titik-titik yang perlu pembuatan tanggul

Debit banjir Rencana (m ³ /dt)	Tanggul Kiri		Tanggul Kanan	
	Jumlah titik	Patok	Jumlah titik	Patok
Q 1,01 Th (114,81)	3	169; 168; 158	-	-
Q 2 Th (186,77)	9	202; 201; 200; 187; 186; 178; 169; 168; 158	4	200; 178; 177; 174;
Q 5Th (223,63)	14	202; 201; 200; 187; 186; 178; 175; 170,5; 170; 169; 168; 166; 162; 158	6	200; 196; 195; 178; 177; 174;
Q 10 Th (245,94)	16	202; 201; 200; 196; 187; 186; 178; 175; 174; 170,5; 170; 169; 168; 166; 162; 158	6	200; 196; 195; 178; 177; 174;
Q 25 Th (267,69)	21	202; 201; 200; 199; 196; 194; 192; 187; 186; 179; 178; 177; 175; 174; 170,5; 170; 169; 168; 166; 162; 158	6	200; 196; 195; 178; 177; 174;

Tabel 5.4. Rekapitulasi Nilai keamanan minimum (*Safety factor*)

Kondisi Sungai	Menurut Ordinary				Menurut Bishop				Menurut Janbu			
	Hulu		Hilir		Hulu		Hilir		Hulu		Hilir	
	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri
Normal	6.098	2.016	-	-	6.129	1.960	-	-	6.044	2.291	-	-
Rapid Draw Down	6.141	3.470	-	-	6.173	3.488	-	-	6.082	3.579	-	-
Kosong	-	-	3.774	7.081	-	-	3.783	7.124	-	-	3.883	6.884

- Setelah dilakukan upaya pengendalian banjir seperti perbaikan penampang sungai dan pembuatan tanggul, maka kapasitas tampungan Sungai Tolabit mampu menampung debit kala ulang 25 tahun dengan tinggi jagaan 0,8 m sampai dengan kala ulang 100 tahun dengan sisa tinggi jagaan 0,2 m.

5.2 Saran

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

1. Dalam mendukung upaya pengendalian banjir di Sungai Tolabit, perlu kiranya disertai upaya perlindungan dan pengendalian kawasan sungai.
2. Agar dimensi tanggul rencana lebih ramping disarankan agar mencari *borrow area* dengan jenis tanah yang lebih baik, yang nantinya tanah tersebut akan digunakan sebagai timbunan tubuh tanggul.
3. Mengingat kajian ini didaerah hulu dimana selain ada pemukiman penduduk, daerah ini tangkapan air DAS Tolabit cukup kritis dikarenakan kerusakan vegetasi hutan, serta budidaya pertanian berupa ladang yang terus berkembang dan banyaknya galian yang mengakibatkan kondisi tanah mudah tererosi. Untuk mengatasi hal tersebut diperlukan upaya perbaikan seperti reboisasi.
4. Perlu dilakukan studi lebih lanjut dan detail mengenai perencanaan , perkuatan tebing terutama pada ruas sungai bagian hulu, mengingat resiko terjadi longsor sangat tinggi.
5. Perlunya keakuratan dan kelengkapan data terutama data *cross section*, sehingga analisa profil aliran dengan HEC-RASS Version 3.1.3 dapat dilakukan secara comprehensif dalam suatu sistem.
6. Perlunya pemahaman lebih lanjut tentang program HEC-RASS Version 3.1.3 dan Geoslope Student Version ini, mengingat akan banyaknya kemudahan dan kelebihan program yang belum tersampaikan dalam kajian ini.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 2001. *Hydraulic Reference Manual HEC-RAS 3.1.3*. California : U.S. Army Corps of Engineers.
- Anonim. 2004. *Stability Modeling with SLOPE/W*. Canada : GEO-SLOPE/W International,Ltd.
- Anonim. 2008. *Laporan Pendahuluan SID berupa Detail Desain Sungai Tolabit*. Sidoarjo : PT. Arsi Wastuady.
- Chow, Ven Te. 1997. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta : Erlangga.
- Hardiyatmo, Hary Christiady.2007. *Mekanika Tanah 2 Edisi keempat*. Yogyakarta : Gajah Mada University Press.
- Harto Br, Sri. 1993. *Analisis Hidrologi*. Jakarta: Penerbit Gramedia.
- Soemarto, CD. 1987. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi – Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid I*. Bandung: Nova.
- Sosrodarsono, S. dan K. Takeda. 1980. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, S. dan K. Takeda. 1981. *Bendungan Type urugan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, S. dan M. Tominaga. 1985. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, S. 2000. *Teknik Pondasi dan mekanika Tanah*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Subarkah, Imam. 1980. *Hidrologi untuk Perencanaan Bangunan Air*. Bandung: Idea Dharma.
- Suprijanto, Heri. 2005. *Bahan Perkuliahan Morfologi Sungai*. Malang : Teknik Pengairan Universitas Brawijaya.
- Suprijanto, Heri. 2005. *Bahan Perkuliahan Rekayasa Sungai*. Malang : Teknik Pengairan Universitas Brawijaya.