

TUGAS AKHIR

SIMULASI HIDROLIK DENGAN MENGGUNAKAN APLIKASI *HEC-RAS* PADA KALI SILANDAK SEMARANG

**Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan
Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung**



Disusun Oleh :

Nur Laila

NIM : 30201900162

Safitri Biru Ning Tyas

NIM : 30201900191

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
2023**

LEMBAR PENGESAHAN

**SIMULASI HIDROLIK DENGAN MENGGUNAKAN APLIKASI
HEC-RAS PADA KALI SILANDAK SEMARANG**

Yang diajukan oleh :



Nur Laila

NIM : 30201900162



Safitri Biru Ning Tyas

NIM : 30201900191

Telah disetujui dan disahkan di Semarang Agustus 2023

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. **Prof. Ir. H. Slamet Imam Wahyudi, DEA**
NIDN : 0613026601
2. **Ir. Moh. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D**
NIDN : 0612106701
3. **Ari Sentani, ST., M.Sc**
NIDN : 0604028502

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik

Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Anyar, ST., M.Eng.

NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No:53 / A.2 / SA – T / VII /2023

Pada hari ini tanggal Agustus 2023 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Prof. Ir. H. Slamet Imam Wahyudi, DEA
Jabatan Akademik : Guru Besar
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama

2. Nama : Ir. Moh. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D
Jabatan Akademik : Lektor
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Nur Laila
NIM : 30201900162

Safitri Biru Ning Tyas
NIM : 30201900191

Judul : Simulasi Hidrolik Dengan Menggunakan Aplikasi *HEC-RAS* Pada Kali Silandak Semarang

Dengan tahapan sebagai berikut :

No.	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1.	Penunjukan dosen pembimbing	14/03/2023	ACC
2.	Seminar Proposal	09/06/2023	ACC
3.	Pengumpulan data	17/06/2023	ACC
4.	Analisis data	19/06/2023	ACC
5.	Penyusunan laporan	22/06/2023	ACC
6.	Selesai laporan	01/08/2023	ACC

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing Utama

Dosen Pembimbing Pendamping

Prof. Ir. H. Slamet Imam Wahyudi, DEA

Ir. Moh. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

1. NAMA : Nur Laila
NIM : 30201900162
2. NAMA : Safitri Biru Ning Tyas
NIM : 30201900191

dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :

SIMULASI HIDROLIK DENGAN MENGGUNAKAN APLIKASI *HEC-RAS* PADA KALI SILANDAK SEMARANG

benar bebas plagiat dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, Agustus 2023
Yang membuat pernyataan

Mahasiswa 1

Mahasiswa 2



Nur Laila

NIM : 30201900162



Safitri Biru Ning Tyas

NIM : 30201900191

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

1. NAMA : Nur Laila
NIM : 30201900162
2. NAMA : Safitri Biru Ning Tyas
NIM : 30201900191

JUDUL TUGAS : Simulasi Hidrolik Dengan Menggunakan Aplikasi
AKHIR *HEC-RAS* Pada Kali Silandak Semarang

Menyatakan dengan sesungguhnya, bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan – bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijazah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, Agustus 2023
Yang membuat pernyataan,

Mahasiswa 1



Nur Laila

30201900162

Mahasiswa 2



Safitri Biru Ning Tyas

30201900191

MOTTO

كُنْتُمْ خَيْرَ أُمَّةٍ أُخْرِجَتْ لِلنَّاسِ تَأْمُرُونَ بِالْمَعْرُوفِ وَتَنْهَوْنَ عَنِ الْمُنْكَرِ وَتُؤْمِنُونَ بِاللَّهِ وَلَوْ ءَامَنَ أَهْلُ الْكِتَابِ لَكَانَ خَيْرًا لَهُمْ مِّنْهُمْ الْمُؤْمِنُونَ وَأَكْثَرُهُمُ الْفَاسِقُونَ

“Kamu adalah umat yang terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh kepada yang ma'ruf, dan mencegah dari yang munkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli Kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka, di antara mereka ada yang beriman, dan kebanyakan mereka adalah orang-orang yang fasik” (QS. Ali ‘Imran ayat 110)

وَمَنْ سَلَكَ طَرِيقًا يَلْتَمِسُ فِيهِ عِلْمًا سَهَّلَ اللَّهُ لَهُ بِهِ طَرِيقًا إِلَى الْجَنَّةِ

"Siapa yang menempuh jalan untuk mencari ilmu, maka Allah akan memudahkan baginya jalan menuju surga." (HR Muslim , no. 2699)

مَنْ تَعَلَّمَ عِلْمًا مِّمَّا يُبْتَغَى بِهِ وَجْهُ اللَّهِ عَزَّ وَجَلَّ لَا يَتَعَلَّمُهُ إِلَّا لِيُصِيبَ بِهِ عَرَضًا مِنَ الدُّنْيَا لَمْ يَجِدْ عَرَفَ الْجَنَّةِ يَوْمَ الْقِيَامَةِ

"Barangsiapa yang mempelajari ilmu yang dengannya dapat memperoleh keridhoan Allah SWT, (tetapi) ia tidak mempelajarinya kecuali untuk mendapatkan kesenangan duniawi, maka ia tidak akan mendapatkan harumnya surga di hari kiamat nanti." (HR Abu Daud)

مَنْ خَرَجَ فِي طَلَبِ الْعِلْمِ فَهُوَ فِي سَبِيلِ اللَّهِ حَتَّى يَرْجِعَ

"Barang siapa keluar dalam rangka menuntut ilmu, maka dia berada di jalan Allah sampai ia kembali." (HR Tirmidzi)

تَعَلَّمُوا أَوْ عَلِّمُوا أَوْ تَوَاصَعُوا الْمُعَلِّمِينَ وَلْيَلُوا لِلْمُعَلِّمِينَ

“Belajarlah kamu semua, dan mengajarlah kamu semua, dan hormatilah guru-gurumu, serta berlaku baiklah terhadap orang yang mengajarkanmu.” (HR Thabrani)

PERSEMBAHAN

Puji syukur kehadiran Allah SWT, Tuhan pemilik jiwa dan alam semesta yang telah melimpahkan rahmat dan karunia-Nya. Sholawat serta salam selalu tercurahkan kepada Nabi Muhammad SAW, keluarganya, sahabatnya dan juga para pengikutnya. Tugas akhir ini saya persembahkan kepada:

1. Allah SWT yang telah memberikan kesehatan, rahmat, hidayah, rizekinya sehingga atas izin dan karunianya tugas akhir ini dapat terselesaikan.
2. Tugas akhir ini saya persembahkan untuk kedua orang tua saya, Bapak saya Maslani dan Ibu saya Murwati, yang telah memberikan semua dukungan moral maupun material, kasih sayang, kesabaran, do'a dan segalanya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Prof. Ir. H. Slamet Imam Wahyudi, DEA dan Bapak Ir. Moh. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikirannya untuk membimbing kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini.
4. Seluruh dosen Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA, terimakasih atas semua ilmunya yang sangat bermanfaat.
5. Teman-teman terdekat saya, Tegar, Angga, Azmi, Raps, Romi, Farul, Ryan, Hayu, dan juga Okta terima kasih telah mendengarkan keluh kesah saya, doa, dukungan, dan segala bantuannya.
6. Takdir Alisyahbana (@jek_) selaku selebtweet dengan followers hampir dua juta, yang selalu memberikan motivasi tidak seberapa tapi bisa membuat saya tertawa serta lebih bersabar di setiap membaca tweetnya.
7. Dan yang paling utama, terima kasih kepada diri saya sendiri yang tidak pernah menyerah dalam menyelesaikan berbagai rintangan dan kesulitan dari awal hingga tulisan ini dapat terselesaikan.

Nur Laila

NIM : 30201900162

PERSEMBAHAN

Puji syukur kehadiran Allah SWT, Tuhan pemilik jiwa dan alam semesta yang telah melimpahkan rahmat dan karunia-Nya. Sholawat serta salam selalu tercurahkan kepada Nabi Muhammad SAW, keluarganya, sahabatnya dan juga para pengikutnya. Tugas akhir ini saya persembahkan kepada:

1. Allah SWT yang telah memberikan kesehatan, rahmat, hidayah, rezekinya sehingga atas izin dan karunianya tugas akhir ini dapat terselesaikan.
2. Kedua orang tua saya, Bapak saya Joko Suprayitno dan Ibu saya Chosiah, atas semua dukungan moral maupun material, kasih sayang, kesabaran dan do'a.
3. Bapak Prof. Ir. H. Slamet Imam Wahyudi, DEA dan Bapak Ir. Moh. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D. yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikirannya untuk memberikan bimbingan pada kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
4. Seluruh dosen Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA, terimakasih atas semua ilmunya yang sangat bermanfaat.
5. Nur Laila, selaku rekan yang telah berjuang dan bekerja keras bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
6. Teman-teman saya Angel, Amel, Zhahra, Rizka, Meilani, Happy, Safira, dan Eka yang selalu ada dan mau mendengarkan keluh kesah saya selama ini.

Safitri Biru Ning Tyas
NIM : 30201900191

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT, karena hanya dengan rahmat dan karunia-Nya laporan Tugas Akhir ini dapat terselasaikan dengan baik tentang “Simulasi Hidrolik Menggunakan Aplikasi *HEC-RAS* Pada Kali Silandak Semarang”, guna memenuhi persyaratan dalam menyelesaikan Program Sarjana Teknik Sipil di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Pada kesempatan ini, penulis hendak menyampaikan ucapan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah mendukung dalam penyusunan tugas akhir ini, yaitu:

1. Bapak M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Prof. Ir. H. Slamet Imam Wahyudi, DEA selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir, yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikiran untuk memberikan bimbingan pada kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
3. Bapak Ir. Moh. Faiqun Ni'am, MT., Ph.D., selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir, yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikiran untuk memberikan bimbingan pada kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
4. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan ilmunya kepada penulis
5. Semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih banyak kekurangan baik isi maupun susunannya, semoga tugas akhir ini bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembacanya.

Semarang, Agustus 2023

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iv
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	v
PERNYATAAN KEASLIAN	vii
MOTTO	ix
PERSEMBAHAN	x
KATA PENGANTAR	xii
DAFTAR ISI	xiii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR GAMBAR	xv
ABSTRAK	xvi
ABSTRACT	xvii
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1. Latar Belakang	2
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Tujuan Kajian	2
1.5. Lokasi	2
1.6. Sistematika Penulisan	2
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 4
2.1. Sungai	4
2.1.1. Penampang Sungai	5
2.2. Daerah Aliran Sungai (DAS)	5
2.3. Hidrologi	6
2.4. Hidrolika	6
2.5. Curah Hujan	7
2.5.1. Metode Rata-rata Aljabar	7
2.5.2. Metode <i>Polygon Thiessen</i>	8
2.5.3. Metode Isohyet	9
2.6. Debit Banjir Rencana	10
2.6.1. Metode Rasional	10
2.7. HEC-RAS	11
2.7.1. Prinsip Dasar Aliran	11
2.7.1.1. Aliran Permanen (<i>Steady Flow</i>)	12
2.7.1.2. Aliran Tidak Permanen (<i>Unsteady Flow</i>)	15
 BAB III METODE PENELITIAN	 18
3.1. Pengumpulan Data	18
3.1.1. Data Primer	18
3.1.2. Data Sekunder	18
3.2. Tahapan Penelitian	18

3.3. Bagan Alir Pikir Penelitian	24
3.4. Lokasi Penelitian	25
3.5. <i>Time Schedule</i> Pelaksanaan Tugas Akhir	27
 BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN.....	28
4.1. Tinjauan Umum	28
4.1.1. Keadaan Geografis	28
4.1.2. Keadaan Iklim	29
4.1.3. Kependudukan	29
4.2. Analisis Curah Hujan	30
4.2.1. Analisis Curah Hujan Maksimum Rata-Rata dengan Metode Rerata Arimatik (Aljabar).....	30
4.3. Analisis Frekuensi.....	35
4.3.1. Pengukuran Dispersi	35
4.3.2. Pemilihan Distribusi Curah Hujan	37
4.4. Pengujian Kesesuaian Distribusi.....	37
4.4.1. Uji Kesesuaian Distribusi Dengan Metode Chi-Kuadrat.....	37
4.4.2. Uji Kesesuaian Dstribusi Dengan Metode Smirnov Kolmogorov	41
4.5. Distribusi Curah Hujan Metode Log Pearson Type III.....	47
4.6. Perhitungan Curah Hujan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (PMP)	49
4.7. Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu	54
4.7.1. Perhitungan Rerata Hujan Dari Awal Sampai Jam ke-T	54
4.7.2. Hasil Perhitungan Curah Hujan Efektif (R_n).....	57
4.7.3. Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu	58
4.8. Simulasi Kali Silandak Dengan HEC-RAS	74
 BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	123
5.1. Kesimpulan	123
5.2. Saran	123
 DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	



DAFTAR TABEL

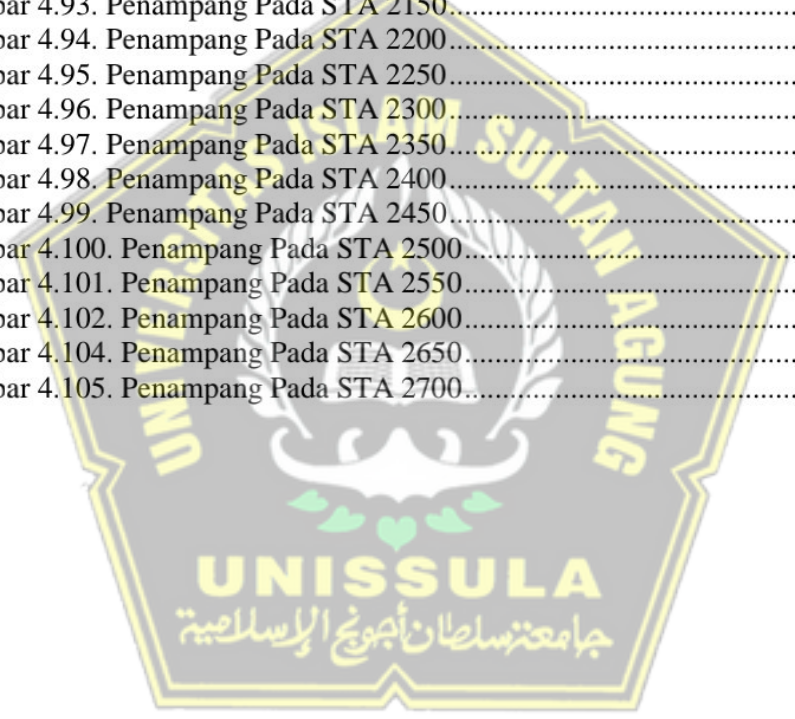
Tabel 3.1. <i>Time Schedule</i> Pelaksanaan Tugas Akhir	27
Tabel 4.1. Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata Per Tahun Pada Stasiun Kantor Balai PSDA Bodri Kuto.....	32
Tabel 4.2. Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata Per Tahun Pada Stasiun Plumbon	33
Tabel 4.3. Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata Per Tahun Pada Stasiun Gn. Pati	34
Tabel 4.4. Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata	35
Tabel 4.5. Hasil Perhitungan Parameter Statistik Curah Hujan	36
Tabel 4.6. Syarat Pemilihan Distribusi	37
Tabel 4.7. Urutan Data Hujan Maksimum Tahunan	38
Tabel 4.8. Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat	39
Tabel 4.9. Perhitungan Uji Chi-Kuadrat	40
Tabel 4.10. Urutan Curah Hujan Maksimum Tahunan.....	41
Tabel 4.11. Perhitungan Nilai S dan Cs	42
Tabel 4.12. Hasil Perhitungan Nilai Cs	43
Tabel 4.13. Hasil Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov	45
Tabel 4.14. Harga D Kritis untuk Smirnov Kolmogorov Test	46
Tabel 4.15. Nilai Cs untuk Nilai Positif.....	46
Tabel 4.16. Nilai Cs untuk Nilai Negatif	47
Tabel 4.17. Harga Perhitungan Nilai Cs Metode Log Pearson Type III.....	48
Tabel 4.18. Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Type III	49
Tabel 4.19. Rata-Rata Hujan Maksimum.....	49
Tabel 4.20. Hasil Perhitungan Log Pearson Type III	54
Tabel 4.21. Nilai Rasio Hujan Harian Maksimum.....	57
Tabel 4.22. Tabel Koefisien Pengaliran.....	57
Tabel 4.23. Curah Hujan Rencana Efektif (R_n).....	58
Tabel 4.24. Distribusi Hujan Efektif Jam-Jaman.....	58
Tabel 4.25. Ordinat Hidrograf Satuan.....	61
Tabel 4.26. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 2 Tahun.....	63
Tabel 4.27. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 5 Tahun.....	64
Tabel 4.28. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 10 Tahun.....	65
Tabel 4.29. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 25 Tahun.....	66
Tabel 4.30. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 50 Tahun.....	67
Tabel 4.31. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 100 Tahun.....	68
Tabel 4.32. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 1000 Tahun.....	69
Tabel 4.33. Hidrograf Satuan Banjir Rencana PMF	70
Tabel 4.34. Rekapitulasi Hidrograf Satuan Banjir	71

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Penampang Sungai	5
Gambar 2.2. Penampang Sungai di Daerah Hulu, Tengah, dan Hilir	5
Gambar 2.3. Siklus Hidrologi	6
Gambar 2.4 Metode <i>Polygon Thiessen</i>	9
Gambar 2.5. Metode Isohyet.....	10
Gambar 2.6. Diagram Aliran Berubah Beraturan	13
Gambar 2.7. Pembagian Tampang Kapasitas Angkut	15
Gambar 2.8. Kerangka Volume Kontrol.....	15
Gambar 3.1. Tampilan Menu Utama HEC-RAS 5.0.7	22
Gambar 3.2. Peta Lokasi	25
Gambar 3.3. Area DAS Kali Silandak	26
Gambar 4.1. Grafik Faktor Penyesuaian Rata-Rata Terhadap Pengamatan Maksimum	52
Gambar 4.2. Grafik Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum	52
Gambar 4.3. Grafik Faktor Penyesuaian Rata-rata dan Simpangan Baku Terhadap Panjang Pengamatan Data.....	53
Gambar 4.4. Grafik Harga Km.....	53
Gambar 4.5. Grafik Ordinat Hidrograf Satuan	60
Gambar 4.6. Grafik Rekapitulasi Hidrograf Satuan Banjir Rencana Metode Nakayasu dengan PMF	72
Gambar 4.7. Grafik Rekapitulasi Hidrograf Satuan Banjir Rencana Metode Nakayasu tanpa PMF	73
Gambar 4.8. Hasil Pemodelan Skema Aliran dan Geometri Penampang Hasil Pengukuran Topografi	74
Gambar 4.9. Tampilan Jendela Cross Section Data.....	74
Gambar 4.10. Pemasukan Data Debit <i>Stage Hydrograph</i>	75
Gambar 4.11. Pemasukan Data Debit <i>Flow Hydrograph</i>	76
Gambar 4.12. Persiapan Komponen Komputasi Aliran Permanen.....	76
Gambar 4.13. Laporan Dari Proses Komputasi	77
Gambar 4.14. Kedalaman Kritis Q_{100}	77
Gambar 4.15. Profil Memanjang Kali Silandak pada Q_{100}	78
Gambar 4.16. Penampang Pada STA 0.....	78
Gambar 4.17. Penampang Pada STA 20.....	79
Gambar 4.18. Penampang Pada STA 40.....	79
Gambar 4.19. Penampang Pada STA 60.....	80
Gambar 4.20. Penampang Pada STA 80.....	80
Gambar 4.21. Penampang Pada STA 100.....	81
Gambar 4.22. Penampang Pada STA 120.....	81
Gambar 4.23. Penampang Pada STA 140.....	82
Gambar 4.24. Penampang Pada STA 160.....	82
Gambar 4.25. Penampang Pada STA 180.....	83
Gambar 4.26. Penampang Pada STA 200.....	83
Gambar 4.27. Penampang Pada STA 220.....	84
Gambar 4.28. Penampang Pada STA 240.....	84

Gambar 4.29. Penampang Pada STA 260.....	85
Gambar 4.30. Penampang Pada STA 280.....	85
Gambar 4.31. Penampang Pada STA 300.....	86
Gambar 4.32. Penampang Pada STA 320.....	86
Gambar 4.33. Penampang Pada STA 340.....	87
Gambar 4.34. Penampang Pada STA 360.....	87
Gambar 4.35. Penampang Pada STA 380.....	88
Gambar 4.36. Penampang Pada STA 400.....	88
Gambar 4.37. Penampang Pada STA 420.....	89
Gambar 4.38. Penampang Pada STA 440.....	89
Gambar 4.39. Penampang Pada STA 460.....	90
Gambar 4.40. Penampang Pada STA 480.....	90
Gambar 4.41. Penampang Pada STA 500.....	91
Gambar 4.42. Penampang Pada STA 520.....	91
Gambar 4.43. Penampang Pada STA 530.....	92
Gambar 4.44. Penampang Pada STA 540.....	92
Gambar 4.45. Penampang Pada STA 550.....	93
Gambar 4.46. Penampang Pada STA 560.....	93
Gambar 4.47. Penampang Pada STA 570.....	94
Gambar 4.48. Penampang Pada STA 580.....	94
Gambar 4.49. Penampang Pada STA 600.....	95
Gambar 4.50. Penampang Pada STA 620.....	95
Gambar 4.51. Penampang Pada STA 640.....	96
Gambar 4.52. Penampang Pada STA 660.....	96
Gambar 4.53. Penampang Pada STA 680.....	97
Gambar 4.54. Penampang Pada STA 700.....	97
Gambar 4.55. Penampang Pada STA 720.....	98
Gambar 4.56. Penampang Pada STA 740.....	98
Gambar 4.57. Penampang Pada STA 760.....	99
Gambar 4.58. Penampang Pada STA 780.....	99
Gambar 4.59. Penampang Pada STA 800.....	100
Gambar 4.60. Penampang Pada STA 820.....	100
Gambar 4.61. Penampang Pada STA 840.....	101
Gambar 4.62. Penampang Pada STA 860.....	101
Gambar 4.63. Penampang Pada STA 880.....	102
Gambar 4.64. Penampang Pada STA 900.....	102
Gambar 4.65. Penampang Pada STA 920.....	103
Gambar 4.66. Penampang Pada STA 940.....	103
Gambar 4.67. Penampang Pada STA 960.....	104
Gambar 4.68. Penampang Pada STA 980.....	104
Gambar 4.69. Penampang Pada STA 1000.....	105
Gambar 4.70. Penampang Pada STA 1050.....	105
Gambar 4.71. Penampang Pada STA 1100.....	106
Gambar 4.72. Penampang Pada STA 1150.....	106
Gambar 4.73. Penampang Pada STA 1200.....	107
Gambar 4.74. Penampang Pada STA 1250.....	107
Gambar 4.75. Penampang Pada STA 1300.....	108
Gambar 4.76. Penampang Pada STA 1350.....	108

Gambar 4.77. Penampang Pada STA 1400.....	109
Gambar 4.78. Penampang Pada STA 1450.....	109
Gambar 4.79. Penampang Pada STA 1500.....	110
Gambar 4.80. Penampang Pada STA 1550.....	110
Gambar 4.81. Penampang Pada STA 1600.....	111
Gambar 4.82. Penampang Pada STA 1650.....	111
Gambar 4.83. Penampang Pada STA 1700.....	112
Gambar 4.84. Penampang Pada STA 1750.....	112
Gambar 4.85. Penampang Pada STA 1800.....	113
Gambar 4.86. Penampang Pada STA 1850.....	113
Gambar 4.87. Penampang Pada STA 1875.....	114
Gambar 4.88. Penampang Pada STA 1900.....	114
Gambar 4.89. Penampang Pada STA 1950.....	115
Gambar 4.90. Penampang Pada STA 2000.....	115
Gambar 4.91. Penampang Pada STA 2050.....	116
Gambar 4.92. Penampang Pada STA 2100.....	116
Gambar 4.93. Penampang Pada STA 2150.....	117
Gambar 4.94. Penampang Pada STA 2200.....	117
Gambar 4.95. Penampang Pada STA 2250.....	118
Gambar 4.96. Penampang Pada STA 2300.....	118
Gambar 4.97. Penampang Pada STA 2350.....	119
Gambar 4.98. Penampang Pada STA 2400.....	119
Gambar 4.99. Penampang Pada STA 2450.....	120
Gambar 4.100. Penampang Pada STA 2500.....	120
Gambar 4.101. Penampang Pada STA 2550.....	121
Gambar 4.102. Penampang Pada STA 2600.....	121
Gambar 4.104. Penampang Pada STA 2650.....	122
Gambar 4.105. Penampang Pada STA 2700.....	122



ABSTRAK

Meningkatnya pertumbuhan penduduk menyebabkan semakin besar tekanan terhadap ruang lingkup yang terbatas sehingga banyak lahan kosong yang kemudian terbangun. Perubahan tata guna lahan ini kemudian menjadi kawasan pemukiman maupun tempat fasilitas umum yang menjadi pusat kegiatan manusia. Hal tersebut dapat mengakibatkan berkurangnya daerah resapan air sehingga air tidak meresap secara maksimal dan presentase aliran permukaan bertambah, kajian ini bertujuan mensimulasikan kondisi hidrolis Kali Silandak.

Analisis dilakukan dengan cara menghitung curah hujan menggunakan Metode HSS Nakayasu. Hasil dari analisis tersebut menghasilkan debit kala ulang banjir pada waktu yang telah ditentukan, kemudian dibuat pemodelan simulasi Kali Silandak menggunakan program aplikasi *HEC-RAS*.

Hasil perhitungan debit banjir dengan metode HSS Nakayasu pada periode ulang berturut-turut yaitu $Q_2 = 250,620 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_5 = 345,013 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{10} = 375,677 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{25} = 411,727 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{50} = 434,946 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{100} = 455,993 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{1000} = 513,361 \text{ m}^3/\text{detik}$, dengan debit banjir. Dalam analisis pada ruas penampang Kali Silandak pada program *HEC-RAS* terdapat beberapa limpasan melalui tanggul, seperti pada STA 520, STA 530, dan STA 540, sedangkan pada kondisi debit normal menimbulkan alur sungai yang menjalin / Graided.

Kata Kunci : *Simulasi Hidrolik; Debit Banjir; HEC-RAS; Kali Silandak.*



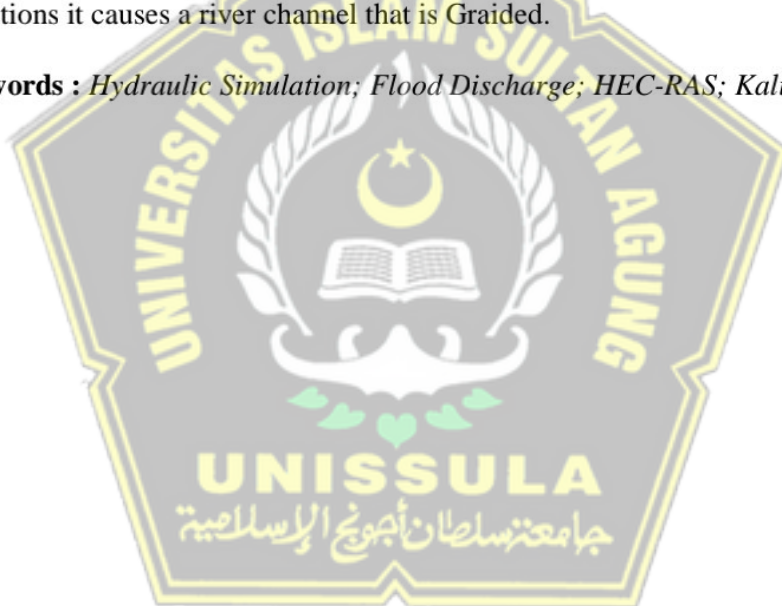
ABSTRACT

The increase in population growth causes greater pressure on the limited scope so that a lot of vacant land is then developed. This change in land use then becomes a residential area or a public facility which is the center of human activity. This can result in reduced water catchment areas so that water does not absorb optimally and the percentage of surface runoff increases. This study aims to simulate the hydraulic conditions of the Silandak River.

Analysis was carried out by calculating rainfall using the HSS Nakayasu method. The results of this analysis produce a flood return discharge at a predetermined time, then a simulation modeling of the Silandak River is made using the HEC-RAS application program

The results of calculating the flood discharge using the HSS Nakayasu method for successive return periods are $Q_2 = 250.620 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_5 = 345.013 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_{10} = 375.677 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_{25} = 411.727 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_{50} = 434.946 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_{100} = 455.993 \text{ m}^3/\text{sec}$, $Q_{1000} = 513.361 \text{ m}^3/\text{sec}$. In the analysis of the cross-section of the Silandak River in the *HEC-RAS* program, there is some runoff through the embankment, such as at STA 520, STA 530, and STA 540, whereas under normal discharge conditions it causes a river channel that is Graided.

Keywords : *Hydraulic Simulation; Flood Discharge; HEC-RAS; Kali Silandak.*



BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Meningkatnya pertumbuhan penduduk menyebabkan semakin besar tekanan terhadap ruang lingkup yang terbatas sehingga banyak lahan kosong yang kemudian terbangun. Perubahan tata guna lahan ini kemudian menjadi kawasan pemukiman maupun tempat fasilitas umum yang menjadi pusat kegiatan manusia, hal tersebut dapat mengakibatkan berkurangnya daerah resapan air sehingga air tidak meresap secara maksimal. Jika hal ini terjadi, maka sebagian besar air akan mengalir ke sungai dan menambah debit sungai sehingga sungai tidak mampu untuk menampung kemudian terjadi peluapan apabila pembuatan drainase tidak tepat.

Drainase yaitu suatu jaringan saluran air yang berfungsi untuk mengurangi atau membuang kelebihan air dari suatu tempat ke tempat yang lain, sehingga tempat tersebut dapat difungsikan secara optimal dan dapat mencegah terjadinya banjir di tempat tersebut. Selain itu, drainase juga berfungsi sebagai prasarana untuk mengalirkan air permukaan ke badan air atau tempat resapan.

Banjir dapat disebabkan oleh perubahan iklim dan curah hujan dengan intensitas yang tinggi dan dengan durasi yang lama, selain itu juga dapat disebabkan oleh perbuatan manusia yang sudah banyak menjadikan daerah resapan sebagai pemukiman. Dengan berkurangnya daerah resapan mengakibatkan meluapnya sungai yang tidak mampu untuk menampung dan berakhir meluap ke daerah pemukiman. Hal ini akan berdampak ke faktor ekonomi maupun sosial bagi masyarakat yang terdampak.

Berdasarkan uraian tersebut perlu dilakukan usaha untuk mengantisipasi supaya tidak akan terjadi banjir. Agar penanganan lebih efektif, maka diperlukan riset pada setiap kondisi banjir supaya mengetahui penyebab terjadinya banjir itu sendiri. Oleh karena itu, saluran drainase harus dirancang sedemikian rupa supaya dapat mengatasi masalah tersebut.

1.2. Rumusan Masalah

Pada tugas akhir ini terdapat permasalahan yang dirumuskan sebagai berikut :

1. Bagaimana pemodelan simulasi hidrolik menggunakan aplikasi HEC-RAS?
2. Bagaimana profil aliran yang terjadi di pelimpah sampai hilir menggunakan program HEC-RAS?

1.3. Batasan Masalah

Agar penelitian ini sesuai dan tidak terlalu luas tinjauannya maka dibuat pembatasan masalah sebagai berikut :

1. Pada penelitian ini tidak dilakukan perhitungan analisa curah hujan.
2. Tidak dilakukan perhitungan anggaran biaya dalam penelitian.

1.4. Tujuan Kajian

1. Menganalisis data hidrologi.
2. Membuat simulasi hidrolik Kali Silandak dengan aplikasi HEC-RAS.
3. Menyimpulkan titik-titik lokasi kritis terhadap banjir.

1.5. Lokasi

Lokasi kegiatan penelitian ini berada di Kali Silandak yang terletak di Kota Semarang tepatnya di Kelurahan Bambankerep, Kecamatan Ngaliyan, Kota Semarang, Provinsi Jawa Tengah.

1.6. Sistematika Penulisan Laporan

Berikut adalah sistematika dalam penyusunan laporan tugas akhir ini :

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini berisikan Latar Belakang, Rumusan Masalah, Batasan Masalah, Tujuan Kajian, dan Sistematika Penulisan Laporan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini membahas mengenai teori dan hal yang berhubungan dengan masalah yang dikaji pada penelitian ini.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Dalam bab ini berisi tentang metodologi dan hal – hal yang berhubungan dengan pelaksanaan penelitian serta permasalahan yang berkaitan dengan perencanaan hidrolik menggunakan aplikasi HEC-RAS.

BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bab ini berisikan tentang data – data yang diperlukan dan hasil dari penelitian yang telah dilaksanakan.

BAB V PENUTUP

Bab ini berisi tentang kesimpulan dan saran atas penelitian yang sudah dilakukan.

DAFTAR PUSTAKA

Dalam bab ini berisi daftar referensi dan acuan yang digunakan sebagai sumber penulis untuk menyusun laporan tugas akhir.

LAMPIRAN

Bab ini berisi kelengkapan serta beberapa hal yang mendukung dalam penelitian.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Sungai

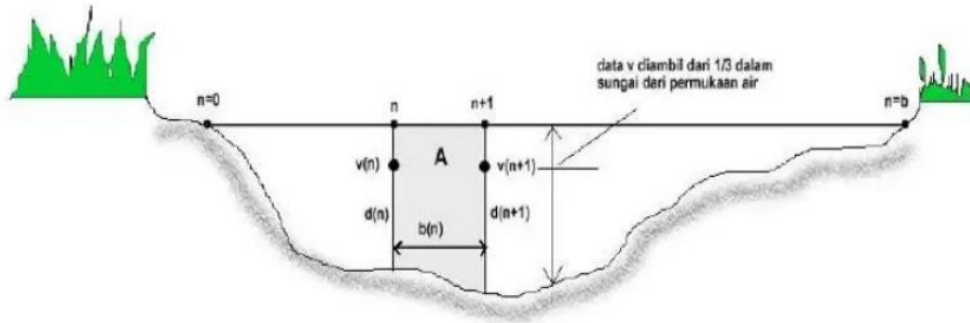
Sungai adalah suatu saluran drainase yang terbentuk secara alamiah. Akan tetapi disamping fungsinya sebagai saluran drainase dan dengan adanya air yang mengalir di dalamnya, sungai menggerus tanah dasarnya secara terus-menerus sepanjang masa existensinya dan terbentuklah lembah-lembah sungai. Volume sedimen yang sangat besar yang dihasilkan dari keruntuhan tebing-tebing sungai di daerah pegunungan dan tertimbun di dasar sungai tersebut terangkut ke hilir oleh aliran sungai. Hal ini diakibatkan karena pada daerah pegunungan kemiringan sungainya curam dan gaya tarik aliran airnya cukup besar, setelah itu gaya tariknya menjadi sangat menurun ketika mencapai dataran. Dengan demikian beban yang terdapat dalam arus sungai berangsur-angsur diendapkan (Sosrodarsono, 1984).

Sungai merupakan saluran terbuka dengan profil memanjang yang terbentuk secara alami yang berada di permukaan bumi yang berfungsi untuk menampung air hujan dan mengalirkan airnya untuk berakhir di laut. Sungai berfungsi untuk memenuhi kebutuhan manusia seperti kegiatan pertanian, industri, lingkungan, rumah tangga, dan kegiatan lainnya.

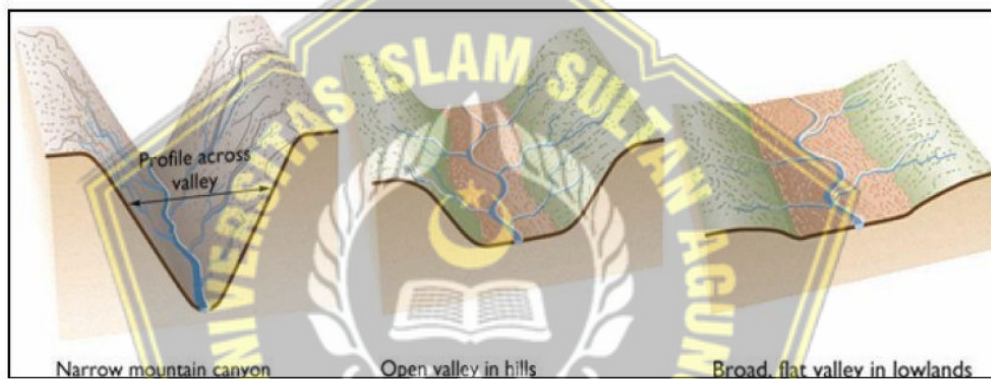
Selain itu, sungai juga sangat berpengaruh untuk kehidupan alam dikarenakan sungai merupakan faktor utama dalam ekosistem flora dan fauna. Sedangkan secara alamiah, sungai mempunyai fungsi utama yaitu untuk mengalirkan air dan mengangkut sedimen yang merupakan hasil erosi pada alur sungai.

2.1.1. Penampang Sungai

Penampang sungai adalah permukaan atau bidang yang rata pada sungai.



Gambar 2.1 Penampang sungai



Gambar 2.2 Penampang sungai di daerah hulu, tengah, dan hilir

2.2. Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah Aliran Sungai (DAS) merupakan gabungan seluruh alur sungai yang berasal dari daerah daratan yang dibatasi oleh sisi-sisi gunung yang dapat menampung air hujan dan kemudian dialirkan ke laut melalui sungai utama.

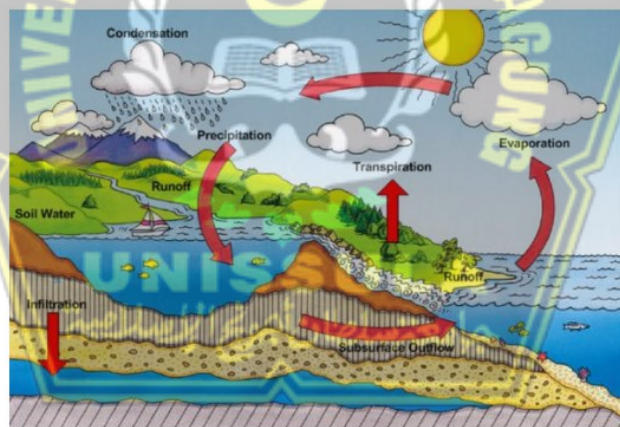
Daerah Aliran Sungai (DAS) memiliki sifat tersendiri hal ini dipengaruhi oleh luas, bentuk daerah dan kemiringannya. Pada DAS memiliki dua daerah aliran sungai yaitu daerah pemberi air (daerah hulu) dan daerah penerima air (hilir). Keduanya saling berhubungan dan saling mempengaruhi satu sama lain dalam satu ekosistem Daerah Aliran Sungai (DAS).

2.3. Hidrologi

Hidrologi merupakan suatu cabang ilmu yang mempelajari tentang proses perubahan wujud air yang mengikuti siklus keseimbangan yang terjadi di lingkungan alam.

Hidrologi dipelajari untuk dapat memecahkan masalah yang berhubungan dengan air seperti manajemen air, pengendalian banjir, dan perancangan bangunan air. Hidrologi biasanya lebih mengutamakan masalah air di daratan. Analisis hidrologi digunakan untuk memprediksi aliran air yang masuk selama periode waktu tertentu, biasanya 5 tahun atau 10 tahun untuk daerah industri.

Air secara alami mengalir dari hulu ke hilir, dari daerah tinggi ke daerah yang lebih rendah. Air mengalir di atas permukaan tanah namun air juga mengalir di dalam tanah. Di dalam lingkungan alam proses, perubahan wujud, gerakan aliran air (di permukaan tanah, di dalam tanah dan di udara) dan jenis air yang mengikuti suatu siklus keseimbangan dan dikenal dengan istilah Siklus Hidrologi (Kodoatie, 2010). Proses aliran air secara umum digambarkan sebagai berikut:



Gambar 2.3 Siklus Hidrologi

(Sumber : Guru Pendidikan, 2023)

2.4. Hidrolika

Hidrolika merupakan ilmu terapan dan teknik terapan yang berhubungan dengan sifat mekanik fluida dan mempelajari perilaku aliran mikro dan makro air. Pembahasan hidrolika mencakup beberapa aspek sains dan disiplin keteknikan,

serta mencakup beberapa konsep seperti aliran tertutup (pipa), desain bendungan, pompa, turbin, tenaga air, perhitungan dinamika fluida, pengukuran aliran dan perilaku aliran di saluran terbuka seperti sungai.

Analisa hidrolika digunakan untuk menentukan kapasitas saluran dengan memperhatikan sifat hidrolik yang ada di saluran drainase tersebut. karakteristik tersebut meliputi jenis aliran, angka kekasaran, dan sifat alirannya (kritis, subkritis dan superkritis).

2.5. Curah Hujan

Hujan merupakan fenomena alam dimana air jatuh dari atmosfer ke bumi. Fenomena ini mempunyai peran penting dalam siklus hidrologi. Pada daerah yang berbeda pun hujan juga akan mengalami perbedaan, hal ini akan menghasilkan karakteristik yang berbeda pula..

Curah hujan yang diperlukan untuk menyusun suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah dan dinyatakan dalam milimeter. Curah hujan ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. (Sosrodarsono, 2003:27).

Data yang digunakan dalam menentukan curah hujan tahunan yaitu data curah harian yang tertinggi. Adapun metode perhitungan yang digunakan ada 3 yaitu metode aljabar, metode *Polygon Thiessen*, dan metode *Isohyet*.

2.5.1. Metode rata-rata Aljabar

Metode ini merupakan metode paling sederhana karena pengukurannya dapat dilakukan dalam waktu yang bersamaan di beberapa stasiun. Stasiun hujan yang digunakan dalam perhitungan pun harus yang berada dalam DAS walaupun yang di luar DAS yang masih berdekatan dapat diperhitungkan juga. Metode ini akan bekerja maksimal jika stasiun hujan tersebar secara merata di seluruh DAS dan distribusi hujan pun relatif merata di semua DAS.

Rumus perhitungan curah hujan rata-rata yaitu sebagai berikut :

$$R = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{n} \dots \dots \dots (2.1)$$

Dengan:

R : rata-rata curah hujan

P₁, P₂, hingga P_n : stasiun atau pos-pos

n : jumlah stasiun

2.5.2. Metode *Polygon Thiessen*

Metode *Polygon Thiessen* memperhitungkan bobot dari masing-masing stasiun yang mewakili luasan di sekitarnya. Metode ini digunakan ketika sebaran stasiun hujan tidak merata di daerah yang ditinjau. Dengan metode ini, setidaknya ada 3 stasiun hujan yang digunakan dalam perhitungan. Curah hujan rata-rata dihitung dengan cara memperhitungkan daerah pengaruh dari masing-masing stasiun.

Metode ini sering digunakan untuk menghitung curah hujan rata-rata di suatu daerah. *Polygon Thiessen* bersifat tetap untuk suatu jaringan di stasiun hujan tertentu. Jika ada perubahan pada jaringan stasiun hujan seperti pemindahan atau bahkan penambahan stasiun, maka harus membuat poligon yang baru.

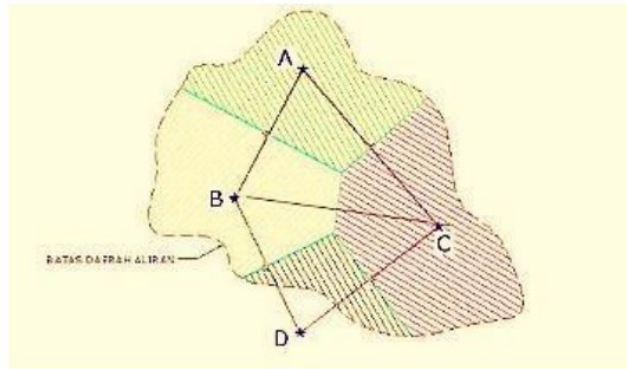
$$R = \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + A_3.R_3 + \dots + A_n.R_n}{A} \dots \dots \dots (2.2)$$

Dengan:

R : curah hujan maksimum rata-rata (mm)

R₁, R₂, ..., R_n : curah hujan pada stasiun 1, 2, ..., n (mm)

A₁, A₂, ..., A_n : luas daerah pada polygon 1, 2, ..., n (km²)



Gambar 2.4. Metode *Polygon Thiessen*

(Sumber: Komunitas Atlas, 2010)

2.5.3. Metode Isohyet

Isohyet adalah garis yang menghubungkan titik-titik dengan kedalaman hujan yang sama. Pada metode Isohyet, dianggap bahwa hujan pada suatu daerah di antara dua garis Isohyet adalah merata dan sama dengan nilai rata-rata dari kedua garis Isohyet tersebut. Metode Isohyet merupakan cara paling teliti untuk menghitung kedalaman hujan rata-rata di suatu daerah, pada metode ini stasiun hujan harus banyak dan tersebar merata, metode Isohyet membutuhkan pekerjaan dan perhatian yang lebih banyak dibanding dua metode lainnya. (Triatmodjo, 2008).

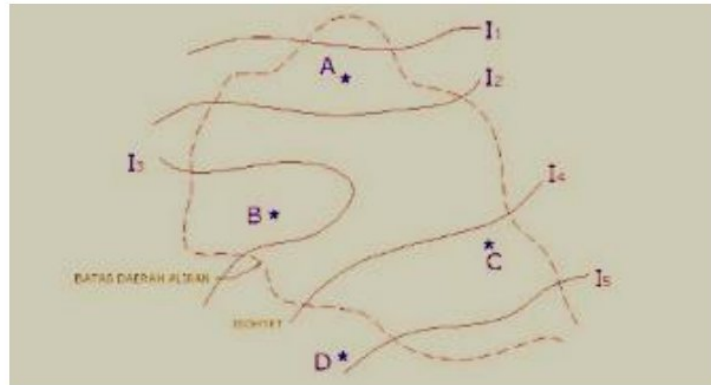
$$R = \frac{\frac{R_1+R_2}{2}A_1 + \frac{R_3+R_4}{2}A_2 + \dots + \frac{R_n+R_{n+1}}{2}A_n}{A_1+A_2+\dots+A_n} \quad (2.3)$$

Dengan:

R : Curah hujan rata-rata (mm)

$R_1, R_2, \dots, R_n$: curah hujan pada stasiun 1, 2, ... n (mm)

$A_1, A_2, \dots, A_n$: luas bagian yang dibatasi oleh isohyet (km^2)



Gambar 2.5. Metode Isohyet

(Sumber: Komunitas Atlas, 2010)

2.6. Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana merupakan debit maksimum rencana di sungai atau saluran alamiah dengan periode tertentu yang dapat dialirkan tanpa membahayakan lingkungan sekitar dan stabilitas sungai. Metode untuk memperkirakan puncak yang umum dipakai adalah metode rasional USSCS (1973). Model ini merupakan model kotak hitam (Suripin, 2004) dan saat ini masih digunakan di Indonesia dengan menurunkan hujan menjadi aliran permukaan (Suharini, dkk., 2010).

2.6.1. Metode Rasional

$$QR = 0,00278 \cdot C \cdot I \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

Dimana:

QR : Debit aliran permukaan ($m^3/detik$)

C : Koefisien *Runoff*

I : Intensitas curah hujan (mm/jam)

A : Luas DAS (ha)

Menurut Triatmojo (2010), metode rasional lebih cocok dan valid untuk memperkirakan debit puncak yang ditimbulkan oleh hujan deras pada daerah

tangkapan air DAS kecil, dimana Ponce (1989) berpendapat bahwa DAS kecil adalah yang mempunyai ukuran kurang dari km^2 .

2.7. HEC-RAS

HEC-RAS merupakan program aplikasi untuk memodelkan aliran di sungai, *River Analysis System (RAS)*, yang dibuat oleh *Hydrologic Engineering Center (HEC)* yang merupakan satu divisi di dalam *Institute for Water Resources (IWR)*, di bawah *US Army Corps of Engineers (USACE)*. HEC-RAS merupakan model satu dimensi aliran permanen maupun tak permanen (*steady and unsteady onedimensional flow model*). HEC-RAS merupakan program aplikasi yang mengintegrasikan fitur *graphical user interface*, analisis hidrolik, manajemen dan penyimpanan data, grafik, serta pelaporan.

HEC-RAS memiliki empat komponen analisa hidrolika satu dimensi untuk:

1. Hitungan profil muka air aliran permanen
2. Simulasi aliran tak permanen
3. Hitungan transport sedimen
4. Hitungan kualitas air

Terdapat lima langkah utama dalam pembangunan model hidrolik menggunakan HEC-RAS, yaitu :

1. Memulai HEC-RAS
2. Pembuatan nama pekerjaan
3. Memasukkan data geometri
4. Memasukkan data debit (*steady flow*) dan kondisi batas
5. Running program

2.7.1. Prinsip Dasar Aliran

Hitungan hidrolika aliran pada dasarnya adalah mencari kedalaman dan kecepatan aliran di sepanjang alur yang ditimbulkan oleh debit yang masuk kedalam alur dan kedalaman aliran dibatas hilir. Perhitungan hidrolika aliran di dalam HEC-RAS dilakukan dengan membagi aliran ke dalam dua kategori, yaitu

aliran permanen dan aliran tak permanen. HEC-RAS menggunakan metode hitungan yang berbeda untuk masing-masing kategori aliran tersebut.

2.7.1.1. Aliran Permanen (*Steady flow*)

Dalam memodelkan aliran permanen HEC-RAS memakai persamaan energi kecuali di tempat-tempat yang kedalaman alirannya melewati kedalaman kritis, sedangkan di tempat terjadi loncat air, pertemuan alur, dan aliran dangkal melalui jembatan, HEC-RAS memakai persamaan (kekekalan) momentum. Di tempat terjadi terjunan, aliran melalui peluap, dan aliran melalui bendung, HEC-RAS memakai persamaan-persamaan empiris.

a. Persamaan Energi

Dalam aliran permanen, HEC-RAS menghitung profil muka air di sepanjang alururut dari satu tampang lintang ke tampang lintang berikutnya. Muka air dihitung dengan memakai persamaan energi yang diselesaikan dengan metode yang dikenal sebagai *standard step method*. Persamaan energi antara dua tampang lintang ditunjukkan pada Persamaan 2.5.

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (2.5)$$

Dengan:

Y_1, Y_2 : kedalaman aliran

Z_1, Z_2 : elevasi dasar saluran

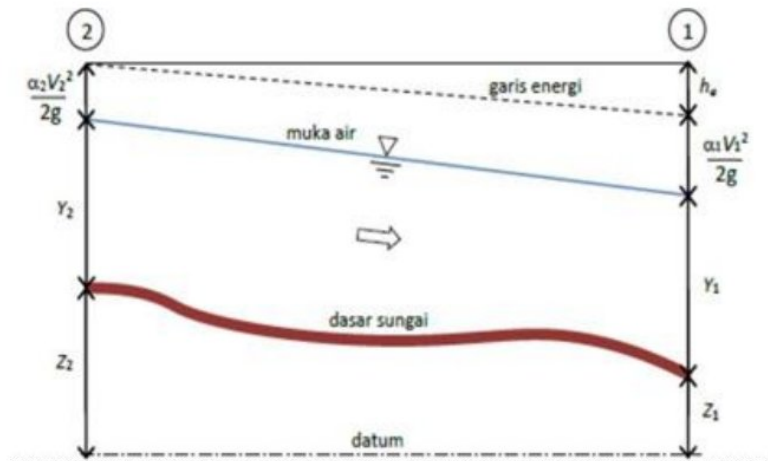
V_1, V_2 : kecepatan rata-rata (debit dibagi luas tampang basah)

α_1, α_2 : koefisien

g : percepatan gravitasi

h_e : kehilangan tinggi energy

Berikut diagram aliran berubah beraturan ditunjukkan pada Gambar 2.5 :



Gambar 2.6. Diagram aliran berubah beraturan
(Sumber: Istiarto, 2014)

b. Kehilangan Tinggi Energi

Kehilangan tinggi energi h_e , di antara dua tampang lintang terdiri dari dua komponen, yaitu kehilangan energi karena gesekan (*friction losses*) dan kehilangan energi karena perubahan tampang (*contraction or expansion losses*). Kehilangan energi antara tampang 2 dan 1 dinyatakan dengan Persamaan 2.6 berikut :

$$h_e = LS_f + C \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \quad (2.6)$$

dengan:

L : panjang ruas sungai antar kedua tampang

S_f : kemiringan gesekan (*friction slope*)

C : koefisien ekspansi dan kontraksi

Panjang ruas sungai antar dua tampang (jarak sepanjang bentang) L , dinyatakan dengan persamaan 2.7 berikut :

$$L = \frac{L_{lob}Q_{lob} + L_{ch}Q_{ch} + L_{rob}Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}} \quad (2.7)$$

Dengan:

Llob, Lch, Lrob : jarak sepanjang potongan melintang pada aliran yang ditinjau di pinggir kiri sungai/*left overbank* (lob), saluran utama/*main channel* (ch), dan pinggir kanan sungai/*right overbank* (rob),

Qlob, Qch, Qrob : jarak sepanjang potongan melintang pada aliran yang ditinjau di pinggir kiri sungai (lob), saluran utama (ch), dan pinggir kanan sungai (rob).

c. Kapasitas Angkut Tampang

Kapasitas angkut dan kecepatan rata-rata di suatu tampang dihitung dengan membagi tampang menjadi beberapa bagian, di setiap bagian kecepatan terbagi merata seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.6.

Bagian tersebut dikelompokkan menjadi tiga alur yaitu bantaran kiri (*left overbank*), alur utama (*main channel*), dan alur bantaran kanan (*right overbank*). Alur kiri ataupun alur kanan dapat terdiri dari beberapa bagian, sedangkan alur utama umumnya terdiri dari satu bagian tampang. Nilai koefisien *manning* ditetapkan di setiap bagian tampang tersebut. Setiap tampang kapasitas angkut dihitung dengan memakai persamaan manning yang dinyatakan pada Persamaan 2.8 dan Persamaan 2.9 berikut ini.

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (2.8)$$

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \quad (2.9)$$

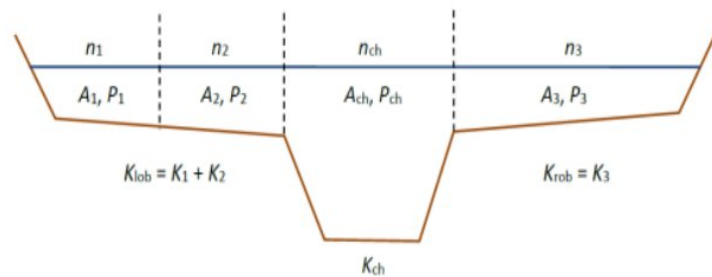
dengan:

K : kapasitas angkut tiap bagian tampang,

n : koefisien kekasaran *manning* tiap bagian tampang,

A : luas tampang basah tiap bagian tampang,

R : radius hidraulik tiap bagian tampang.



Gambar 2.7. Pembagian Tampang Kapasitas Angkut

(Sumber: Istiarto, 2014)

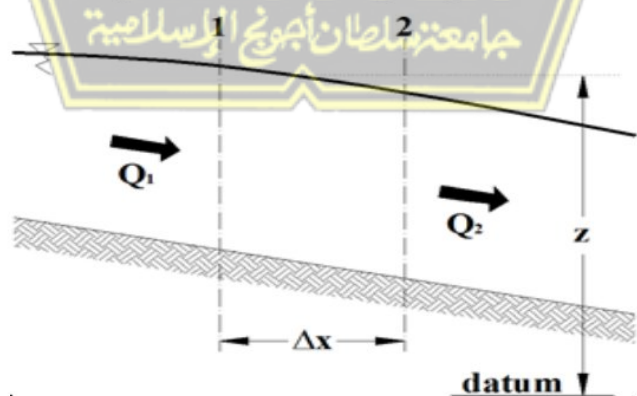
2.7.1.2. Aliran tidak permanen (*unstead flow*)

Dalam aliran tak permanen, HEC-RAS memakai persamaan kekekalan massa (*continuity, conservation of mass*) dan persamaan momentum. Kedua persamaan dituliskan dalam bentuk persamaan diferensial parsial yang kemudian diselesaikan dengan metode *finite difference approximation* berskema implisit.

Aliran di saluran atau sungai merupakan proses fisik yang mengikuti hukum kekekalan massa dan kekekalan momentum. Proses fisik ini dapat digambarkan dengan persamaan matematik, yang dikenal sebagai Persamaan St. Venant. Persamaan St. Venant terdiri dari persamaan kontinuitas (prinsip konservasi massa) dan persamaan momentum (prinsip konservasi momentum) yang dituliskan dalam bentuk persamaan diferensial parsial sebagai berikut ini.

a. Persamaan Kontinuitas

Persamaan kontinuitas untuk aliran tidak permanen dapat diuraikan dengan menggunakan kerangka volume kontrol seperti pada Gambar 2.7 berikut:



Gambar 2.8. Kerangka Volume Kontrol

Volume kontrol ini adalah pias air dibatasi sehingga debit air masuk dan

keluar dapat diamati secara detail. Tujuan bidang antara pias 1 dan pias 2 memiliki nilai debit air Q_1 dan Q_2 . Permukaan air bebas, sehingga Q_1 tidak selalu sama dengan Q_2 , perbedaan tersebut dapat dinyatakan pada Persamaan 2.10.

$$Q_1 - Q_2 = \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana Q_1 adalah debit masuk volume control, Q_2 adalah debit keluar volume control, Δx adalah pias volume control, dan $\frac{\partial Q}{\partial x}$ adalah kecepatan perubahan nilai Q sepanjang Δx .

Besar perubahan di sepanjang Δx tersebut dapat dinyatakan dalam persamaan 2.11.

$$\frac{\partial A}{\partial t} \Delta x \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

Jika nilai persamaan 2.10 dan 2.11 besarnya sama tetapi berlawanan tanda, maka akan didapat persamaan kontinuitas untuk persamaan aliran tak tetap sebagai persamaan 2.12.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

Jika terdapat debit air masuk (lateral inflow) di sepanjang Δx maka menjadi persamaan 2.13.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_1 \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

dengan:

A : luas penampang basah (m^2)

Q : debit aliran (m^3/dt),

q_1 : debir air masuk (*aliran inflow*) per satuan panjang dari kiri dan kanan

sungai ($m^3/dt/m$),

x : jarak memanjang sungai (m)

t : waktu (dt)

b. Persamaan Momentum

Suatu aliran terbuka juga harus memenuhi hukum kekekalan momentum. Hukum kekekalan momentum pada aliran tidak permanen dituliskan pada persamaan 2.14 sebagai berikut:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + gA\left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f\right) = 0 \quad \dots\dots\dots(2.14)$$

Dengan:

A : Luas penampang basah (m^2)

Q : debit aliran air (m^3/dt^2)

g : percepatan gravitasi (m/dt^2)

x : jarak memanjang sungai (m)

z : tinggi muka air (m)

t : waktu (dt)

S_f : kemiringan garis energi (*friction slope*), dihitung dengan persamaan manning pada persamaan 2.15

$$S_f = \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 R^2} \quad \dots\dots\dots(2.15)$$

Dengan :

n : koefisien kekasaran manning

R : radius hidraulik

BAB III

METODE PENELITIAN

3.1. Pengumpulan Data

Dalam penyusunan tugas akhir ini, data yang digunakan sebagai bahan acuan ini menggunakan metode yang sesuai dengan data yang diperlukan, yaitu data primer dan data sekunder.

3.1.1. Data Primer

Data primer merupakan data yang diperoleh dengan cara melakukan peninjauan atau survei langsung untuk identifikasi dan dokumentasi di lapangan. Data yang berhubungan dengan data primer ini meliputi hasil survei lokasi yang berupa foto dokumentasi titik lokasi yang digunakan untuk mengetahui kondisi Kali Silandak.

3.1.2. Data Sekunder

Data sekunder merupakan sumber data yang tidak langsung diterima oleh pengumpul data, data ini bisa didapat melalui orang lain atau lewat dokumen. Pengumpulan data sekunder pada penulisan ini di antaranya diperoleh dari PT. STUDI TEKNIK Kota Semarang, data sekunder yang digunakan yaitu:

1. Data Penampang Kali Silandak
2. Data Limpasan Sebelumnya
3. Data Curah Hujan
4. Peta Lokasi

3.2. Tahapan Penelitian

Dalam tahapan ini, jenis tahapan yang digunakan yaitu pendekatan kuantitatif yang bersifat deskriptif melalui studi literatur, pengumpulan data, dan analisis data. Penelitian ini juga bersifat teoritis dikarenakan banyak opini dan logika yang akan digunakan dalam menyelesaikan masalah dan fenomena yang akan dihadapi dalam model kuantitatif.

Proses kegiatan pada penelitian ini dilakukan melalui beberapa tahap, yaitu:

1. Tahapan Persiapan

Pada tahap ini, literatur tentang penelitian ini dikumpulkan dan diteliti. Hasil dari langkah ini berupa sketsa dan interpretasi awal keadaan wilayah penelitian yang digunakan dalam tahap pengumpulan data.

2. Tahapan Pengumpulan Data

Dalam penyusunan studi kasus diperlukan data dan penerapan metode yang tepat sehingga lebih efektif, mudah dipahami serta menghemat biaya, waktu, dan tenaga. Mengumpulkan data yang ada merupakan bagian penting dari metode ilmiah agar penelitian dapat dilakukan dengan menggunakan data primer dan data sekunder, untuk itu perlu mengumpulkan data dari penelitian sebelumnya untuk dapat menemukan apa yang tersedia dan mempelajarinya dengan seksama karena hal tersebut merupakan hal yang penting untuk penelitian. Peninjauan terhadap data yang tersedia dapat dilakukan setelah atau sebelum topik penelitian dipilih dan segera melakukan pencarian literatur sebagai referensi pendukung untuk memecahkan setiap masalah yang dipilih.

Data penulisan yang digunakan dalam penelitian adalah data sekunder dan data primer. Data sekunder atau data tidak langsung ini berasal dari PT. STUDI TEKNIK Semarang, BBWS Pemali Juwana, Dinas PUSDATARU Jateng, yang meliputi : data penampang Kali Silandak, data limpasan sebelumnya, data curah hujan, dan peta lokasi.

Sementara itu, data primer dapat diperoleh dari observasi lapangan dan tanya jawab dengan pihak yang terkait. Informasi yang diperoleh dapat berupa foto lapangan yang didapat dengan berdasarkan pengamatan visual yang dilakukan.

3. Tahapan Analisis

Analisis hidrologi dilakukan dengan menggunakan pendekatan statistik (analisis frekuensi) terhadap data aliran. Apabila data aliran tidak tersedia ataupun tersedia dengan data yang terbatas, maka analisis hidrologi dapat dilakukan dengan menggunakan pendekatan hubungan hujan-aliran yang memerlukan data curah hujan, data tata guna lahan, peta topografi, dan peta geologi.

Dalam rangka analisis hidrologi dilakukan inventarisasi data hidrologi. Data hidrologi yang tersedia berupa data aliran, data hujan berupa data hujan harian maksimum tahunan di beberapa lokasi stasiun hujan yang mewakili daerah studi, data klimatologi, dan data peta.

Analisis hidrologi dimaksudkan untuk besaran yang diperlukan dalam merencanakan bangunan air dalam rangka pekerja detail desain pengelolaan dan pengendalian banjir sistem sungai. Beberapa tahapan yang dilaksanakan dalam rangka analisis hidrologi antara lain :

1. Pengumpulan data curah hujan, data debit banjir maksimum selama minimal 10 tahun pengamatan, data pasang surut, dan data-data lainnya yang dibutuhkan dalam analisis hidrologi.
2. Analisis hidrologi dilakukan menyeluruh dalam 1 DAS sistem sungai dari hulu hingga analisis muara.
3. Menghitung debit banjir rencana dengan periode ulang 2, 10, 25, 50 serta 100 tahun.
4. Analisis erosi dan sedimentasi di sungai dan anak-anak sungai serta melakukan analisis proyeksi sedimentasi yang akan terjadi di sistem sungai kali silandak.
5. Menghitung debit dan hidrograf banjir rancangan baik secara empiris dan penggunaan model matematis termasuk juga analisis di muara masing-masing sungai.

Analisis selanjutnya yaitu pemodelan simulasi hidrolis dan profil aliran yang terjadi di pelimpah sungai hilir menggunakan program HEC-RAS. Berikut langkah-langkah pengoperasian program HEC-RAS:

1. Buka menu utama program HEC-RAS
2. Pilih *New Project* kemudian pilih nama project yang diinginkan.
3. Masuk ke menu *Options* dan pilih satuan perhitungan yang akan digunakan. Dalam studi pengendalian banjir ini digunakan satuan metric yang merupakan satuan standar internasional (SI).
4. Masuk ke menu *Geometric Data* pada menu *Edit*. Input data geometri berupa data *reach* dan data *cross section*.

- a. Pada layar *Geometric Data* pilih *River Reach* (ikon pertama dari kiri sebelah atas layar utama). Buat sebuah garis dari hulu ke hilir dan beri nama Kali Silandak.
 - b. Masukkan koordinat skema sungai dengan memilih *GIS Tool* kemudian *Reach Invert Lines Table*.
 - c. Langkah selanjutnya memasukkan data *cross section* dengan memilih pilihan *Cross Section* (ikon kedua dari atas sebelah kiri layar utama). Pada layar *Cross Section Data* pilih opsi *Add New Cross Section*.
 - Data berupa koordinat hubungan Station dengan Elevation
 - Data jarak LOB, Chanel, dan ROB
 - Data nilai kekasaran *Manning's*
 - Data *Main Chanel* dengan menginput titik sebelah kiri dan kanan saluran.
 - Data Koefisien Kontraksi yaitu 0,1 dan Koefisien Ekspansi yaitu 0,3
 - d. Masih pada jendela pilihan *Cross Section Data*, pilih *Options* kemudian pilih *Levee*. Pilihan ini dimaksudkan untuk memberikan informasi mengenai batasan tanggul pada HEC-RAS.
 - e. Setelah semua data simpan dengan memilih menu *File* kemudian pilih opsi *Save Geometric Data As*. Beri nama Kali Silandak
 - f. Setelah selesai diinput, tutup layar *Cross Section Data* dengan memilih menu *Exit* kemudian pilih opsi *Exit Cross Section Editor*.
5. Data *boundary condition* (syarat batas) untuk profil aliran *unsteady flow* atau aliran tidak tetap.
- a. Pilih menu *Unsteady Flow Data* pada menu *Edit* di layar utama program HEC-RAS.
 - b. Input kondisi batas hulu yang dibutuhkan, dalam studi ini dipakai data *flow hydrograph*. Data hasil hitungan hidrograf satuan sintetis Nakayasu ada pada Bab 4.
 - c. Input data *inflow* sungai anak yang masuk menuju sungai utama, dalam studi ini dipakai data hubungan waktu dengan debit (*Lateral Inflow Hydrograph*). Data hubungan hubungan waktu dengan debit (*Lateral Inflow Hydrograph*) ada pada Bab 4.

- d. Input kondisi batas hilir yang dibutuhkan, dalam studi ini dipakai data hubungan ketinggian muka air pada *cross section* yang tertera dengan debit (*Rating Curve*). Data hubungan ketinggian muka air pada cross section yang tertera dengan debit (*Rating Curve*).
 - e. Simpan dengan memilih menu File kemudian Save Unsteady Flow Data As.
6. Simulasi Hidrolika Profil *Unsteady*
 - a. Aktifkan layar *Unsteady Flow Analysis* pada menu *Run*.
 - b. Pilih menu File kemudian *Save Plan As* dan beri judul
 - c. Tentukan program yang akan disimulasi dan waktu interval simulasi.
 - d. Kemudian pilih *Compute*.
 - e. Tunggu hingga program selesai melakukan simulasi.
 7. Hasil Output Simulasi HEC-RAS kondisi eksisting.

Tampilan program HEC-RAS versi 5.0.7 ditunjukkan pada **Gambar 3.1**



Gambar 3.1 Tampilan menu utama HEC-RAS 5.0.7

Berikut kegunaan tentang beberapa tools yang ada dalam software HEC-RAS:

1. *Edit/Enter Geometric Data* (📐) untuk membuat dan mengisi data geometrisungai yang akan dimodelkan.
2. *Edit/Enter Unsteady Flow Data* (📊) untuk memasukkan data aliran *unsteady* serta kondisi batas hulu dan hilir.
3. *Perform An Unsteady Flow Simulation* (🏃) untuk *running* simulasi aliran.
4. *View Cross Sections* (📐) untuk melihat potongan melintang sungai.
5. *View Profiles* (📈) untuk melihat potongan memanjang sungai.
6. *View 3D Multiple Cross Section Plot* (🌐) untuk melihat penampakan 3D daripemodelan yang telah dibuat.

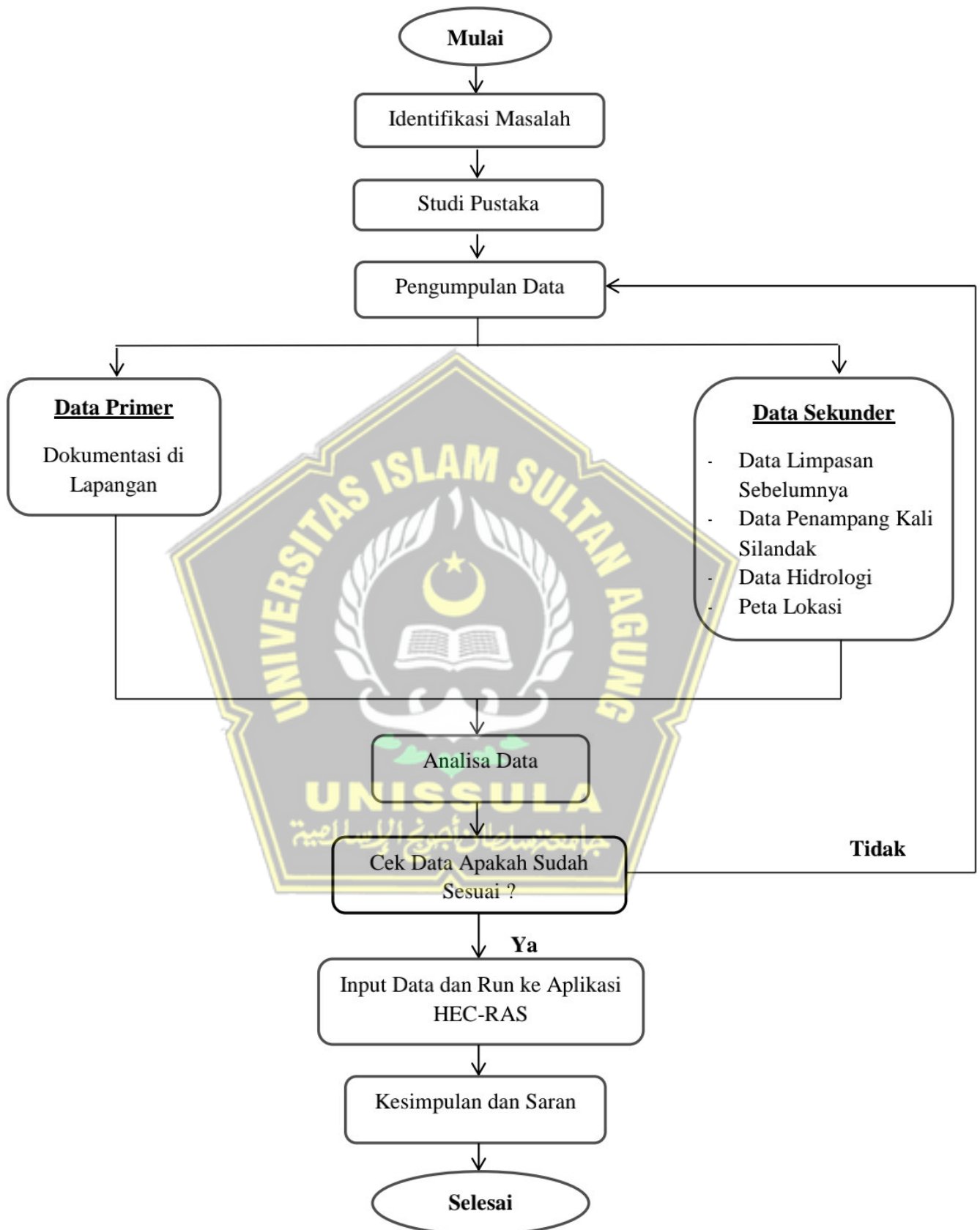
7. *View Summary Output Tables by Profile* () untuk melihat hasil *running* berupa tabel.

4. Tahapan Penyusunan Laporan

Tahapan ini merupakan tahapan akhir dari tahap penelitian dimana tahap ini dimulai dari menyusun data-data di tahap awal hingga akhir yang selanjutnya akan disimulasi dan dianalisis melalui pemodelan di aplikasi HEC-RAS, lalu membuat kesimpulan dan saran setelah mendapatkan hasil dari simulasi pemodelan di aplikasi HEC-RAS yang digunakan.



3.3. Bagan Alur Pikir Penelitian



3.4. Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian dalam penyusunan tugas akhir ini yaitu kali silandak yang terletak di Kel. Bambankerep, Kec. Ngaliyan, Kota Semarang, Jawa Tengah. Peta lokasi penelitian dapat dilihat pada **Gambar 3.2.**



Gambar 3.2. Peta Lokasi

(Sumber : Penulis, 2023)



Gambar 3.3. Area DAS Kali Silandak

(Sumber : PT. STUDI TEKNIK)

BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Banjir merupakan peristiwa bencana alam yang terjadi apabila debit air mengalami kenaikan dan berujung meluap ke daratan. Banjir ini sering terjadi dikarenakan tidak mempunyai sungai untuk menampung aliran air yang berlebih serta kurangnya daerah resapan air sehingga meluap ke daerah pemukiman. Oleh karena itu diperlukan perancangan saluran drainase yang maksimal supaya dapat mengatasi masalah tersebut, khususnya di Kali Silandak, Kecamatan Ngaliyan, Kota Semarang.

Untuk mengatasi bencana banjir di wilayah tersebut diperlukan usaha yang lebih maksimal mengingat bencana tersebut sering melanda di setiap tahunnya. Selain perencanaan yang lebih matang, diperlukan juga perancangan dan penanganan yang maksimal guna upaya pengendalian banjir ini dapat terealisasi secara optimal supaya peristiwa ini tidak terulang kembali di tahun-tahun selanjutnya.

Oleh karena itu penulis melakukan Tugas Akhir ini untuk merencanakan normalisasi dengan cara simulasi hidrolis pada Kali Silandak yang dibantu menggunakan aplikasi HEC-RAS.

4.1.1. Keadaan Geografis

Kota Semarang merupakan salah satu Kota di Jawa Tengah yang terletak di antara $6^{\circ} 50' - 7^{\circ} 10'$ Lintang Selatan dan garis $109^{\circ} 35' - 110^{\circ} 50'$ Bujur Timur. Kota Semarang memiliki batas-batas wilayah yaitu sebelah utara dengan Laut Jawa, sebelah Timur dengan Kabupaten Demak, sebelah Barat dengan Kabupaten Kendal, serta sebelah selatan dengan Kabupaten Semarang.

Kota Semarang sendiri memiliki luas wilayah $373,70 \text{ km}^2$ yang terbagi dalam 16 kecamatan dan 177 kelurahan. Berdasarkan administrasi wilayah Kota Semarang memiliki 16 kecamatan yang terdiri dari Banyumanik, Candisari,

Gajahmungkur, Gayamsari, Genuk, Gunungpati, Mijen, Ngaliyan, Pedurungan, Semarang Barat, Semarang Selatan, Semarang Tengah, Semarang Timur, Semarang Utara, Tembalang, dan Tugu.

4.1.2. Keadaan Iklim

Kota Semarang memiliki iklim basah dengan rata-rata curah hujan tahunan sebesar 2.780 mm. Karena pengaruh dari topografi, curah hujan di Kota Semarang bervariasi dengan rata-rata curah hujan di kota bawah yaitu 2.500 mm sedangkan di Kota Atas memiliki rata-rata curah hujan yang lebih tinggi yaitu 3.000 mm. Sepanjang tahun, keadaan suhu di Kota Semarang biasanya bervariasi dengan suhu terendah 18°C sedangkan suhu tertinggi yaitu menyentuh 39°C, namun rata-rata suhu tahunan di Kota Semarang sebesar 28°C.

4.1.3. Kependudukan

Berdasarkan dari hasil proyeksi penduduk Kota Semarang pada tahun 2021 tercatat total jumlah penduduk mencapai sebanyak 1.687.222 orang yang terdiri dari 835.404 orang berjenis kelamin laki-laki dan 851.818 orang berjenis kelamin perempuan. Jumlah tersebut mengalami kenaikan sebesar 0,08% dibanding pada tahun sebelumnya. Dalam 5 tahun terakhir, tahun 2021 mengalami penurunan laju pertumbuhan penduduk dibandingkan dengan tahun 2019 yang mengalami kenaikan sebanyak 0,69%.

Berdasarkan kelompok umur, penduduk Kota Semarang sebagian besar berada di kategori usia produktif yakni umur 15-64 tahun mencapai 71,27% atau sebanyak 1.202.455 orang. Sedangkan kelompok usia non produktif mencapai 28,73% atau sebanyak 533.171 orang. Sebanyak 30,85% penduduk Kota Semarang tersebut telah menyelesaikan pendidikan yang setara dengan SLTA/ sederajat, dan yang kedua didominasi oleh penduduk yang berpendidikan SMP/ sederajat sebesar 13,30%. Sedangkan sisanya didominasi oleh penduduk yang berpendidikan Strata I, belum tamat SD/ sederajat, dan yang tidak atau belum tamat sekolah.

4.2. Analisis Curah Hujan

Curah hujan (mm) adalah ketinggian air hujan yang terkumpul dalam penakar hujan pada tempat yang datar, tidak menyerap, tidak meresap dan tidak mengalir (BMKG, 2016). Dalam penelitian ini, data curah hujan sangat diperlukan dalam setiap analisis hidrologi, khususnya untuk menghitung debit banjir. Hal ini dikarenakan oleh tidak adanya atau terbatasnya data debit.

4.2.1. Analisis Curah Hujan Maksimum Rata-Rata dengan Metode Rerata Aritmatik (Aljabar)

Metode yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rata-rata wilayah yaitu Metode Rerata Aritmatik (aljabar), dimana pengukuran yang dilakukan di beberapa pos hujan dalam waktu yang bersamaan dijumlahkan dan kemudian dibagi dengan jumlah stasiunnya. Nilai curah hujan yang akan diambil, diperoleh dari data hujan harian yaitu jumlah hujan pada bulan tertentu untuk tahun tertentu yang disebut curah hujan bulanan.

Langkah untuk mendapatkan perhitungan curah hujan harian rata-rata pada Stasiun Kantor PSDA Bodri Kuto, Stasiun Plumbon dan Stasiun Gn. Pati yaitu:

- Mengumpulkan data harian hujan 10 tahun yang diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum Sumber Daya Air dan Penata Ruang Provinsi Jawa Tengah.
- Rekapitulasi hujan harian maksimum perbulan.
- Pengumpulan data harian hujan pertahun.
- Menghitung rata-rata hujan harian maksimum 3 pos stasiun hujan dengan Rumus 2.1.

Contoh perhitungan:

- Curah Hujan Rata-Rata Maksimum Tahun 2013

$$\begin{aligned} \text{Rata - rata} &= \frac{\text{St. Kantor PSDA Bodri Kuto} + \text{St.Plumbon} + \text{St Gn.Pati}}{3} \\ &= \frac{150 + 119 + 146}{3} \end{aligned}$$

$$= 138,33$$

- Curah Hujan Rata-Rata Maksimum Tahun 2014

$$\begin{aligned} \text{Rata - rata} &= \frac{\text{St. Kantor PSDA Bodri Kuto} + \text{St.Plumbon} + \text{St Gn.Pati}}{3} \\ &= \frac{177 + 124 + 148}{3} \\ &= 149,67 \end{aligned}$$

- Curah Hujan Rata-Rata Maksimum Tahun 2015

$$\begin{aligned} \text{Rata - rata} &= \frac{\text{St. Kantor PSDA Bodri Kuto} + \text{St.Plumbon} + \text{St Gn.Pati}}{3} \\ &= \frac{155 + 127 + 106}{3} \\ &= 129,33 \end{aligned}$$

- Curah Hujan Rata-Rata Maksimum Tahun 2016

$$\begin{aligned} \text{Rata - rata} &= \frac{\text{St. Kantor PSDA Bodri Kuto} + \text{St.Plumbon} + \text{St Gn.Pati}}{3} \\ &= \frac{120 + 82 + 152}{3} \\ &= 118 \end{aligned}$$

Rekapitulasi hujan maksimum harian rata-rata 3 pos stasiun hujan dapat dilihat pada **tabel 4.4.**

Tabel 4.1. Curah Hujan Maksimum Harian Rata-rata Per Tahun pada Stasiun Kantor Balai PSDA Bodri Kuto

Tahun	Curah Hujan (mm)												
	Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember	Maksimum Harian Rata Rata
2013	94	150	27	76	48	140	33	24	20	50	33	65	150
2014	177	95	26	12	53	73	77	12	0	16	57	56	177
2015	64	155	50	51	52	42	0	0	0	0	72	60	155
2016	50	105	43	86	22	68	120	29	80	29	60	20	120
2017	70	48	60	70	40	55	19	2	18	90	66	32	90
2018	44	120	67	84	5	19	0	0	0	14	54	83	120
2019	44	119	42	54	0	0	0	0	9	53	15	62	119
2020	53	60	41	47.5	40	4	49	30	27	40	40	51	60
2021	50	200	24	50	30	70	12	62	71	38	60	47.5	200
2022	40	41	22	38.5	55	39	42	24.5	32	45	60	196	196

Tabel 4.2. Curah Hujan Maksimum Harian Rata-rata Per Tahun pada Stasiun Plumbon

Tahun	Curah Hujan (mm)												
	Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember	Maksimum Harian Rata Rata
2013	104	119	24	37	52	94	96	18	0	43	48	41	119
2014	103	124	44	17	12	46	40	12	0	21	61	37	124
2015	65	59	127	44	38	26	40	1	0	43	41	37	127
2016	41	50	47	74	55	82	54	47	0	44	38	33	82
2017	67	44	36	52	10	55	72	3	29	79	46	84	84
2018	61	142	57	49	23	50	0	0	12	8	18	45	142
2019	98	60	69	95	105	0	20	0	5	12	30	51	105
2020	50	78	70	82	89	4	52	23	17	41	36	54	89
2021	71	197	57	15	106	122	29	7	30	20	89	58	197
2022	41	71	56	113	18	12	23	6	34	35	59	76	113

Tabel 4.3. Curah Hujan Maksimum Harian Rata-rata Per Tahun pada Stasiun Gn. Pati

Tahun	Curah Hujan (mm)												
	Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember	Maksimum Harian Rata Rata
2013	77	52	59	59	55	33	26	24	0	0	146	132	146
2014	84	148	32	75	49	56	26	25	0	24	36	75	148
2015	69	97	106	66	99	19	0	0	0	14	64	43	106
2016	136	118	78	79	65	67	65	45	76	152	112	117	152
2017	110	65	63	35	49	47	34	0	18	82	103	55	110
2018	44	77.5	85	40	34	44.5	0	0	26	0	50	55	85
2019	70	85	130	62	27	0	0	3	28	3	23	95	130
2020	98	85	72	64	47	0	61	11	25	32	96	82	98
2021	153	148	50	18	52	51	116	26	75	66	72	63	153
2022	190	83	32	61	41	46	6	66	98	112	105	116	190

Tabel 4.4. Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Maksimum Harian Rata-rata

No	Tahun	Pos Kantor Balai PSDA	Pos Plumbon	Pos Gn Pati	Rata-Rata
1	2013	150	119	146	138.33
2	2014	177	124	148	149.67
3	2015	155	127	106	129.33
4	2016	120	82	152	118.00
5	2017	90	84	110	94.67
6	2018	120	142	85	115.67
7	2019	119	105	130	118.00
8	2020	60	89	98	82.33
9	2021	200	197	153	183.33
10	2022	196	113	190	166.33
Jumlah		1387	1182	1318	1295.67
Rata-Rata		138.7	118.2	131.8	129.567

4.3. Analisis Frekuensi

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

4.3.1 Pengukuran Dispersi

Nilai faktor hidrologi tidak semua terletak pada nilai rata-ratanya, kemungkinan nilainya lebih besar ataupun lebih kecil dari rata-rata atau biasa disebut dengan faktor. Besar dispersi dapat diketahui melalui perhitungan parameter faktor yaitu nilai rata-rata ($\bar{x}$), standar deviasi (S), koefisien variasi (C_v), koefisien kemiringan/skewness (C_s), koefisien kurtosis (C_k).

Tabel 4.5. Hasil Perhitungan Parameter Statistik Curah Hujan

No	Tahun	Rmax (Xi)	(xi - $\bar{x}$)	(xi - $\bar{x}$) ²	(xi - $\bar{x}$) ³
1	2013	138.33	8.76	76.81	673.14
2	2014	149.67	20.10	404.17	8125.45
3	2015	129.33	-0.24	0.06	-0.01
4	2016	118.00	-11.57	133.77	-1547.21
5	2017	94.67	-34.90	1217.73	-42493.93
6	2018	115.67	-13.90	193.10	-2683.30
7	2019	118.00	-11.57	133.77	-1547.21
8	2020	82.33	-47.24	2231.24	-105394.84
9	2021	183.33	53.76	2890.57	155408.48
10	2022	166.33	36.76	1351.59	49689.92
Jumlah		1295.66		8632.81	60230.48
$\bar{x}$		129.566		863.28	6023.05

Pengukuran Dispersi :

a. Standar Deviasi (S)

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

$$S = \sqrt{\frac{8632,81}{9}} = 30,971$$

b. Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{s}{\bar{x}}$$

$$Cv = \frac{30,971}{129,566} = 0,239$$

c. Koefisien Kemiringan/Skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)s^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

$$Cs = \frac{10}{(10-1) \times (10-2) \times (30,971)^3} \times (-60230,48) = 0,282$$

d. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^4$$

$$Ck = \frac{10^2}{(10-1) \times (10-2) \times (10-3) \times (30,971)^4} \times (16885811,35) = 3,641$$

4.3.2. Pemilihan Distribusi Curah Hujan

Dari parameter statistik, setelah itu dapat dilakukan pemilihan jenis analisis frekuensi yang akan digunakan dengan membandingkan persyaratan dengan hasil perhitungan. Dapat dilihat pada tabel 4.6.

Tabel 4.6. Syarat Pemilihan Distribusi

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan		Keterangan
1.	Normal	Cs = 0 Ck = 3	Cs =	0,282 3,641	Tidak Memenuhi
2.	Gumbel Tipe 1	Cs = 1.1396 Ck = 5.4002	Cs =	0,282 3,641	Tidak Memenuhi
3	Log Normal	Cs = Cv ³ + 3Cv = 0.641 Ck = Cv ⁸ + 6Cv ⁶ + 15Cv ⁴ + 16Cv ² + 3 = 3.740	Cs =	0,282 3,641	Tidak Memenuhi
4	Log Pearson III	Cs ≠ 0	Cs =	0,282	Memenuhi

Hasil penentuan tipe sebaran menunjukkan tidak ada parameter statistik dari data pengamatan yang memenuhi syarat untuk distribusi normal, log normal dan distribusi gumbel. Maka akan digunakan distribusi Log Pearson Type III.

4.4. Pengujian Kesesuaian Distribusi

Metode yang digunakan untuk menguji keselarasan distribusi secara analitis yaitu menggunakan metode Chi-Kuadrat dan Sminov Kolmogorov secara grafis.

4.4.1 Uji Kesesuaian Distribusi dengan Metode Chi-Kuadrat

Langkah pengujian dengan menggunakan metode Chi-Kuadrat yaitu:

- Mengurutkan data hujan maksimum tahunan dari yang terkecil hingga yang terbesar.

Tabel 4.7. Urutan Data Hujan Maksimum Tahunan

No	Tahun	R max
1	2020	82.33
2	2017	94.67
3	2018	115.67
4	2019	118
5	2016	118
6	2015	129.33
7	2013	138.33
8	2014	149.67
9	2022	166.33
10	2021	183.33
Jumlah		1295,66
X		129,566
Jumlah Data		10

b. Menentukan Jumlah Kelas (G)

$$G = 1 + 3,322 \log (n)$$

$$G = 1 + 3,322 \log 10$$

$$G = 4,322$$

$$G = 4$$

c. Mencari Nilai Ik

$$R \text{ (selisih)} = R_{\text{max Terbesar}} - R_{\text{max terkecil}}$$

$$R = 183,33 - 82,33$$

$$R = 101$$

$$Ik = \frac{R}{n}$$

$$= \frac{101}{10} = 10,1$$

d. Mencari Nilai Sebaran Analitis (Ei)

$$E_i = \frac{n}{G}$$

$$= \frac{10}{4} = 2,5$$

$$E_i \times I_k = 2,5 \times 10,1$$

$$= 25,25$$

e. Mencari Nilai Derajat Kebebasan

$$DK = G - (R+1) \quad (R = 2 \text{ untuk distribusi Log Person Type III})$$

$$= 4 - (2+1)$$

$$= 1$$

f. Derajat Kepercayaan = 5%

g. X^2 tabel = 3,841 (Dari tabel 4.8)

dk	α derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.00004	0.00016	0.00098	0.0039	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.020	0.051	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.0717	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.533	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	35.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

Tabel 4.8. Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat

h. Perhitungan untuk Batas Nilai Tiap Kelas :

$$P1 = R_{\max} \text{ terkecil} + (E_i \times I_k)$$

$$= 82,33 + 25,25$$

$$= 107,58$$

$$P2 = P1 + (E_i \times I_k)$$

$$= 107,58 + 25,25$$

$$= 132,83$$

$$P3 = P2 + (E_i \times I_k)$$

$$= 132,83 + 25,25$$

$$= 158,08$$

$$P4 = P3 + (E_i \times I_k)$$

$$= 158,08 + 25,25$$

$$= 183,33$$

i. Hitung X^2 hitung dengan Rumus 2.15, perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9. Perhitungan Uji Chi-Kuadrat

Batas Nilai Tiap Kelas			E_i	O_i	$O_i - E_i$	$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2 / E_i$
x	<	107,58	2.5	2	-0.5	0.25	0.1
107,58	< X ≤	132,83	2.5	2	-0.5	0.25	0.1
132,83	< X ≤	158,08	2.5	5	2.5	6.25	2.5
158,08	< X ≤	183,33	2.5	1	-1.5	2.25	0.9
Jumlah				10	0	9	3.6

j. Korelasi Hasil Uji Kecocokan

Syarat :

$$X^2 \text{ hitung} < X^2 \text{ tabel}$$

$$3,6 < 3,841 \text{ (OKE)}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh nilai Chi-Square (X^2) hitung = 3,6. Batas kritis nilai Chi-Square untuk Dk = 1 dengan derajat kepercayaan 5% dari tabel Chi-

Square didapatkan nilai (X^2) kritis = 3,841. Sehingga nilai (X^2) hitung lebih kecil dari (X^2) kritis yaitu $3,6 < 3,841$ maka distribusi Log Pearson III dapat diterima.

4.4.2. Uji Kesesuaian Distribusi dengan Metode Smirnov Kolmogorov

Langkah pengujian dengan menggunakan metode Smirnov Kolmogorov yaitu sebagai berikut :

- Urutkan data dari besar ke kecil untuk menghitung nilai standar deviasi (s) dan koefisien skewness (cs), dan rata-rata ($\bar{X}$).

Nilai standar deviasi dan koefisien skewness diambil dari perhitungan pada pengukuran dispersi.

Tabel 4.10. Urutan Curah Hujan Maksimum Tahunan

No	Tahun	R max
1	2021	183.33
2	2022	166.33
3	2014	149.67
4	2013	138.33
5	2015	129.33
6	2016	118
7	2019	118
8	2018	115.67
9	2017	94.67
10	2020	82.33
Jumlah		1295.66
$\bar{X}$		129.566
Jumlah Data		10

- Mencari nilai log dari curah hujan maksimum pertahun, rata-rata, standar deviasi, dan koefisien skewness.

Contoh perhitungan :

$$\begin{aligned}\text{Log } X_{i(2021)} &= \text{Log } (138,33) \\ &= 2,141\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Log } X_{i(2022)} &= \text{Log } (166,33) \\ &= 2,175\end{aligned}$$

Standar Deviasi (S)

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

$$S = \sqrt{\frac{0,102}{9}} = 0,106$$

Koefisien Kemiringan/Skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

$$Cs = \frac{10}{(10-1) \times (10-2) \times (0,106)^3} \times (-0,00020) = -0,231$$

Tabel 4.11. Perhitungan Nilai S dan Cs

No	(Rmax) X_i Max-Min	Log X_i	($X_i - \bar{X}$)	($X_i - \bar{X}$) ²	($X_i - \bar{X}$) ³
1	138.33	2.141	0.040	0.002	0.0001
2	149.67	2.175	0.074	0.005	0.0004
3	129.33	2.112	0.011	0.000	0.0000
4	118.00	2.072	-0.029	0.001	0.0000
5	94.67	1.976	-0.125	0.016	-0.0019
6	115.67	2.063	-0.038	0.001	-0.0001
7	118.00	2.072	-0.029	0.001	0.0000
8	82.33	1.916	-0.186	0.034	-0.0064
9	183.33	2.263	0.162	0.026	0.0043
10	166.33	2.221	0.120	0.014	0.0017
Jumlah	1295,66	21.011	0.000	0.101	-0.0020
X _{rt}	129,566	2.101	0.000	0.010	-0.00020
S	30,971	-	-	-	-
Cs	0,282	-	-	0.106	-0,231

- c. Mencari nilai peluang empiris (P_e), $F(t)$, peluang teoritis (P_t), dan ΔP maksimum per tahun

Contoh perhitungan :

Peluang Empiris (P_e)

$$\begin{aligned} R_{\max}(2021) &= \text{urutan } R_{\max} / (n + 1) \\ &= 1 / (10 + 1) \\ &= 0,091 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\max}(2022) &= \text{urutan } R_{\max} / (n + 1) \\ &= 2 / (10 + 1) \\ &= 0,182 \end{aligned}$$

Menghitung Nilai $F(t)$

$$\begin{aligned} F(t)1 &= \frac{(\log X_i - X_{rt})}{S} \\ &= \frac{(2,141 - 2,101)}{0,106} \\ &= 0,38 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F(t)2 &= \frac{(\log X_i - X_{rt})}{S} \\ &= \frac{(2,175 - 2,101)}{0,106} \\ &= 0,70 \end{aligned}$$

Peluang Teoritis (P_t)

Mencari nilai C_s (-0,231) kala ulang 1.01, 5, 10, 25, 50, 100, 1000 menggunakan interpolasi. Nilai C_s (-1) dan C_s (-1, 2) dapat dilihat pada tabel 4.12.

Tabel 4.12. Hasil Perhitungan Nilai C_s

Kala Ulang	Nilai C_s		
	-1	-1.2	-0,231
1.01	-3.022	-2.149	-2.289
2	0.164	0.195	0.190
5	0.852	0.844	0.845
10	1.128	1.086	1.093
25	1.366	1.282	1.295
50	1.492	1.379	1.397
100	1.588	1.449	1.471
500	1.664	1.501	1.527
1000	1.8	1.625	1.653

Nilai Peluang Teoritis (P_t) dihitung dengan interpolasi nilai $F(t)$ terhadap Nilai C_s (-0,231) pada kala ulang.

Contoh perhitungan :

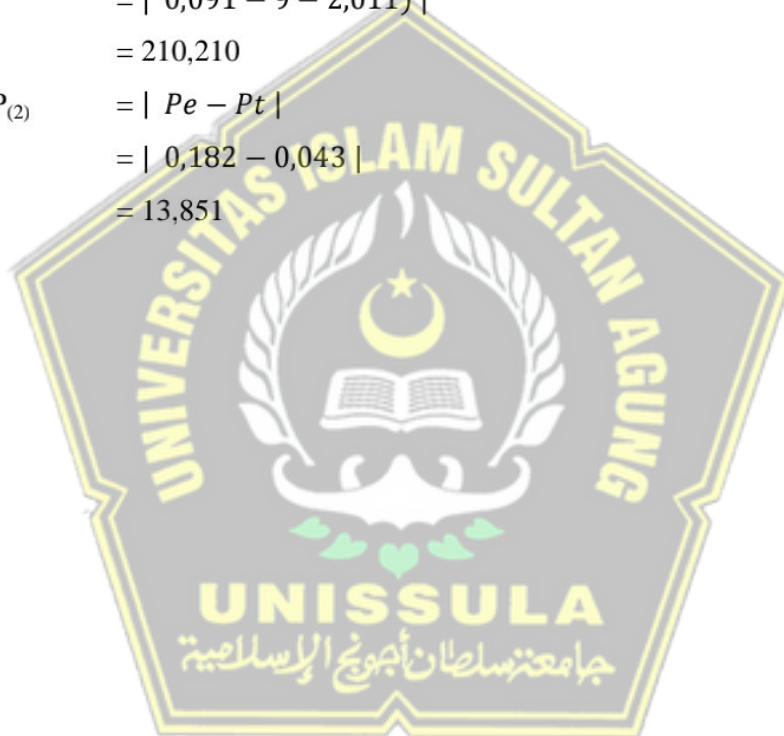
$P_t(1) = -2,011$, didapatkan dari nilai $F_t(1) = 0,38$ diantara nilai C_s pada kala ulang 25 tahun dan 50 tahun.

$P_t(2) = 0,043$, didapatkan dari nilai $F_t(2) = 0,70$ diantara nilai C_s pada kala ulang 2 tahun dan 5 tahun.

Menghitung ΔP maksimum

$$\begin{aligned}\Delta P_{(1)} &= | P_e - P_t | \\ &= | 0,091 - 9 - 2,011 | \\ &= 210,210\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta P_{(2)} &= | P_e - P_t | \\ &= | 0,182 - 0,043 | \\ &= 13,851\end{aligned}$$



Tabel 4.13. Hasil Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov

No	(Rmax) Xi Max-Min	Log Xi	Pe (Peluang Empiris)	F(t)	Pt(Xi)	$\Delta P= P_e - P_t $ (%)
1	138.33	2.141	0.091	0.38	-2.011	210.210
2	149.67	2.175	0.182	0.70	0.043	13.851
3	129.33	2.112	0.273	0.10	0.016	25.683
4	118.00	2.072	0.364	-0.28	-0.001	36.495
5	94.67	1.976	0.455	-1.18	-0.043	49.721
6	115.67	2.063	0.545	-0.36	-0.005	55.051
7	118.00	2.072	0.636	-0.28	0.018	61.822
8	82.33	1.916	0.727	-1.75	0.012	71.503
9	183.33	2.263	0.818	1.53	0.025	79.283
10	166.33	2.221	0.909	1.13	0.024	88.533
Jumlah	1295.66	21,011	5.000	Δ_{max} (%)		210.210
Xrt	129.566	2.101				
S	30.97	0.106				
Cs	0.282	-0.231				

d. Korelasi Hasil Uji Kecocokan

Nilai Δ_{maks} table harus lebih kecil dari Δ_{kritis} . Distribusi terbaik adalah yang memberikan nilai Δ_{maks} table paling kecil. Dari hasil plotting data diperoleh :

$$n = 10$$

$$\alpha = 5\%$$

$$\Delta_{kritis} = 41 \text{ (didapat dari tabel 4.11)}$$

$$\Delta_{maks \text{ table}} = 210,210$$

Syarat :

$$\Delta_{maks \text{ tabel}} < \Delta_{kritis}$$

$$210,210 < 41$$

Tabel 4.14. Harga D Kritis untuk Smirnov Kolmogorov Test

Jumlah data N	α derajat kepercayaan			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

Tabel 4.15. Nilai Cs untuk Nilai Positif

Cs	Kala Ulang											
	1,0101	1,0526	1,1111	1,25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Percent Chance											
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.2	-2.175	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.250
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.680
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.3	-1.388	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	4.965
1.4	-1.318	-1.163	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	5.250
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	5.525
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	5.785
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	6.055
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.454	6.200
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	6.333
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	6.467
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	6.730
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.097	3.932	4.783	6.860
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.990
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909	7.120
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250

Tabel 4.16. Nilai Cs untuk Nilai Negatif

Cs	Kala Ulang											
	1,0101	1,0526	1,1111	1,25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Percent Chance											
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
-0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581	1.713
-1.2	-3.149	-1.190	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424	1.545
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.318	1.351	1.373
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155	1.205
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044	1.065
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	1.000
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949	0.955
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869	0.874
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833	0.838
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769	0.775
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741	0.748
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714	0.722
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.330	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690	0.695
-3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.390	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

4.5. Distribusi Curah Hujan Metode Log Pearson Type III

Metode perhitungan Log Pearson Type III untuk menganalisis hujan rencana. Pada metode ini diperhitungkan nilai rata-rata curah hujan maksimum (X) dan Standar Deviasi (S) dan nilai Kt (koefisien log pearson type III).

a. Standar Deviasi (S)

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

$$S = \sqrt{\frac{8632,81}{9}} = 30,971$$

b. Koefisien Skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

$$Cs = \frac{10}{(10-1)(10-2) \times (30,971)^3} \times (-60230,48) = 0,282$$

c. Mencari Nilai Kt

Mencari nilai Cs (2,282) kala ulang 5, 10, 25, 50, 100, 1000 menggunakan interpolasi. Nilai Cs (-0,6) san Cs (-0,7) dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4.17. Harga Perhitungan Nilai Cs Metode Log Pearson Type III

Kala Ulang	Nilai Cs		
	-0.6	0.282	-0.7
2	0.099	-0.492	0.166
5	0.857	0.857	0.857
10	1.2	1.350	1.183
25	1.528	1.881	1.488
50	1.72	2.223	1.663
100	1.88	2.533	1.806
500	2.016	2.810	1.926
1000	2.275	3.378	2.150

d. Menghitung Curah Hujan Rencana (Rn)

Contoh perhitungan untuk Periode Ulang 2 tahun: $X_t = X + K_t \times S_x$

$$X_t = 129,566 + (-0,492) \times 30,971$$

$$X_t = 114,330 \text{ mm}$$

Contoh perhitungan untuk Periode Ulang 5 tahun:

$$X_t = X + K_t \times S_x$$

$$X_t = 129,566 + 0,857 \times 30,971$$

$$X_t = 156,108 \text{ mm}$$

Contoh perhitungan untuk Periode Ulang 10 tahun:

$$X_t = X + K_t \times S_x$$

$$X_t = 129,566 + 1,350 \times 30,971$$

$$X_t = 171,375 \text{ mm}$$

Tabel 4.18. Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Type III

T	P	S	X	Kt	Hujan Rencana (Xt)(mm)
2	50%	30.971	129.566	-0.492	114.330
5	20%	30.971	129.566	0.857	156.108
10	10%	30.971	129.566	1.350	171.375
25	4%	30.971	129.566	1.881	187.816
50	5%	30.971	129.566	2.223	198.406
100	1%	30.971	129.566	2.533	208.006
1000	0.10%	30.971	129.566	3.378	234.171

4.6. Perhitungan Curah Hujan Maksimum yang mungkin Terjadi (PMP)

Metode Hershfield merupakan metode yang digunakan untuk memperkirakan nilai hujan maksimum. Metode ini digunakan untuk DAS yang luasnya $<1000 \text{ km}^2$.

- a. Urutkan data curah hujan dari kecil ke besar

Tabel 4.19. Rata-rata Hujan Maksimum

No	Tahun	R max
1	2020	82.33
2	2017	94.67
3	2018	115.67
4	2019	118
5	2016	118
6	2015	129.33
7	2013	138.33
8	2014	149.67
9	2022	166.33
10	2021	183.33
Jumlah		1295,7
Rata-rata		129,57
Jumlah Data		10

b. Perhitungan nilai X (rata-rata) dan X2

$$\text{Luas DAS} = 14,70 \text{ km}^2$$

$$n1 = 10$$

$$\text{jumlah (Xi)} = 1295,7$$

$$\text{Rata-rata (X)} = 887,52/10 = 129,57$$

$$n2 = n-1$$

$$= 9$$

$$\text{Jumlah (X2)} = \text{jumlah nilai curah hujan maksimum} - \text{data terbesar}$$

$$= 1295,7 - 183,33$$

$$= 1112,33$$

c. Rata-rata hujan harian maksimum tahunan (Xn)

$$Xn = \frac{\text{jumlah hujan maks harian}}{n1}$$

$$= \frac{1295,7}{10}$$

$$= 129,57$$

d. Rata-rata hujan maksimum tanpa nilai maksimum (Xn-m)

$$Xn - m = \frac{X2}{n2}$$

$$= \frac{1112,33}{9}$$

$$= 123,592$$

e. Standar Deviasi (Sn)

$$Sn = 30,971$$

f. Standar deviasi tanpa nilai maksimum (Sn - m)

$$Sn - m = sn - \left(\frac{Xn - m}{Xn} \right)$$

$$= 30,971 - \frac{123,592}{129,57}$$

$$= 30,017$$

g. Faktor penyesuaian rata-rata terhadap pengamatan (Xn2)

$$Xn2 = \frac{Xn - m}{Xn}$$

$$= \frac{123,592}{129,57}$$

$$= 0,954$$

h. Faktor penyesuaian standar deviasi (Sn2)

$$\begin{aligned}
 S_{n2} &= \frac{S_{n-m}}{S_n} \\
 &= \frac{30,017}{30,971} \\
 &= 0,969
 \end{aligned}$$

i. Nilai standar terkoreksi (X_{nc})

Dengan Panjang pencatatan 10 tahun, maka faktor penyesuaiannya adalah 105% pada Gambar 4.3.

Dari hasil perhitungan X_n , maka didapat faktor penyesuaian rata-rata terhadap pengamatan adalah 104% pada Gambar 4.1.

$$\begin{aligned}
 X_{nc} &= \frac{X_{n-m} \times X_{n2} \times X_f}{X_n} \\
 &= \frac{123,592 \times 104\% \times 105\%}{0,954} \\
 &= 134,314
 \end{aligned}$$

j. Nilai standar deviasi terkoreksi (S_{nc})

Dengan Panjang pencatatan 10 tahun, maka faktor penyesuaiannya adalah 105% pada Gambar 4.3.

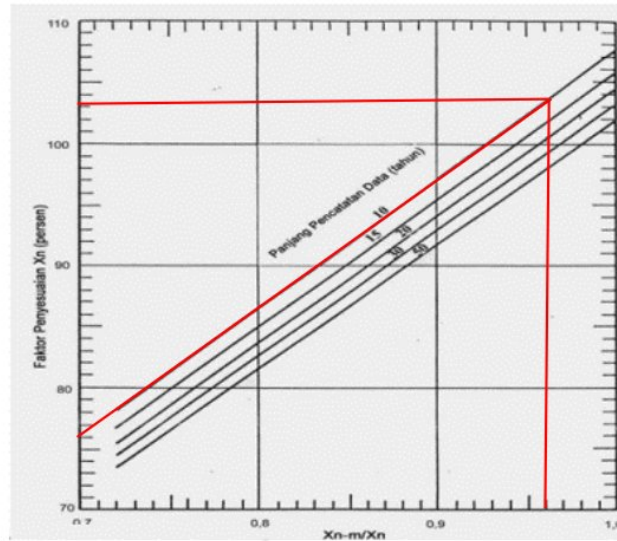
Dari hasil perhitungan S_n , maka didapat faktor penyesuaian rata-rata terhadap pengamatan adalah 112% pada Gambar 4.2.

$$\begin{aligned}
 S_{nc} &= \frac{S_{n-m} \times S_{n2}}{S_n} \\
 &= \frac{30,017 \times 112\% \times 105\%}{30,971} \\
 &= 35,30
 \end{aligned}$$

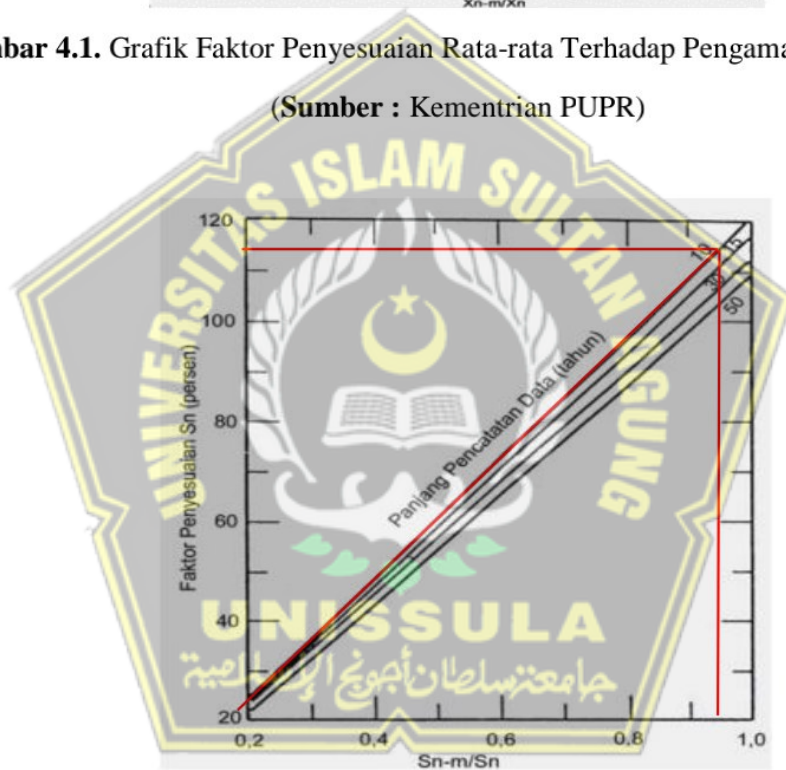
k. Nilai PMP

Dari garis untuk durasi 24 jam didapatkan nilai $K_m = 16,2$ pada Gambar 4.4.

$$\begin{aligned}
 X_m &= (X_{nc} + (K_m \times S_{nc})) \times 1,13 \\
 &= (132,314 + (16,2 \times 35,30)) \times 1,13 \\
 &= 797,979
 \end{aligned}$$

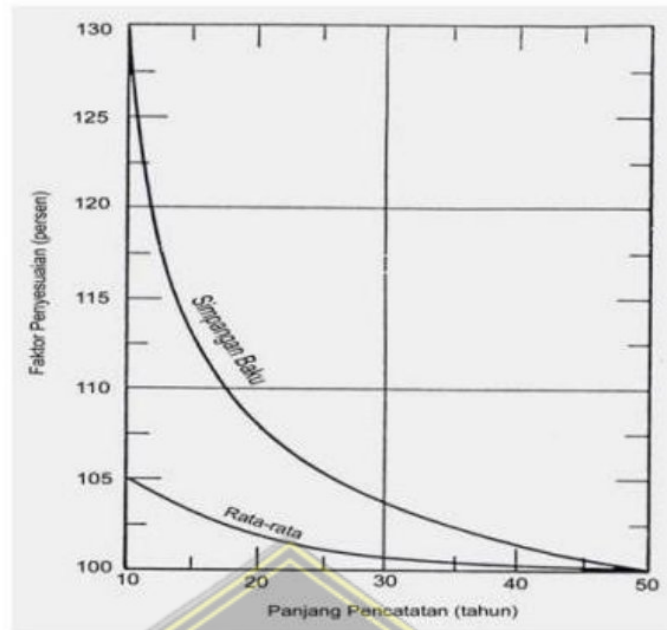


Gambar 4.1. Grafik Faktor Penyesuaian Rata-rata Terhadap Pengamatan Maksimum
(Sumber : Kementerian PUPR)

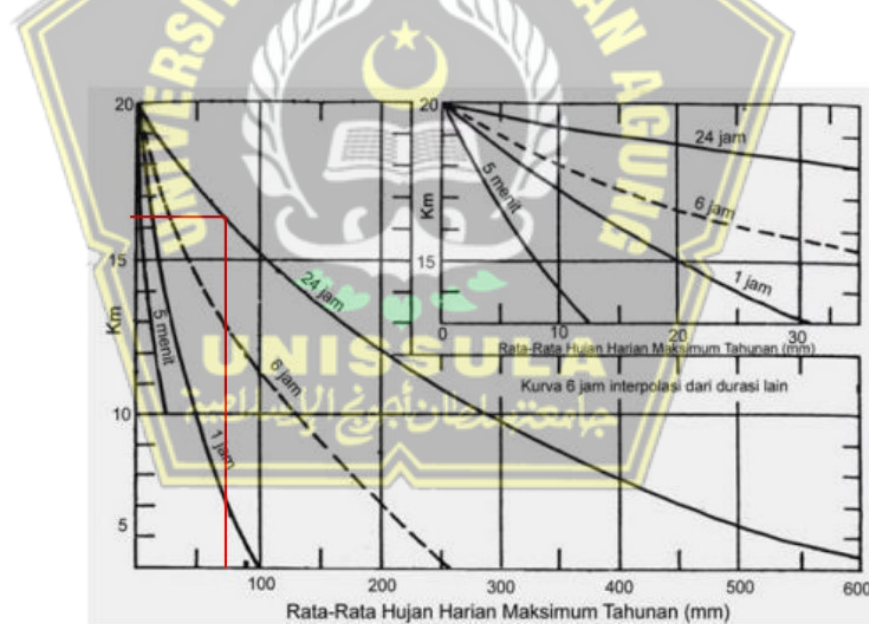


Gambar 4.2. Grafik Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum

(Sumber : Kementerian PUPR)



Gambar 4.3. Grafik Faktor Penyesuaian Rata-rata dan Simpangan Baku Terhadap Panjang Pengamatan Data
(Sumber : Kementerian PUPR)



Gambar 4.4. Grafik Harga Km
(Sumber : Kementerian PUPR)

4.7. Perhitungan Hidrogaf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu

4.7.1. Perhitungan Rerata Hujan dari Awal sampai Jam ke-T

Perhitungan Distribusi Hujan Jam-jaman dan Rasio Hujan Harian pada Kala Ulang 2 Tahun

Tabel 4.20. Hasil Perhitungan Log Pearson Type III

T	P	S	X	Kt	Hujan Rencana (Xt)(mm)
2	50%	30.971	129.566	-0.492	114.330
5	20%	30.971	129.566	0.857	156.108
10	10%	30.971	129.566	1.350	171.375
25	4%	30.971	129.566	1.881	187.816
50	5%	30.971	129.566	2.223	198.406
100	1%	30.971	129.566	2.533	208.006
1000	0.10%	30.971	129.566	3.378	234.171

a. Jam ke-1

$$\begin{aligned}
 \text{Intensitas (I) atau } R_t &= \left(\frac{R_{24}}{t} \right) \times \left(\frac{t}{T} \right)^{2/3} \\
 &= \frac{1}{5} \times \left(\frac{5}{1} \right)^{2/3} \\
 &= 0,585 R_{24}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_T &= T \times R_t - (T - 1) \times R(T - 1) \\
 &= 1 \times 0,585 - (1-1) \times (1-1) \\
 &= 0,585
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= C \times R_{24} \\
 &= 0,75 \times 114,33 \\
 &= 85,746 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_e &= R_t \times R_n \\
 &= 0,585 \times 85,746 \\
 &= 50,161 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Jam ke-2

$$\begin{aligned}\text{Intensitas (I) atau } R_t &= \left(\frac{R_{24}}{t}\right) \times \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3} \\ &= \frac{1}{5} \times \left(\frac{5}{2}\right)^{2/3} \\ &= 0,368 \text{ R}_{24}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_T &= T \times R_t - (T - 1) \times R(T - 1) \\ &= 1 \times 0,368 - (2-1) \times (0,585) \\ &= 0,152\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= C \times R_{24} \\ &= 0,75 \times 114,33 \\ &= 85,746 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_e &= R_t \times R_n \\ &= 0,368 \times 85,746 \\ &= 31,589 \text{ mm}\end{aligned}$$

c. Jam ke-3

$$\begin{aligned}\text{Intensitas (I) atau } R_t &= \left(\frac{R_{24}}{t}\right) \times \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3} \\ &= \frac{1}{5} \times \left(\frac{5}{3}\right)^{2/3} \\ &= 0,281 \text{ R}_{24}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_T &= T \times R_t - (T - 1) \times R(T - 1) \\ &= 1 \times 0,281 - (3-1) \times 0,368 \\ &= 0,107\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= C \times R_{24} \\ &= 0,75 \times 114,33\end{aligned}$$

$$= 85,746 \text{ mm}$$

Re

$$= R_t \times R_n$$

$$= 0,281 \times 85,746$$

$$= 24,107 \text{ mm}$$

d. Jam ke-4

$$\text{Intensitas (I) atau } R_t = \left(\frac{R_{24}}{t} \right) \times \left(\frac{t}{T} \right)^{2/3}$$

$$= \frac{1}{5} \times \left(\frac{5}{4} \right)^{2/3}$$

$$= 0,232 R_{24}$$

RT

$$= T \times R_t - (T - 1) \times R(T - 1)$$

$$= 1 \times 0,281 - (4-1) \times 0,281$$

$$= 0,085$$

Rn

$$= C \times R_{24}$$

$$= 0,75 \times 114,33$$

$$= 85,746 \text{ mm}$$

Re

$$= R_t \times R_n$$

$$= 0,232 \times 85,746$$

$$= 19,900 \text{ mm}$$

e. Jam ke-5

$$\text{Intensitas (I) atau } R_t = \left(\frac{R_{24}}{t} \right) \times \left(\frac{t}{T} \right)^{2/3}$$

$$= \frac{1}{5} \times \left(\frac{5}{5} \right)^{2/3}$$

$$= 0,200 R_{24}$$

RT

$$= T \times R_t - (T - 1) \times R(T - 1)$$

$$= 1 \times 0,200 - (5-1) \times 0,232$$

$$= 0,072$$

$$\begin{aligned} R_n &= C \times R_{24} \\ &= 0,75 \times 114,33 \\ &= 85,746 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_e &= R_t \times R_n \\ &= 0,200 \times 85,746 \\ &= 17,149 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4.21. Nilai Rasio Hujan Harian Maksimum

Waktu Hujan (Jam)	1	2	3	4	5
Rasio/RT	0,585	0,152	0,107	0,085	0,072

4.7.2. Hasil Perhitungan Curah Hujan Efektif (R_n)

Nilai C diambil 0.75 (Tabel 4.22) karena DAS terletak di daerah pegunungan.

Tabel 4.22. Tabel Koefisien Pengaliran

Daerah pegunungan yang curam	0.75 - 0.90
Daerah pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Daerah bergelombang dan hutan	0.50 - 0.75
Daerah dataran yang ditanami	0.45 - 0.60
Persawahan yang diairi	0.70 - 0.80
Sungai didaerah pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai kecil di daerah dataran	0.45 - 0.75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduanya terdiri dari dataran	0.50 - 0.75

Contoh perhitungan hujan efektif (R_n) untuk periode ulang 2 tahun

$$\begin{aligned} R_n &= C \times R \\ &= 0.75 \times 114,33 \\ &= 85,75 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat dalam **Tabel 4.23.**

Tabel 4.23. Curah Hujan Rencana Efektif (Rn)

Periode Ulang (Tahun)	Koefisien Pengaliran (C)	Curah Hujan Rencana (R)	Curah Hujan Rencana Efektif (Rn)
2	0.75	114.33	85.75
5	0.75	156.11	117.08
10	0.75	171.38	128.53
25	0.75	187.82	140.87
50	0.75	198.41	148.81
100	0.75	208.02	156.01
1000	0.75	234.19	175.64
PMF	0.75	486.56	340.59

Contoh perhitungan distribusi hujan efektif jam-jaman untuk periode ulang 2 tahun

$$\begin{aligned}
 RT &= 0,585 \times R_n \\
 &= 0,585 \times 85,75 \\
 &= 50,145 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat dalam Tabel 4.24.

Tabel 4.24. Distribusi Hujan Efektif Jam-jaman

Periode Ulang	Rn	Rasio Sebaran Hujan (RT)				
		0.585	0.152	0.107	0.085	0.072
2	85.75	50.14	13.03	9.14	7.28	6.15
5	117.08	68.47	17.80	12.48	9.94	8.39
10	128.53	75.17	19.54	13.70	10.91	9.21
25	140.87	82.38	21.41	15.02	11.96	10.10
50	148.81	87.03	22.62	15.87	12.63	10.67
100	156.01	91.24	23.71	16.63	13.24	11.18
1000	175.64	102.71	26.70	18.73	14.91	12.59
PMF	340.59	199.18	51.77	36.32	28.91	24.41

4.7.3. Hasil Perhitungan Hidrogaf Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu

$$\begin{aligned}
 \text{Luas DAS (A)} &= 14,7 \text{ km}^2 \\
 \text{Panjang Sungai (L)} &= 27 \text{ km} \\
 \text{C (Koefisien Pengaliran)} &= 0,75 \\
 \text{R0} &= 1 \text{ mm (hujan satuan)}
 \end{aligned}$$

Waktu Kelambatan (T_g) untuk $L < 15$ km

$$\begin{aligned} T_g &= 0,21 \times L^{0.75} \\ &= 0,21 \times (27)^{0.75} \\ &= 2,477 \text{ jam} \end{aligned}$$

Waktu Durasi Hujan (T_r)

$$\begin{aligned} T_r &= 0,5 T_g \text{ s/d } 1,0 T_g \\ &= 1,0 \times 2,477 \\ &= 2,477 \text{ jam} \end{aligned}$$

Waktu Puncak (T_p)

$$\begin{aligned} T_p &= T_g + 0,8 \times T_r \\ &= 2,48 + 0,8 \times 2,48 \\ &= 4,48 \text{ jam} \end{aligned}$$

Koefisien α

$$\begin{aligned} \alpha &= 1,5 - 3,0 \\ \text{nilai } \alpha &= 2 \end{aligned}$$

Waktu Saat 0.3 Kali Debit Puncak ($T_{0.3}$)

$$\begin{aligned} T_{0.3} &= \alpha \times T_g \\ &= 2 \times 2,48 \\ &= 4,974 \text{ jam} \end{aligned}$$

Satuan Kedalaman Hujan (R_o)

$$R_o = 1 \text{ mm}$$

Debit Puncak Hidrograf

$$\begin{aligned} Q_{\text{maks}} &= \frac{1}{3,6} \times A \times \frac{R_o}{(0,3 \times T_p + T_{0.3})} \\ &= \frac{1}{3,6} \times 14,7 \times \frac{1}{(0,3 \times 4,477 + 4,974)} \\ &= 0,646 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0.3} &= 4,477 + 4,974 \\ &= 9,451 \end{aligned}$$

$$T_p + T_{0,3} + 1,5 \times T_{0,3} = 4,477 + 4,974 + 1,5 \times 4,974$$

$$= 19,912$$

$$T_p + T_{0,3} + 1,5 \times T_{0,3} + 2 \times T_{0,3} = 4,477 + 4,974 + 1,5 \times 4,974 + 2 \times 4,974$$

$$= 26,860$$

Persamaan Hidrograf Satuan Untuk Kurva Naik

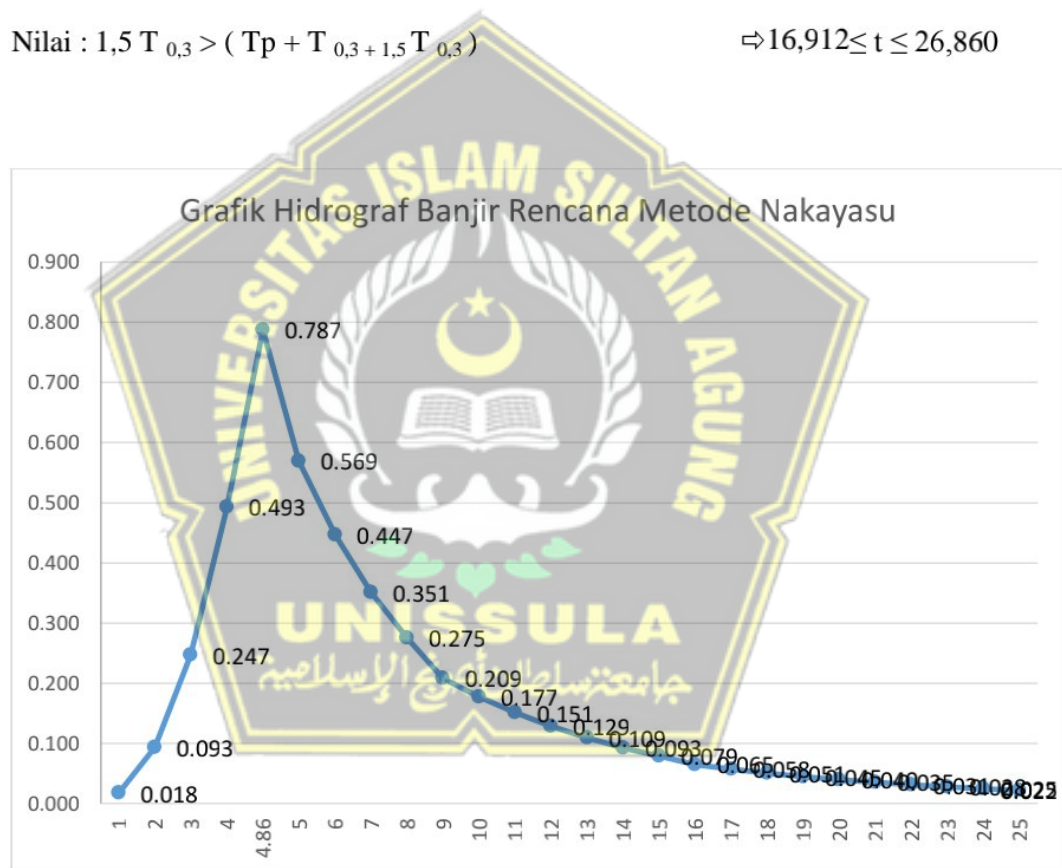
$$0 < t < T_p \quad \Rightarrow 0 \leq t \leq 4,477$$

Persamaan Hidrograf Satuan Untuk Kurva Turun

$$\text{Nilai : } T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) \quad \Rightarrow 4,477 \leq t \leq 9,451$$

$$\text{Nilai : } (T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}) \quad \Rightarrow 9,451 \leq t \leq 16,912$$

$$\text{Nilai : } 1,5 T_{0,3} > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}) \quad \Rightarrow 16,912 \leq t \leq 26,860$$



Gambar 4.5. Grafik Ordinatif Hidrograf Satuan

Tabel 4.25. Ordinat Hidrograf Satuan

Time	Rumus	Unit Hidrograf (q)
		m ³ /dt/mm
0	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2.4}$	0.000
1		0.018
2		0.093
3		0.247
4		0.493
4.86		0.787
5	$Q_p \cdot 0.3^{((t-T_p)/T_{0.3})}$	0.569
6		0.447
7		0.351
8		0.275
9	$Q_p \cdot 0.3^{((t-T_p+0.5 \cdot T_{0.3})/(1.5 \cdot T_{0.3}))}$	0.209
10		0.177
11		0.151
12		0.129
13		0.109
14		0.093
15		0.079
16		0.065
17		0.058
18		0.051
19	$Q_p \cdot 0.3^{((t-T_p+1.5 \cdot T_{0.3})/(2 \cdot T_{0.3}))}$	0.045
20		0.040
21		0.035
22		0.031
23		0.028
24		0.025
25		0.022

Dari tabel ordinat hidrograf satuan, debit puncak terjadi pada puncak terjadi pada waktu 4,86 jam, dengan unit hidrograf sebesar 0,787 m³/detik/mm.

Perhitungan Debit Banjir Rencana Untuk Hujan Jam Jaman dengan Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Dihitung dengan Prinsip Super Posisi. Contoh perhitungan untuk hujan jam-jaman periode 2 tahun:

$$Q_1 = R_{n1} \times HS_1$$

$$Q_2 = R_{n1} \times HS_2 + R_{n2} \times HS_1$$

$$Q_3 = R_{n1} \times HS_3 + R_{n2} \times HS_2 + R_{n1} \times HS_1$$

$$Q_n = R_{n1} \times HS_n + R_{n2} \times HS_{(n-1)} + R_{n1} \times HS_{(n-1)} + \dots + R_n \times HS_1$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= R_{n1} \times HS_1 \\ &= 50.14 \times 0.086 \\ &= 4.312 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_2 &= R_{n1} \times HS_2 + R_{n2} \times HS_1 \\ &= 50.14 \times 0.453 + 13.03 \times 0.086 \\ &= 22.713 + 1.121 \\ &= 23.836 \end{aligned}$$

Untuk selanjutnya perhitungan dapat di lihat pada Tabel 4.26. sampai Tabel 4.30.



Tabel 4.26. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 2 Tahun

t (jam)	Unit Hidrograf	Curah Hujan Jam Jaman(mm/jam)					Debit Banjir (m ³ /det)
	(m ³ /dt/mm)	1	2	3	4	5	
		50.14	13.03	9.14	7.28	6.15	
0	0	0					0
1	0.086	4.312	0.000				4.312
2	0.453	22.716	1.121	0.000			23.836
3	1.198	60.073	5.904	0.786	0.000		66.764
4	2.39	119.846	15.614	4.142	0.626	0.000	140.228
5	4.082	204.691	31.150	10.953	3.297	0.529	250.620
6	1.979	99.236	53.203	21.851	8.720	2.784	185.795
7	1.545	77.474	25.794	37.321	17.396	7.363	165.347
8	1.206	60.474	20.137	18.094	29.711	14.690	143.106
9	0.941	47.186	15.719	14.126	14.404	25.090	116.525
10	0.783	39.263	12.265	11.026	11.245	12.164	85.963
11	0.664	33.296	10.205	8.603	8.778	9.496	70.379
12	0.563	28.231	8.654	7.159	6.849	7.413	58.306
13	0.477	23.919	7.338	6.071	5.699	5.784	48.811
14	0.404	20.258	6.217	5.147	4.833	4.813	41.269
15	0.343	17.200	5.266	4.361	4.098	4.081	35.005
16	0.291	14.592	4.471	3.694	3.472	3.460	29.689
17	0.251	12.586	3.793	3.136	2.941	2.932	25.388
18	0.222	11.132	3.271	2.661	2.497	2.483	22.044
19	0.196	9.828	2.893	2.295	2.118	2.108	19.243
20	0.173	8.675	2.555	2.030	1.827	1.789	16.875
21	0.153	7.672	2.255	1.792	1.616	1.543	14.878
22	0.135	6.770	1.994	1.582	1.427	1.365	13.137
23	0.119	5.967	1.760	1.399	1.259	1.205	11.590
24	0.106	5.315	1.551	1.234	1.114	1.063	10.278
25	0.093	4.663	1.382	1.088	0.983	0.940	9.056
26	0.082	4.112	1.212	0.969	0.866	0.830	7.989
Jumlah							1616.432

Dari tabel diatas, debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir sebesar 250.620 m³/detik.

Tabel 4.27. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 5 Tahun

t (jam)	Unit Hidrograf	Curah Hujan Jam Jaman(mm/jam)					Debit Banjir (m ³ /det)
	(m ³ /dt/mm)	1	2	3	4	5	
		68.47	17.80	12.48	9.94	6.15	
0	0	0					0
1	0.086	5.888	0.000				5.888
2	0.453	31.017	1.531	0.000			32.547
3	1.198	82.026	8.062	1.074	0.000		91.162
4	2.39	163.642	21.320	5.655	0.855	0.000	191.472
5	4.082	279.492	42.534	14.956	4.502	0.529	342.013
6	1.979	135.501	72.646	29.837	11.906	2.784	252.674
7	1.545	105.785	35.220	50.959	23.753	7.363	223.081
8	1.206	82.574	27.496	24.706	40.569	14.690	190.034
9	0.941	64.430	21.463	19.288	19.668	25.090	149.938
10	0.783	53.612	16.747	15.056	15.355	12.164	112.933
11	0.664	45.464	13.935	11.747	11.986	9.496	92.628
12	0.563	38.548	11.817	9.775	9.352	7.413	76.905
13	0.477	32.660	10.020	8.289	7.782	5.784	64.534
14	0.404	27.662	8.489	7.028	6.599	4.813	54.591
15	0.343	23.485	7.190	5.955	5.595	4.081	46.306
16	0.291	19.925	6.104	5.044	4.741	3.460	39.273
17	0.251	17.186	5.179	4.282	4.015	2.932	33.594
18	0.222	15.200	4.467	3.633	3.409	2.483	29.192
19	0.196	13.420	3.951	3.133	2.892	2.108	25.505
20	0.173	11.845	3.488	2.771	2.495	1.789	22.388
21	0.153	10.476	3.079	2.447	2.206	1.543	19.751
22	0.135	9.243	2.723	2.160	1.948	1.365	17.438
23	0.119	8.148	2.403	1.910	1.719	1.205	15.385
24	0.106	7.258	2.118	1.685	1.521	1.063	13.645
25	0.093	6.368	1.886	1.486	1.342	0.940	12.022
26	0.082	5.614	1.655	1.323	1.183	0.830	10.605
Jumlah							2165.505

Dari tabel diatas, debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir sebesar 342.013m³/detik.

Tabel 4.28. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 10 Tahun

t (jam)	Unit Hidrograf (m ³ /dt/mm)	Curah Hujan Jam Jaman(mm/jam)					Debit Banjir (m ³ /det)
		1	2	3	4	5	
		75.17	19.54	13.70	10.91	9.21	
0	0	0.000					0
1	0.086	6.464	0.000				6.464
2	0.453	34.050	1.680	0.000			35.731
3	1.198	90.049	8.850	1.179	0.000		100.078
4	2.39	179.648	23.406	6.208	0.938	0.000	210.200
5	4.082	306.829	46.694	16.419	4.942	0.792	375.677
6	1.979	148.754	79.751	32.755	13.071	4.174	278.505
7	1.545	116.132	38.664	55.944	26.076	11.038	247.854
8	1.206	90.651	30.185	27.122	44.537	22.020	214.515
9	0.941	70.732	23.562	21.174	21.592	37.610	174.669
10	0.783	58.855	18.385	16.528	16.857	18.234	128.858
11	0.664	49.910	15.298	12.896	13.158	14.235	105.497
12	0.563	42.319	12.973	10.731	10.267	11.111	87.401
13	0.477	35.854	11.000	9.100	8.543	8.670	73.167
14	0.404	30.367	9.319	7.716	7.245	7.214	61.861
15	0.343	25.782	7.893	6.537	6.143	6.118	52.473
16	0.291	21.873	6.701	5.537	5.204	5.187	44.503
17	0.251	18.867	5.685	4.701	4.408	4.395	38.056
18	0.222	16.687	4.904	3.988	3.742	3.722	33.043
19	0.196	14.733	4.337	3.440	3.175	3.160	28.845
20	0.173	13.004	3.829	3.043	2.739	2.681	25.295
21	0.153	11.500	3.380	2.686	2.422	2.313	22.301
22	0.135	10.147	2.989	2.371	2.138	2.045	19.691
23	0.119	8.945	2.638	2.097	1.888	1.806	17.373
24	0.106	7.968	2.325	1.850	1.669	1.594	15.406
25	0.093	6.990	2.071	1.631	1.473	1.410	13.575
26	0.082	6.164	1.817	1.453	1.298	1.244	11.976
Jumlah							2423.014

Dari tabel diatas, debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir sebesar 375.677 m³/detik.

Tabel 4.29. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 25 Tahun

t (jam)	Unit	Curah Hujan Jam Jaman(mm/jam)					Debit Banjir (m3/det)
	Hidrograf	1	2	3	4	5	
	(m3/dt/mm)						
		82.38	21.41	15.02	11.96	10.10	
0	0	0.000					0
1	0.086	7.085	0.000				7.085
2	0.453	37.318	1.841	0.000			39.159
3	1.198	98.691	9.700	1.292	0.000		109.682
4	2.39	196.887	25.652	6.804	1.028	0.000	230.371
5	4.082	336.273	51.175	17.994	5.417	0.868	411.727
6	1.979	163.029	87.404	35.898	14.325	4.574	305.231
7	1.545	127.276	42.375	61.312	28.578	12.097	271.638
8	1.206	99.350	33.082	29.725	48.810	24.133	235.100
9	0.941	77.519	25.823	23.206	23.664	41.219	191.431
10	0.783	64.503	20.149	18.114	18.474	19.983	141.224
11	0.664	54.700	16.766	14.134	14.421	15.601	115.621
12	0.563	46.380	14.218	11.761	11.252	12.178	95.788
13	0.477	39.295	12.055	9.973	9.363	9.502	80.188
14	0.404	33.281	10.214	8.456	7.940	7.906	67.797
15	0.343	28.256	8.651	7.165	6.732	6.705	57.508
16	0.291	23.972	7.344	6.068	5.704	5.685	48.774
17	0.251	20.677	6.231	5.152	4.831	4.817	41.707
18	0.222	18.288	5.374	4.371	4.101	4.079	36.214
19	0.196	16.146	4.753	3.770	3.480	3.463	31.613
20	0.173	14.252	4.197	3.334	3.001	2.938	27.723
21	0.153	12.604	3.704	2.944	2.655	2.535	24.441
22	0.135	11.121	3.276	2.598	2.344	2.242	21.581
23	0.119	9.803	2.891	2.298	2.069	1.979	19.040
24	0.106	8.732	2.548	2.028	1.829	1.747	16.884
25	0.093	7.661	2.270	1.787	1.614	1.545	14.878
26	0.082	6.755	1.991	1.592	1.423	1.363	13.125
Jumlah							2655.530

Dari tabel diatas, debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir sebesar 411.727 m³/detik.

Tabel 4.30. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 50 Tahun

t (jam)	Unit	Curah Hujan Jam Jaman(mm/jam)					Debit Banjir (m3/det)
	Hidrograf	1	2	3	4	5	
	(m3/dt/mm)						
		87.03	22.62	15.87	12.63	10.67	
0	0	0.000					0
1	0.086	7.484	0.000				7.484
2	0.453	39.422	1.945	0.000			41.368
3	1.198	104.256	10.247	1.365	0.000		115.867
4	2.39	207.990	27.098	7.188	1.086	0.000	243.363
5	4.082	355.237	54.061	19.009	5.722	0.917	434.946
6	1.979	172.223	92.333	37.923	15.133	4.832	322.444
7	1.545	134.454	44.764	64.770	30.190	12.779	286.957
8	1.206	104.952	34.947	31.401	51.563	25.494	248.358
9	0.941	81.891	27.279	24.515	24.998	43.543	202.226
10	0.783	68.141	21.285	19.136	19.516	21.110	149.188
11	0.664	57.785	17.711	14.931	15.234	16.481	122.142
12	0.563	48.995	15.019	12.424	11.887	12.865	101.190
13	0.477	41.511	12.735	10.536	9.891	10.038	84.710
14	0.404	35.158	10.790	8.933	8.388	8.352	71.621
15	0.343	29.850	9.138	7.569	7.112	7.083	60.751
16	0.291	25.324	7.759	6.410	6.025	6.006	51.524
17	0.251	21.843	6.582	5.442	5.103	5.088	44.060
18	0.222	19.320	5.678	4.617	4.333	4.310	38.257
19	0.196	17.057	5.022	3.983	3.676	3.659	33.396
20	0.173	15.055	4.433	3.523	3.171	3.104	29.286
21	0.153	13.315	3.913	3.110	2.804	2.677	25.820
22	0.135	11.748	3.461	2.745	2.476	2.368	22.798
23	0.119	10.356	3.054	2.428	2.185	2.091	20.113
24	0.106	9.225	2.692	2.142	1.933	1.845	17.837
25	0.093	8.093	2.398	1.888	1.705	1.632	15.717
26	0.082	7.136	2.104	1.682	1.503	1.440	13.865
Jumlah							2805.286

Dari tabel diatas, debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir sebesar 434.946 m³/detik.

Tabel 4.31. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 100 Tahun

t (jam)	Unit Hidrograf	Curah Hujan Jam Jaman(mm/jam)					Debit Banjir (m ³ /det)
	(m ³ /dt/mm)	1	2	3	4	5	
		91.24	23.71	16.63	13.24	11.18	
0	0	0.000					0
1	0.086	7.846	0.000				7.846
2	0.453	41.330	2.039	0.000			43.369
3	1.198	109.301	10.743	1.431	0.000		121.474
4	2.39	218.054	28.410	7.536	1.139	0.000	255.139
5	4.082	372.426	56.677	19.929	5.999	0.962	455.993
6	1.979	180.556	96.801	39.758	15.865	5.066	338.047
7	1.545	140.960	46.930	67.904	31.651	13.398	300.843
8	1.206	110.031	36.638	32.921	54.058	26.728	260.376
9	0.941	85.853	28.599	25.701	26.208	45.650	212.012
10	0.783	71.438	22.315	20.062	20.461	22.132	156.407
11	0.664	60.581	18.568	15.653	15.971	17.278	128.052
12	0.563	51.366	15.746	13.025	12.462	13.487	106.086
13	0.477	43.520	13.351	11.046	10.369	10.523	88.809
14	0.404	36.859	11.312	9.365	8.793	8.756	75.086
15	0.343	31.294	9.581	7.935	7.456	7.426	63.691
16	0.291	26.550	8.134	6.721	6.317	6.296	54.017
17	0.251	22.900	6.901	5.706	5.350	5.334	46.192
18	0.222	20.254	5.952	4.841	4.542	4.518	40.108
19	0.196	17.882	5.265	4.175	3.854	3.836	35.012
20	0.173	15.784	4.648	3.693	3.324	3.254	30.703
21	0.153	13.959	4.103	3.260	2.940	2.807	27.069
22	0.135	12.317	3.628	2.878	2.596	2.483	23.901
23	0.119	10.857	3.201	2.545	2.291	2.192	21.087
24	0.106	9.671	2.822	2.246	2.026	1.935	18.700
25	0.093	8.485	2.514	1.980	1.788	1.711	16.477
26	0.082	7.481	2.205	1.763	1.576	1.510	14.536
Jumlah							2941.030

Dari tabel diatas, debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir sebesar 455.993 m³/detik.

Tabel 4.32. Hidrograf Satuan Banjir Rencana Kala Ulang 1000 Tahun

t (jam)	Unit Hidrograf	Curah Hujan Jam Jaman(mm/jam)					Debit Banjir (m ³ /det)
	(m ³ /dt/mm)	1	2	3	4	5	
		102.71	26.70	18.73	14.91	12.59	
0	0	0.000					0
1	0.086	8.833	0.000				8.833
2	0.453	46.530	2.296	0.000			48.826
3	1.198	123.052	12.094	1.611	0.000		136.757
4	2.39	245.488	31.984	8.484	1.282	0.000	287.238
5	4.082	419.281	63.807	22.436	6.754	1.083	513.361
6	1.979	203.272	108.980	44.759	17.861	5.703	380.576
7	1.545	158.694	52.835	76.447	35.633	15.083	338.692
8	1.206	123.874	41.248	37.062	60.859	30.091	293.134
9	0.941	96.654	32.197	28.934	29.505	51.393	238.685
10	0.783	80.426	25.123	22.586	23.035	24.916	176.085
11	0.664	68.203	20.904	17.623	17.980	19.452	144.162
12	0.563	57.828	17.727	14.664	14.030	15.184	119.433
13	0.477	48.995	15.031	12.435	11.674	11.847	99.982
14	0.404	41.497	12.735	10.544	9.900	9.858	84.533
15	0.343	35.231	10.786	8.933	8.394	8.360	71.704
16	0.291	29.890	9.157	7.566	7.112	7.088	60.813
17	0.251	25.781	7.769	6.424	6.023	6.006	52.003
18	0.222	22.803	6.701	5.450	5.114	5.086	45.154
19	0.196	20.132	5.927	4.701	4.339	4.318	39.417
20	0.173	17.770	5.233	4.158	3.742	3.664	34.566
21	0.153	15.715	4.619	3.671	3.310	3.160	30.475
22	0.135	13.866	4.085	3.240	2.922	2.795	26.908
23	0.119	12.223	3.604	2.865	2.579	2.468	23.740
24	0.106	10.888	3.177	2.528	2.281	2.178	21.052
25	0.093	9.552	2.830	2.229	2.013	1.926	18.550
26	0.082	8.423	2.483	1.985	1.774	1.700	16.365
Jumlah							3311.042

Dari tabel diatas, debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir sebesar 513.361 m³/detik.

Tabel 4.33. Hidrograf Satuan Banjir Rencana PMF

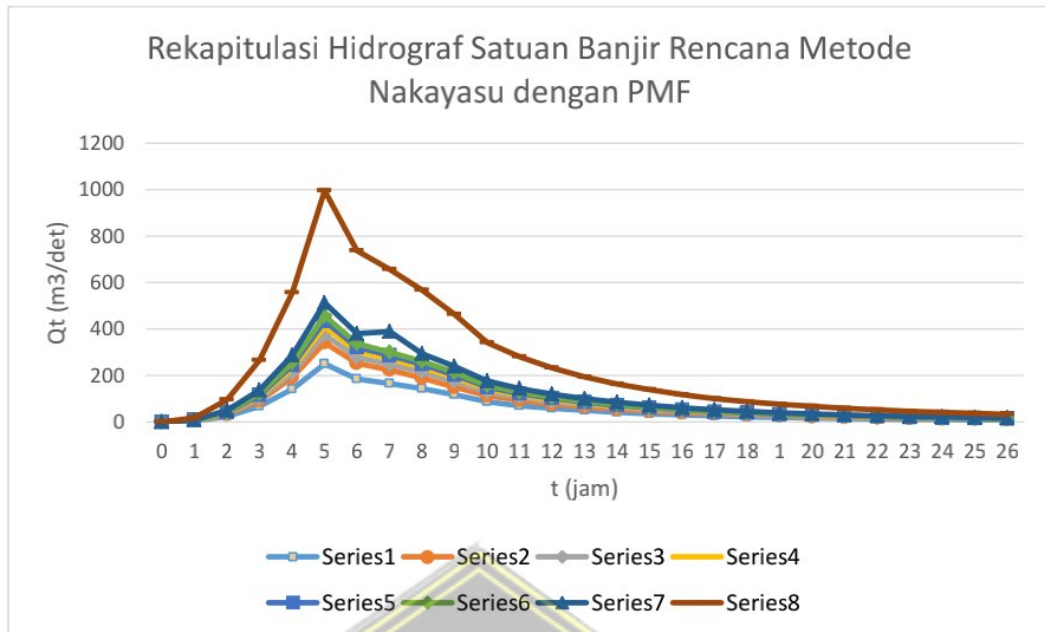
t (jam)	Unit Hidrograf (m ³ /dt/mm)	Curah Hujan Jam Jaman(mm/jam)					Debit Banjir (m ³ /det)
		1	2	3	4	5	
		199.18	51.77	36.32	28.91	24.41	
0	0	0.000					0
1	0.086	17.130	0.000				17.130
2	0.453	90.229	4.452	0.000			94.681
3	1.198	238.619	23.452	3.123	0.000		265.195
4	2.39	476.043	62.022	16.451	2.486	0.000	557.002
5	4.082	813.057	123.734	43.507	13.097	2.100	995.494
6	1.979	394.179	211.331	86.796	34.636	11.060	738.002
7	1.545	307.735	102.455	148.243	69.098	29.249	656.781
8	1.206	240.212	79.987	71.870	118.016	58.351	568.437
9	0.941	187.429	62.436	56.109	57.216	99.660	462.851
10	0.783	155.959	48.717	43.798	44.668	48.316	341.458
11	0.664	132.256	40.537	34.174	34.867	37.721	279.555
12	0.563	112.139	34.376	28.436	27.206	29.444	231.600
13	0.477	95.009	29.147	24.114	22.638	22.974	193.882
14	0.404	80.469	24.695	20.446	19.197	19.117	163.924
15	0.343	68.319	20.916	17.323	16.277	16.211	139.046
16	0.291	57.962	17.758	14.672	13.791	13.745	117.927
17	0.251	49.994	15.065	12.457	11.680	11.646	100.842
18	0.222	44.218	12.995	10.568	9.917	9.863	87.561
19	0.196	39.039	11.493	9.115	8.413	8.374	76.436
20	0.173	34.458	10.147	8.062	7.257	7.105	67.029
21	0.153	30.475	8.956	7.118	6.418	6.128	59.096
22	0.135	26.889	7.921	6.283	5.667	5.420	52.180
23	0.119	23.703	6.989	5.556	5.002	4.785	46.035
24	0.106	21.113	6.161	4.903	4.423	4.224	40.824
25	0.093	18.524	5.488	4.322	3.903	3.735	35.972
26	0.082	16.333	4.815	3.850	3.440	3.296	31.734
Jumlah							6420.672

Dari tabel diatas, debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir sebesar 995,494 m³/detik.

Tabel 4.34. Rekapitulasi Hidrograf Satuan Banjir

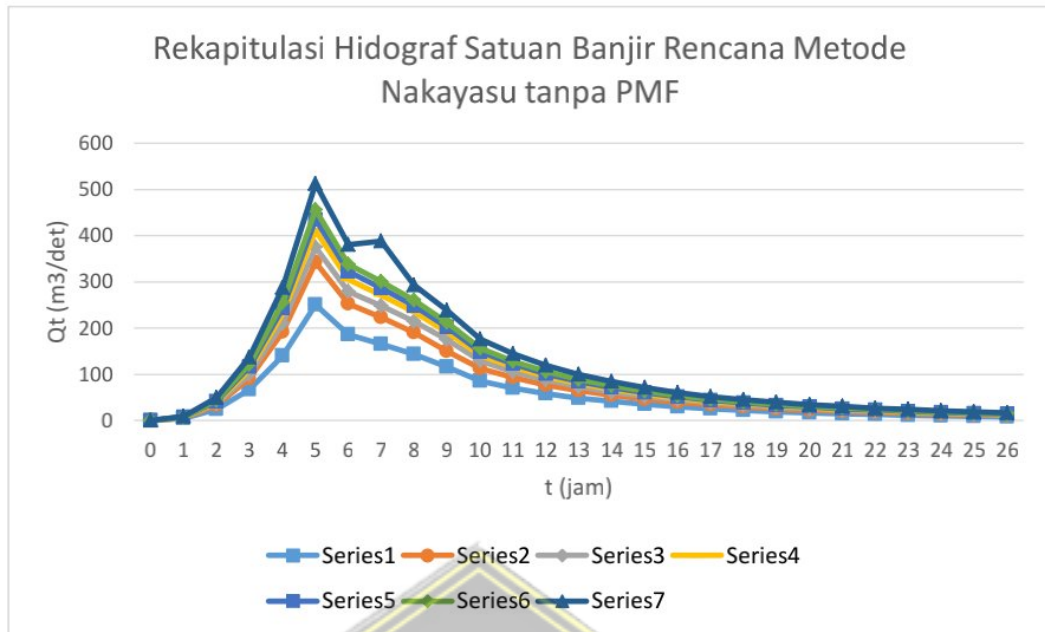
t (jam)	Debit (Q) Periode Ulang (m ³ /detik)							
	2	5	10	25	50	100	1000	PMF
0	0	0	0.000	0.000	0	0	0	0.000
1	4.312	5.888	6.464	7.085	7.484	7.846	8.833	17.130
2	23.836	32.547	35.731	39.159	41.368	43.369	48.826	94.681
3	66.764	91.162	100.078	109.682	115.867	121.474	136.757	265.195
4	140.228	191.472	210.200	230.371	243.363	255.139	287.238	557.002
5	250.620	342.013	375.677	411.727	434.946	455.993	513.361	995.494
6	185.795	252.674	278.505	305.231	322.444	338.047	380.576	738.002
7	165.347	223.081	247.854	271.638	286.957	300.843	388.692	656.781
8	143.106	190.034	214.515	235.100	248.358	260.376	293.134	568.437
9	116.525	149.938	174.669	191.431	202.226	212.012	238.685	462.851
10	85.963	112.933	128.858	141.224	149.188	156.407	176.085	341.458
11	70.379	92.628	105.497	115.621	122.142	128.052	144.162	279.555
12	58.306	76.905	87.401	95.788	101.109	106.086	119.433	231.600
13	48.811	64.534	73.167	80.188	84.710	88.809	99.982	193.882
14	41.269	54.591	61.861	67.797	71.621	75.086	84.533	163.924
15	35.005	46.306	52.473	57.508	60.751	63.691	71.704	139.046
16	29.689	39.273	44.503	48.774	51.524	54.017	60.813	117.927
17	25.388	33.594	38.056	41.707	44.060	46.192	52.003	100.842
18	22.044	29.192	33.043	36.214	38.257	40.108	45.154	87.561
19	19.243	25.505	28.845	31.613	33.396	35.012	39.417	76.436
20	16.875	22.388	25.295	27.723	29.286	30.703	34.566	67.029
21	14.878	19.751	22.301	24.441	25.820	27.069	30.475	59.096
22	13.137	17.438	19.691	21.581	22.789	23.901	26.908	52.180
23	11.590	15.385	17.373	19.040	20.113	21.087	23.740	46.035
24	10.278	13.645	15.406	16.884	17.837	18.700	21.052	40.824
25	9.056	12.022	13.575	14.878	15.717	16.477	18.550	35.972
26	7.989	10.605	11.976	13.125	13.865	14.536	16.365	31.734

Dari tabel diatas, debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir pada kala ulang 2 tahun sebesar 250,620 m³/detik, pada kala ulang 5 tahun sebesar 342,013 m³/detik, pada kala ulang 10 tahun sebesar 375,677 m³/detik, pada kala ulang 25 tahun sebesar 411,727 m³/detik, pada kala ulang 50 tahun sebesar 434,946 m³/detik, pada kala ulang 100 tahun sebesar 455,993 m³/detik, pada kala ulang 1000 tahun sebesar 513,361 m³/detik, dan pada kala ulang PMF sebesar 995,494 m³/detik.



Gambar 4.6. Grafik Rekapitulasi Hidrograf Satuan Banjir Rencana Metode Nakayasu dengan PMF

Grafik diatas merupakan rekapitulasi hidrograf satuan banjir rencana metode nakayasu dengan PMF, dengan debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir pada kala ulang 2 tahun sebesar 250,620 m³/detik, pada kala ulang 5 tahun sebesar 342,013 m³/detik, pada kala ulang 10 tahun sebesar 375,677 m³/detik, pada kala ulang 25 tahun sebesar 411,727 m³/detik, pada kala ulang 50 tahun sebesar 434,946 m³/detik, pada kala ulang 100 tahun sebesar 455,993 m³/detik, pada kala ulang 1000 tahun sebesar 513,361 m³/detik, dan pada kala ulang PMF sebesar 995,494 m³/detik.

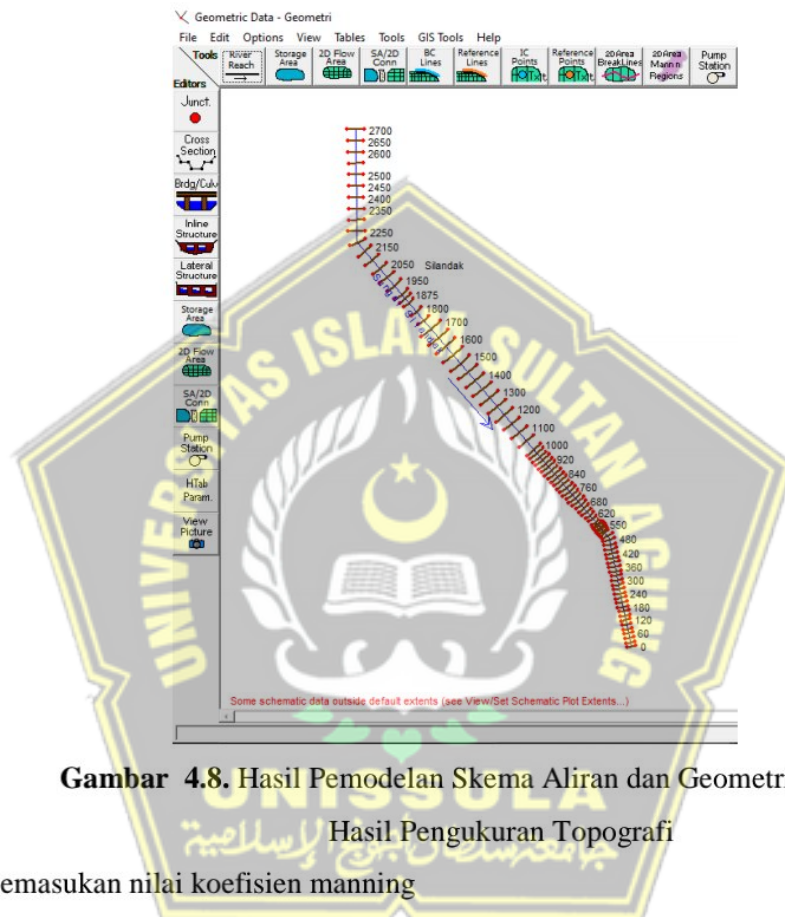


Gambar 4.7. Grafik Rekapitulasi Hidrograf Satuan Banjir Rencana Metode Nakayasu tanpa PMF

Grafik diatas merupakan rekapitulasi hidrograf satuan banjir rencana metode nakayasu tanpa PMF, dengan debit puncak terjadi pada jam ke 5, dengan debit banjir pada kala ulang 2 tahun sebesar 250,620m³/detik, pada kala ulang 5 tahun sebesar 342,013 m³/detik, pada kala ulang 10 tahun sebesar 375,677 m³/detik, pada kala ulang 25 tahun sebesar 411,727 m³/detik, pada kala ulang 50 tahun sebesar 434,946 m³/detik, pada kala ulang 100 tahun sebesar 455,993 m³/detik, pada kala ulang 1000 tahun sebesar 513,361 m³/detik.

4.8. Simulasi Kali Silandak dengan HEC-RAS

- a. Pemodelan alur sungai pada HEC-RAS berdasarkan data pengukuran topografi di lapangan dimana data alur sungai dari hulu ke hilir didigitasi pada HEC-RAS dimana data alur sungai dari hulu ke hilir didigitasi pada HEC-RAS kemudian memasukkan data penampang melintang pada jendela *cross section* seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.8



Gambar 4.8. Hasil Pemodelan Skema Aliran dan Geometri Penampang Hasil Pengukuran Topografi

- b. Memasukan nilai koefisien manning

Setelah pembuatan pemodelan penampang kemudian langkah selanjutnya adalah memasukkan nilai koefisien manning penampang. Pada penelitian ini nilai manning pada kanal sungai yaitu sebesar 0.03 sedangkan pada bank sungai nilai manning sebesar 0.03.

- c. Pemasukan Data Debit Rancangan

Selanjutnya pemasukan data debit yang diperoleh dari analisis hidrologi debit banjir rencana. Terdapat 7 profil debit yaitu Q_2 , Q_5 , Q_{10} , Q_{25} , Q_{50} , Q_{100} , Q_{1000} . Akan tetapi yang akan penulis analisis hanya memakai Q_{100} . Untuk memudahkan

pemasukan data, nama profil debit diubah sesuai debit kala ulang. Cara pemasukan data debit pada HEC-RAS dapat dilihat pada Gambar 4.10 dan Gambar 4.11.

Stage Hydrograph

River: Sungai Silandak Reach: Silandak RS: 0

☐ Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

☒ Enter Table Data time interval: 1 Hour

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

☐ Use Simulation Time: Date: 16JUL2023 Time: 0000

☒ Fixed Start Time: Date: 16JUL2023 Time: 0000

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time (hours)	Stage (m)
1	15Jul2023 2400	0:00:00	1
2	16Jul2023 0100	1:00:00	1
3	16Jul2023 0200	2:00:00	1
4	16Jul2023 0300	3:00:00	1
5	16Jul2023 0400	4:00:00	1
6	16Jul2023 0500	5:00:00	1
7	16Jul2023 0600	6:00:00	1
8	16Jul2023 0700	7:00:00	1
9	16Jul2023 0800	8:00:00	1
10	16Jul2023 0900	9:00:00	1
11	16Jul2023 1000	10:00:00	1
12	16Jul2023 1100	11:00:00	1
13	16Jul2023 1200	12:00:00	1
14	16Jul2023 1300	13:00:00	1
15	16Jul2023 1400	14:00:00	1
16	16Jul2023 1500	15:00:00	1
17	16Jul2023 1600	16:00:00	1
18	16Jul2023 1700	17:00:00	1
19	16Jul2023 1800	18:00:00	1
20	16Jul2023 1900	19:00:00	1

Plot Data OK Cancel

Gambar 4.10. Pemasukan Data Debit Stage Hydrograph

Flow Hydrograph

River: Sungai Silandak Reach: Silandak RS: 88

☐ Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

☒ Enter Table Data time interval: 1 Hour

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

☐ Use Simulation Time: Date: 16JUL2023 Time: 0000

☒ Fixed Start Time: Date: 16JUL2023 Time: 0000

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
1	15Jul2023 2400	0:00:00	0
2	16Jul2023 0100	1:00:00	7.846
3	16Jul2023 0200	2:00:00	43.369
4	16Jul2023 0300	3:00:00	121.474
5	16Jul2023 0400	4:00:00	255.139
6	16Jul2023 0500	5:00:00	455.993
7	16Jul2023 0600	6:00:00	338.047
8	16Jul2023 0700	7:00:00	300.843
9	16Jul2023 0800	8:00:00	260.376
10	16Jul2023 0900	9:00:00	212.012
11	16Jul2023 1000	10:00:00	156.407
12	16Jul2023 1100	11:00:00	128.052
13	16Jul2023 1200	12:00:00	106.086
14	16Jul2023 1300	13:00:00	88.809
15	16Jul2023 1400	14:00:00	75.086

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

☐ Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

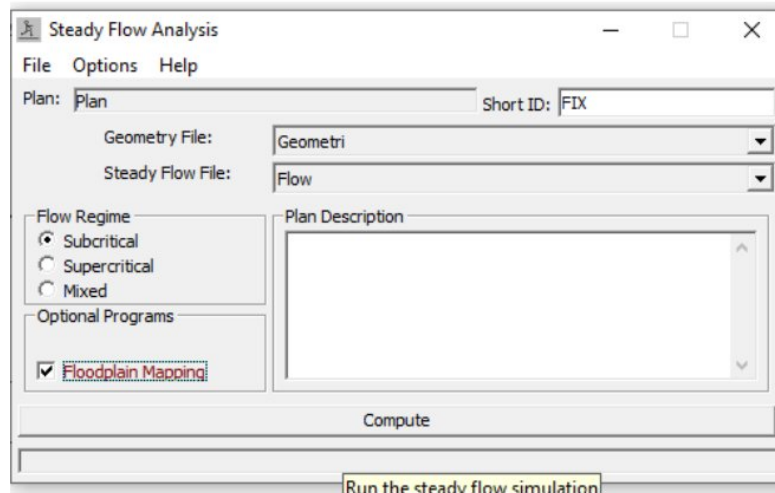
Min Flow: Multiplier: EG Slope for distributing flow along BC Line: ☐ TW

Plot Data OK Cancel

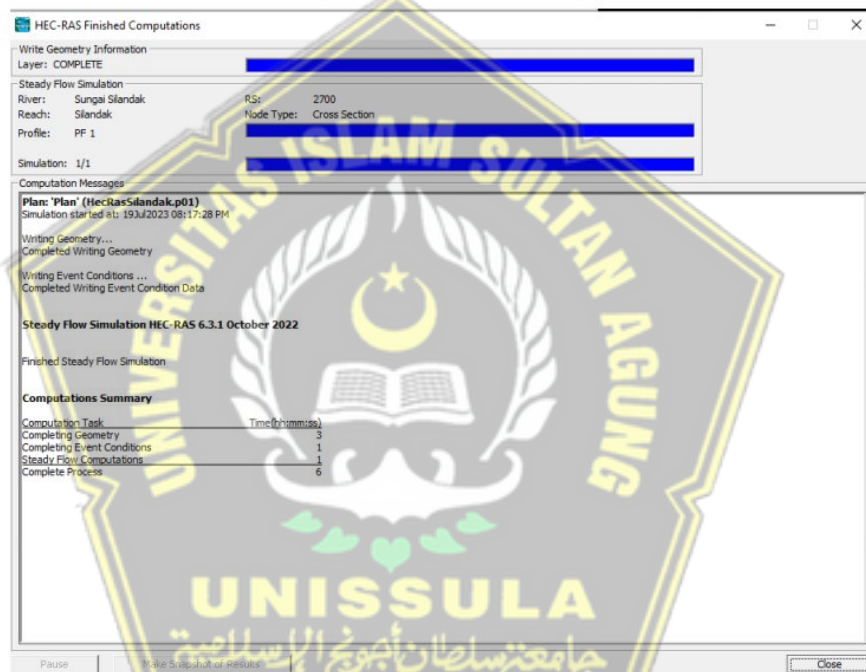
Gambar 4.11. Pemasukan Data Debit *Flow Hydrograph*

d. Komputasi Aliran Permanen

Sebelum melakukan komputasi aliran permanen, terlebih dahulu membuat plan beserta kode identifikasi yang unik untuk plan yang dibuat dari menu *Steady Flow Analysis*. Selanjutnya menentukan berkas geometri (*Geometry File*) dan berkas data debit aliran (*Steady Flow File*) yang telah dibuat sebelumnya. Selanjutnya menetapkan tipe aliran yaitu subkritis dan mengaktifkan opsi *Floodplain Mapping*. Kemudian melakukan komputasi aliran permanen dengan mengklik tombol *Compute*. Tahapan dari komputasi aliran permanen ini dapat dilihat pada Gambar 4.12 dan Gambar 4.13.



Gambar 4.12. Persiapan Komponen Komputasi Aliran Permanen

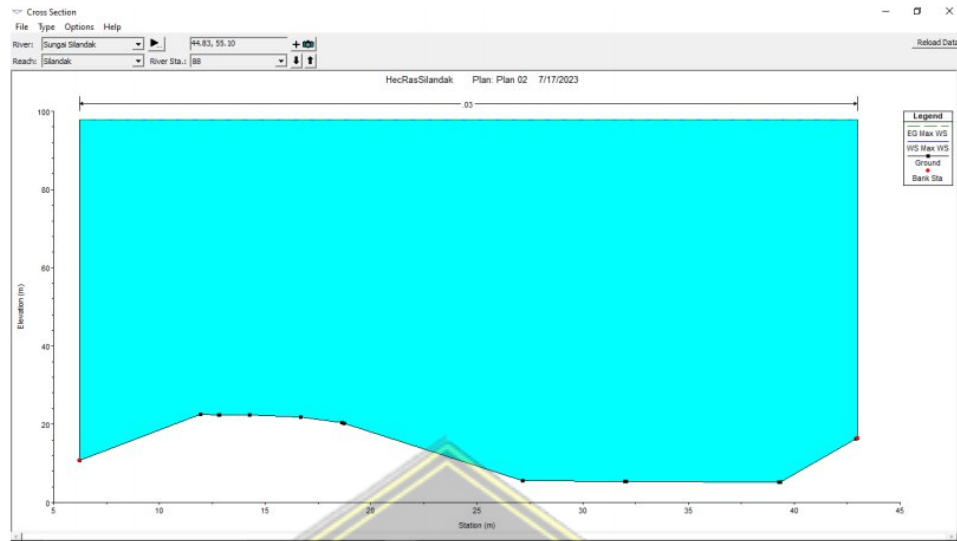


Gambar 4.13. Laporan Dari Proses Komputasi

e. Hasil Simulasi Profil Muka Air

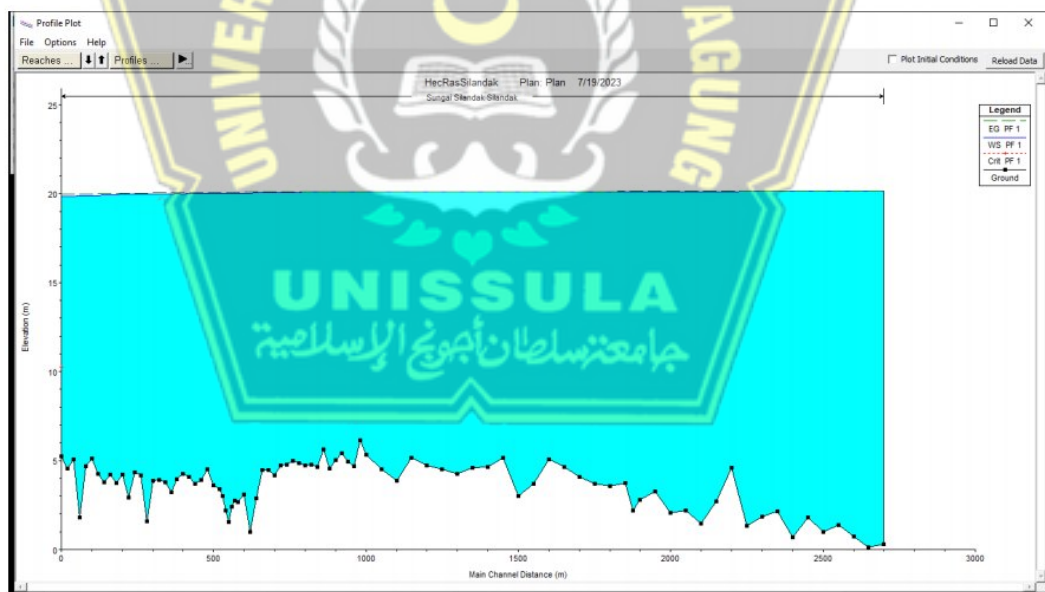
Hasil simulasi menunjukkan bahwa genangan banjir terjadi pada setiap profil debit rancangan. Dari pembacaan tabel dan grafik pada nilai kedalaman banjir yang dapat dilihat pada HEC-RAS diperoleh nilai kedalaman ekstrem. Kedalaman ekstrem terjadi pada sta 2000 pada bagian sebelah kanan jika dilihat dari hulu sungai. Dimana air sungai meluap diakibatkan kondisi penampang yang tidak

cukup baik dalam menampung debit banjir yang cukup besar seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.14.



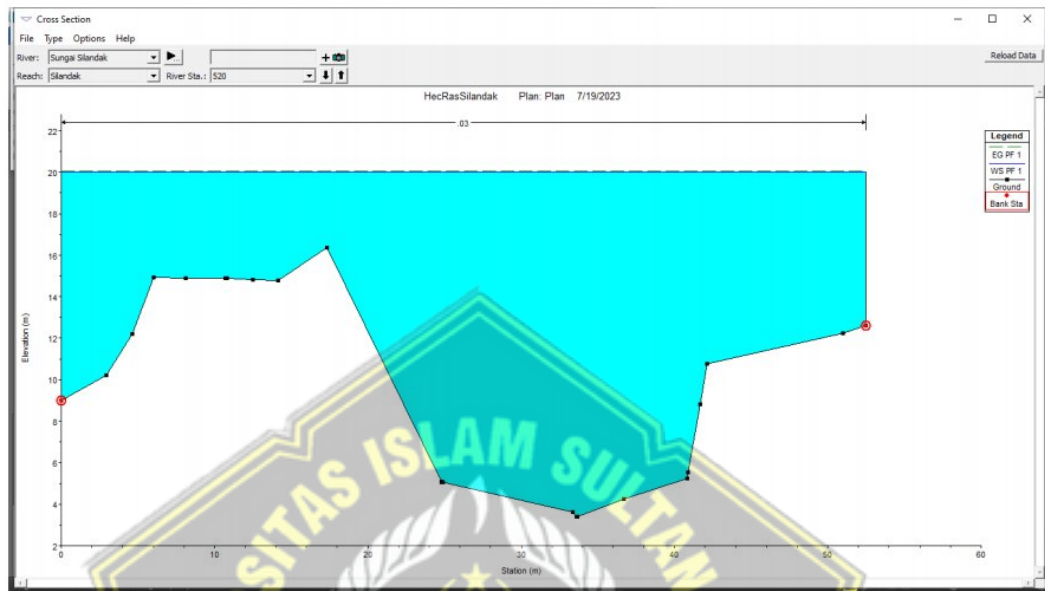
Gambar 4.14. Kedalaman Kritis Q100

Dapat dilihat pada profil memanjang sungai pada kala ulang 100 yang di tunjukan pada Gambar 4.15 pada bagian hilir sungai rata-rata hampir seluruhnya terjadi genangan banjir.

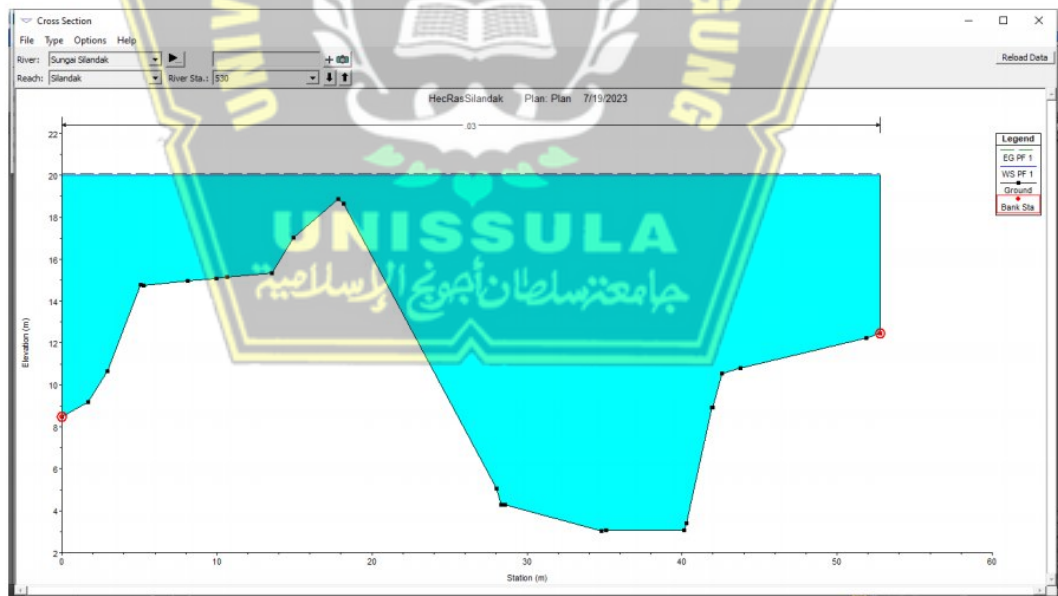


Gambar 4.15. Profil memanjang Kali Silandak pada Q₁₀₀

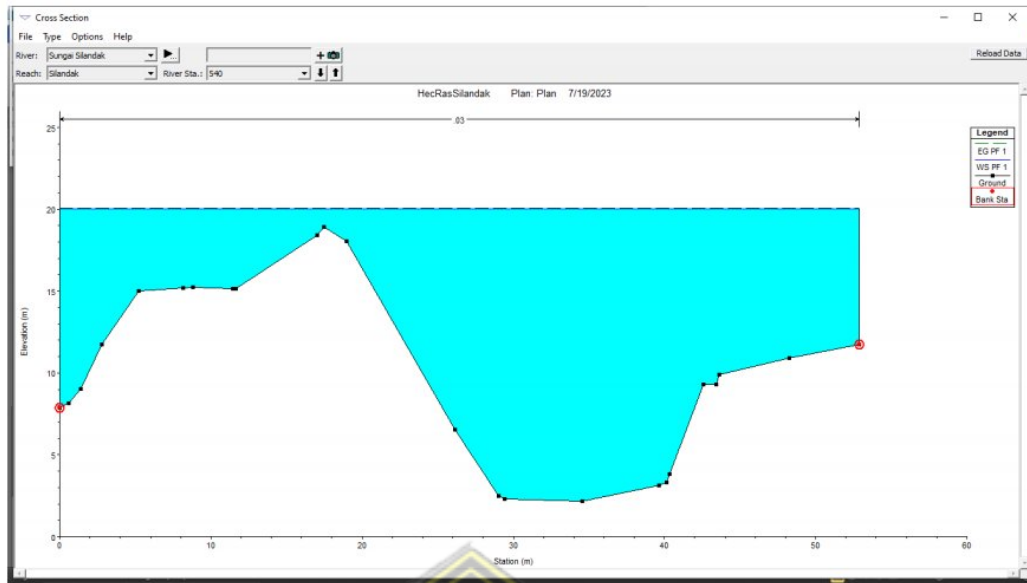
Berikut merupakan gambar penampang hasil HEC-RAS yang melampaui tanggul pada Kali Silandak :



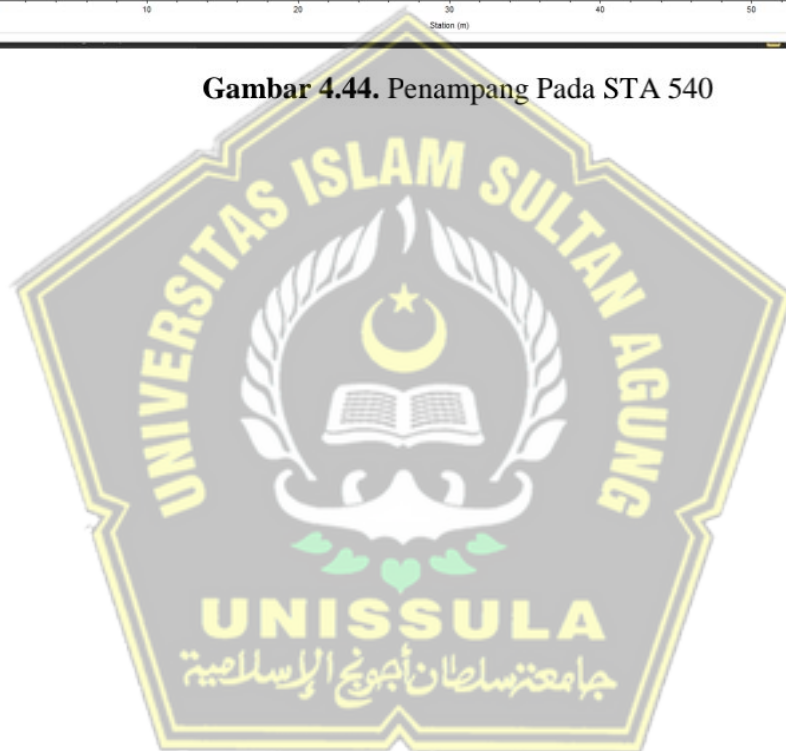
Gambar 4.42. Penampang Pada STA 520



Gambar 4.43. Penampang Pada STA 530



Gambar 4.44. Penampang Pada STA 540



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisis data dan pembahasan Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Kali Silandak, maka dapat disimpulkan bahwa :

1. Hasil perhitungan debit banjir dengan metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu pada periode ulang berturut-turut yaitu $Q_2 = 250,620 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_5 = 345,013 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{10} = 375,677 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{25} = 411,727 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{50} = 434,946 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{100} = 455,993 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{1000} = 513,361 \text{ m}^3/\text{detik}$.
2. Dari hasil analisis hidrolika aliran pada ruas penampang Kali Silandak di Program HEC-RAS diperoleh suatu hasil bahwa ditemukan luapan banjir pada beberapa tempat melebihi ketinggian tebing sungai yang ada di sepanjang kiri dan kanan sungai, sedangkan pada kondisi debit normal menimbulkan alur sungai yang menjalin / Graided.
3. Dalam analisis pada ruas penampang Kali Silandak pada program HEC-RAS terdapat beberapa limpasan melalui tanggul, seperti pada STA 520, STA 530, dan STA 540.

5.2. Saran

1. Studi hidrologi yang digunakan harus lebih detail mengenai jumlah stasiun hujan, panjang waktu pengamatan, dan data hujan yang terbaru sehingga menghasilkan hasil studi yang lebih baik.
2. Perlunya ketelitian dalam menganalisa setiap data baik data sekunder maupun data yang diperoleh secara langsung supaya perencanaan manajemen pelaksanaannya terarah dengan baik.
3. Perlu dipertimbangkan (untuk pengelola maupun penanggung jawab pengendalian banjir) untuk menjaga alur sungai supaya tidak ada penumpukan sedimen dengan cara mengeruk sebagai upaya pemeliharaan sungai secara periodik.
4. Perlu diperhatikan untuk elevasi pada *cross section*, bagian yang bukan merupakan saluran utama dan memiliki elevasi lebih rendah atau sama dengan saluran, maka lebih baik tidak perlu dimasukkan ke dalam data koordinat. Karena jika di-running maka tampilan muka air tertinggi akan mengisi bagian tersebut.

Perlu diperhatikan juga untuk setiap koordinat sesuai dengan data *cross section* asli, karena jika terdapat kesalahan sedikit saja, program akan tidak memberi respon ketika di-running.



DAFTAR PUSTAKA

- Aliansyah, Andi M. (2017). *Analisis Hidrolika Aliran Sungai Bolifar dengan Menggunakan HEC-RAS*. Tugas Akhir. Universitas Hasanuddin. Makassar.
- Dini Nabila M. dan Melathi J. P. P. (2020). *Tutorial Program HEC-RAS Untuk Analisa Hidrolika Sistem Drainase*. Laporan Tugas Pengganti Kerja Praktek. Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Surabaya.
- Indriyani, M., Amalia, Rr. R. S., (2020). *Analisis Debit Puncak Menggunakan Pendekatan Metode Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Snyder dan HEC-HMS*. Tugas Akhir. Universitas Katolik Soegijapranata. Semarang.
- Kuntadi Wibisono. (2021). *Monitoring Kinerja DAS Bedadung Kabupaten Jember, Jawa Timur*. Jurnal Geografi 18(1) (2021) 52-59.
- Listyo N. dan Miftahul U. (2022). *Analisa Teknis Penampang Sungai Dombo Bagian Hilir (Sungai Sayung) Di Kecamatan Sayung Kabupaten Demak*. Tugas Akhir. Universitas Islam Sultan Agung. Semarang.
- Lutfiah Nurhijriah, dkk. (2022). *Distribusi Curah Hujan Rata-Rata Menggunakan Metode Isohyet Di Wilayah Kabupaten Tangerang*. Newton-Maxwell Journal of Physics (Oktober, 2022) Vol. 3 No. 2.
- Renanti Ayu P. dan Rizka Andi A. D. (2023). *Analisis Debit Banjir Rencana dengan Metode HSS Nakayasu pada Bendungan Jragung Kabupaten Semarang.* Tugas Akhir. Universitas Islam Sultan Agung. Semarang.
- Rovita Yuniarti A., dkk. (2022). *Pemodelan Aliran Sungai Jatiroto Menggunakan Software HEC-RAS 5.0.7*. Jurnal Teknologi dan Rekayasa Sumber Daya Air Vol. 2 No. 2 (2022) p. 273-285.
- Sosrodarsono, Suyono. (1984). *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. PradnyaParamita. Jakarta.