

STUDI EVALUASI DAN UPAYA PENGENDALIAN BANJIR SUNGAI KOLOKOSO DI KEDIRI DENGAN MENGGUNAKAN SOFTWARE HEC-RAS

Arma Iradah Al Fitria¹, Eko Noerhayati², Azizah Rokhmawati³

¹Mahasiswa Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Malang

e-mail : 21801051091@unisma.ac.id

²Dosen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Malang

e-mail : eko.noerhayati@unisma.ac.id

³Dosen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Malang

e-mail : azizah.rachmawati@unisma.ac.id

ABSTRACT

Indonesia is a maritime country and its water area is wider than land, so Indonesia has abundant water sources. One of the rivers where flooding often occurs is the Kolokoso River, Kediri Regency. The condition of rivers in the mountains and high rainfall with high intensity causes a greater risk of flooding. So, there is a need for an analysis of how flood management is carried out on the Kolokoso River to find out what normalization steps are appropriate to the conditions of the Kolokoso River. From the analysis of flooding problems on the Kolokoso River, the appropriate flood control effort is embankment planning. The design flood discharge calculation uses the HSS Nakayasu method with a return period of 25 years and the embankment planning design on the Kolokoso River uses the HEC-RAS application. This application is used by analyzing average rainfall, calculating planned rainfall, calculating river flow capacity, and entering data related to the HEC-RAS application. The Result of design flood discharge was 778,35 m³/second. Based on the obtained flood discharge calculations, the planning for the dimensions of the Kolokoso River embankment after normalization is to widen the channel bed and deepen the river to 4 and 5 m. The slope of the embankment slope is designed with a slope of 1:1. After normalization, the entire STA is able to accommodate flood discharge at a 25 year return period of 778,35 m³/second. Apart from normalization, embankments were made with a height of 1 m, an embankment slope of 1:1 and an embankment width of 4m

Keywords: Flood Discharge, Hec-Ras, Normalization, Flood Control, Kolokoso River.

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Wilayah perairan terdiri dari sungai, danau, laut, dan teluk. Sungai terbentuk dari peristiwa erosi secara terus-menerus oleh air hujan yang jatuh ke permukaan tanah sehingga terbentuk saluran air. Air hujan tersebut mengalir dari tempat yang lebih tinggi (hulu) menuju ke tempat yang lebih rendah (hilir). Tujuan akhir dari aliran permukaan biasanya disebut dengan muara sungai. Selain air hujan, sungai juga mengangkut material lain hasil erosi baik yang berasal dari daerah hulu maupun yang berasal dari permukaan tanah saat terjadinya aliran permukaan. (Afina, F.H., Noerhayati, E., & Rokhmawati, A., 2022).

Banjir dapat dikategorikan berdasarkan mekanisme terjadinya dan berdasarkan posisi dari sumber banjir terhadap daerah yang digenangnya. Berdasarkan mekanisme terjadinya dapat dibedakan menjadi banjir biasa (regular) dan banjir tidak biasa (irregular). Banjir regular terjadi akibat jumlah limpasan yang sangat banyak sehingga melampaui kapasitas dari pembuangan air. Banjir irregular terjadi akibat tsunami, gelombang pasang, luapan air sungai atau keruntuhan dam. Pada penelitian ini termasuk kategori banjir regular (Asdak, C., 2010).

HEC-RAS adalah sistem software terintegrasi yang didesain untuk digunakan secara interaktif untuk menganalisa hidraulika aliran pada saluran terbuka atau

sungai (Khusnah et al., 2021).

1.2 Rumusan Masalah

1. Berapa Besar debit banjir rancangan dengan kala ulang 25 tahun pada Sungai Kolokoso?
2. Berapa titik penampang sungai kolokoso yang tidak dapat menampung debit banjir rencana kala ulang 25 tahun?
3. Bagaimana Profil aliran sungai kolokoso setelah dilakukan normalisasi?

1.3 Tujuan

1. Untuk mengetahui berapa besar debit banjir rancangan Sungai Kolokoso dengan kala ulang 25 tahun (Q 25)
2. Untuk mengetahui titik penampang Sungai Kolokoso yang tidak dapat Menampung debit banjir rencana kala ulang 25 tahun
3. Untuk mengetahui kapasitas tampung Sungai Kolokoso

1.4 Lingkup Pembahasan

1. Analisis Hidrologi
 - Perhitungan waktu hujan
 - Perhitungan curah hujan efektif
2. Analisa hidrolika
 - Perhitungan aliran sungai
 - Perhitungan dimensi penampang sungai
3. Perencanaan normalisasi sungai
 - Analisa kapasitas penampang sungai

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Banjir

Banjir adalah luapan atau genangan dari sungai atau badan air lainnya yang disebabkan oleh curah hujan yang berlebihan atau salju yang mencair atau dapat pula karena gelombang pasang yang membanjiri kebanyakan pada dataran banjir (Safitri, 2021). Banjir adalah aliran atau genangan air yang menimbulkan kerugian ekonomi bahkan menyebabkan kehilangan jiwa. Dalam istilah teknis banjir adalah aliran air sungai yang mengalir melampaui kapasitas tampung sungai, dan dengan demikian, aliran air sungai tersebut akan melewati tebing sungai dan menggenangi daerah di sekitarnya (Kodadie, 2021).

2.2 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah Aliran Sungai adalah daerah yang

dibatasi oleh punggung - punggung gunung/pengunungan di mana air hujan yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju sungai utama pada suatu titik/stasiun yang ditinjau. Batasan DAS ditentukan dengan menggunakan peta topografi yang dilengkapi dengan garis-garis kontur, biasanya dengan menggunakan peta topograf (Soemarto, 2007). DAS disebut juga sebagai watershed atau catchment area. DAS ada yang kecil dan ada juga yang sangat luas. DAS yang sangat luas bisa terdiri dari beberapa sub DAS dan sub DAS dapat terdiri dari beberapa sub-sub DAS, tergantung banyaknya anak sungai dari cabang sungai yang merupakan bagian dari suatu sistem sungai utama. (Triadmojo, B., 2008)

2.3 Curah Hujan

Curah hujan merupakan jumlah air yang jatuh di permukaan tanah datar selama periode tertentu yang diukur dengan satuan tinggi (mm) di atas permukaan horizontal bila tidak terjadi evaporasi, run off dan infiltrasi. Jadi, jumlah curah hujan yang diukur, sebenarnya adalah tebal atau tingginya permukaan air hujan yang menutupi suatu daerah luasan di permukaan bumi/tanah. Satuan curah hujan yang umumnya dipakai oleh BMKG adalah milimeter (mm).

2.4 Curah Hujan Rata-rata Daerah

Metode yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rata-rata wilayah daerah aliran sungai (DAS) ada tiga metode, yaitu metode rata-rata aljabar (arithmetic mean), metode poligon Thiessen dan metode Isohyet (DD Anisa, Indrastuti,WO Sumartini 2022).

Tabel 2.1 Keadaan curah hujan dan intensitas hujan

Keadaan curah hujan	Intensitas curah hujan	
	1 jam	24 jam
Hujan sangat ringan	<1	<5
Hujan ringan	1 - 20	5 - 20
Hujan normal	5 - 20	20 - 50
Hujan lebat	10 - 20	50 - 100
Hujan sangat lebat	>20	>100

Sumber : (Sosrosudarsono, 2003)

2.5 Pemodelan Dengan Program HEC-RAS

Hydrologic Engginering Center - River Analysis System (HEC-RAS) adalah software

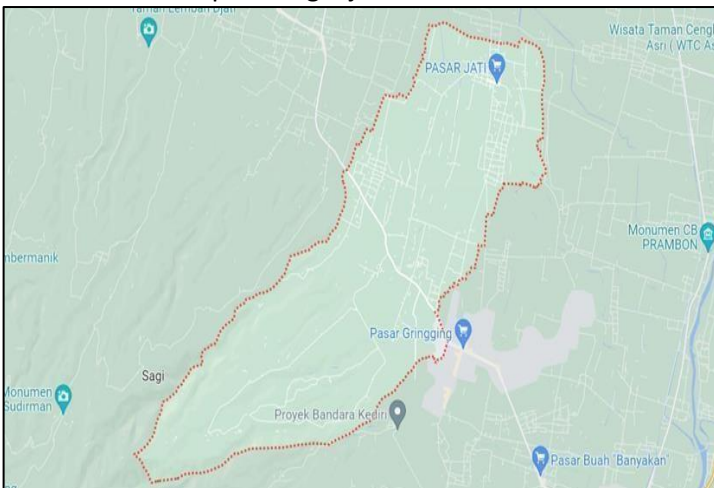
yang digunakan dalam pengerjaan pemodelan sungai sesuai kondisi yang ada. Dalam pemodelan HEC-RAS merupakan model satu dimensi aliran yaitu aliran tetap (steady flow) dan aliran tak tetap (unsteady flow) sehingga dapat mempermudah menganalisa penampang sungai (Utomo et al., 2020).

3. METODE PENELITIAN

3.1 Lokasi Daerah Studi

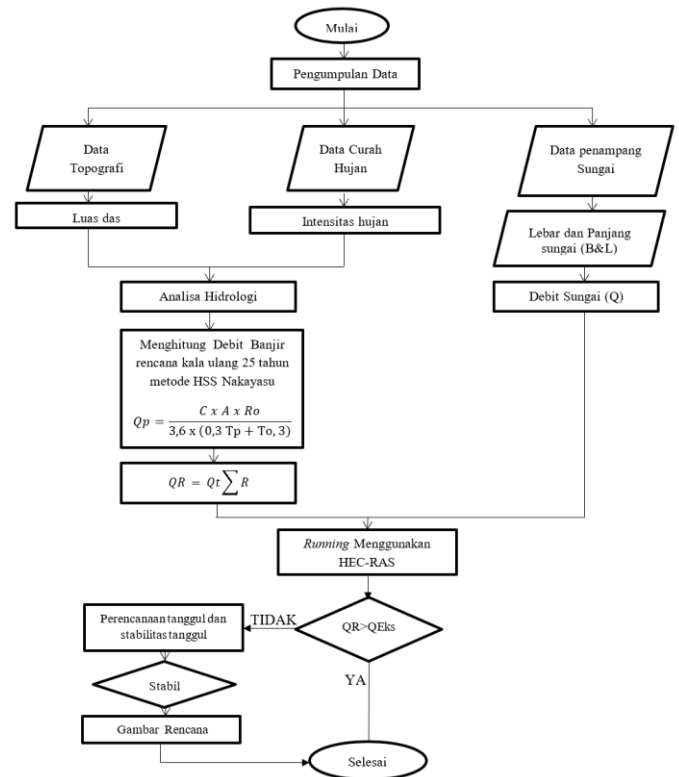
Sungai Kolokoso secara administratif lokasinya terletak di Kecamatan Tarokan Kabupaten Kediri, Provinsi Jawa Timur. Kabupaten Kediri adalah salah satu dari 38 Kabupaten/Kota yang berada di wilayah Provinsi Jawa Timur dengan luas wilayah sekitar 1.523,92 km². Kabupaten Kediri secara geografis terletak antara 7°36'12"-8°0'32" Lintang Selatan dan 111°47'05" - 112°18'20" Bujur Timur.

Secara geografis luas wilayah Kabupaten Kediri 1523,92 km² dengan batas wilayah sebelah utara berbatasan dengan Kabupaten Nganjuk dan Kabupaten Jombang; sebelah timur berbatasan dengan Kabupaten Jombang dan Kabupaten Malang; Sebelah selatan berbatasan dengan Kabupaten Blitar dan Kabupaten Tulungagung; Sebelah barat berbatasan dengan Kabupaten Tulungagung dan Kabupaten Nganjuk.



Gambar 1. Peta Lokasi DAS Kolokoso
(Sumber : Dokumentasi Pribadi, 2024)

3.2 Bagan Alir Penelitian



Gambar 2. Diagram Alir Penelitian
Sumber : Dokumentasi Pribadi, 2024)

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Perhitungan Curah Hujan Rerata

Dalam Perhitungan curah hujan rerata daerah, dalam penelitian ini menggunakan metode aljabar (arithmetic mean).metode ini di gunakan pada daerah landai dengan pos hujan yang banyak dan bersifat seragam (hutomo dan firmansyah 2016).pengukuran dilakukan dengan cara menjumlahkan data hujan beberapa stasiun kemudian di bagi jumlah stasiun.

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R1 + R2 + R3 + ... + Rn)$$

Tabel 1. Perhitungan Curah Hujan Rerata

Tahun	Sta. Besuki (mm/hari)	Sta. Gading Parang (mm/hari)	Sta. Grogol (mm/hari)	Hujan Rerata Xi (mm/hari)
2013	132.00	85.00	110.00	109.00
2014	104.00	71.00	91.00	88.67
2015	118.00	118.00	135.00	123.67
2016	148.00	100.00	100.00	116.00
2017	109.00	77.00	107.00	97.67
2018	132.00	67.00	110.00	103.00
2019	106.00	71.00	100.00	92.33

Tahun	Sta. Besuki (mm/hari)	Sta. Gading Parang (mm/hari)	Sta. Grogol (mm/hari)	Hujan Rerata Xi (mm/hari)
2020	142.00	82.00	80.00	101.33
2021	158.00	102.00	93.00	117.67
2022	164.00	104.00	90.00	119.33

(Sumber : Hasil Analisis, 2024)

4.2 Analisa Hidrologi

Curah hujan rencana merupakan curah hujan terbesar tahunan yang mungkin akan terjadi di suatu daerah dengan peluang tertentu. Dalam studi ini perhitungan curah hujan dihitung dengan menggunakan metode Log Pearson Type III yang dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 2 Perhitungan CH Rencana dengan Distribusi Log Pearson Tipe III

Tahun	Xi (mm/hari)	Log Xi	(Log Xi – Log Xrt) ²	(Log Xi – Log Xrt) ³
2014	88.67	1.948	0.00617	-0.00048
2019	92.33	1.965	0.00371	-0.00023
2017	97.67	1.990	0.00134	-0.00005
2020	101.33	2.006	0.00042	-0.00001
2018	103.00	2.013	0.00018	0.00000
2013	109.00	2.037	0.00012	0.00000
2016	116.00	2.064	0.00146	0.00006
2021	117.67	2.071	0.00197	0.00009
2022	119.33	2.077	0.00255	0.00013
2015	123.67	2.092	0.00435	0.00029
Jumlah		20.263	0.022	-0.00021
Log Xrt		2.026		
Simpangan Baku (Sd)		0.0497		
Koef. Skewness (Cs)		-0.238		

(sumber:hasil perhitungan)

Tabel 3. Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana

Kala ulang tahun	Pr%	Cs	G	Log Xrt	Sd Log X	Log XT	X _T (mm)
2	50	-0,238	0.039	2,026	0.050	2.028	106.73
5	20	-0,238	0.851	2,026	0.050	2.069	117.12
10	10	-0,238	1.253	2,026	0.050	2.089	122.64
25	4	-0,238	1.666	2,026	0.050	2.109	128.57
50	2	-0,238	1.924	2,026	0.050	2.122	132.43
100	1	-0,238	2.150	2,026	0.050	2.133	135.90

(sumber:hasil perhitungan)

4.2.1 Uji Distribusi Frekuensi

Pengujian distribusi probabilitas bertujuan untuk mengetahui secara teoritis bahwa analisa curah hujan yang telah didapat dari distribusi log pearson tipe III telah sesuai. Pengujian distribusi probabilitas akan menggunakan metode Chi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov.

Tabel 4. Uji Chi Kuadrat

Batas Kelas	Ef	Of	Of-Ef	$\frac{(Of - Ef)^2}{Ef}$
88.67-97.42	2.5	2	-0.5	0.10
97.42-106.18	2.5	3	0.5	0.10
106.18-114.93	2.5	1	-1.5	0.90
114.93-123.67	2.5	4	1.5	0.90
Jumlah	10	10	0	2.00

(sumber:hasil perhitungan)

Tabel 5. Uji Smirnov Kolmogorov

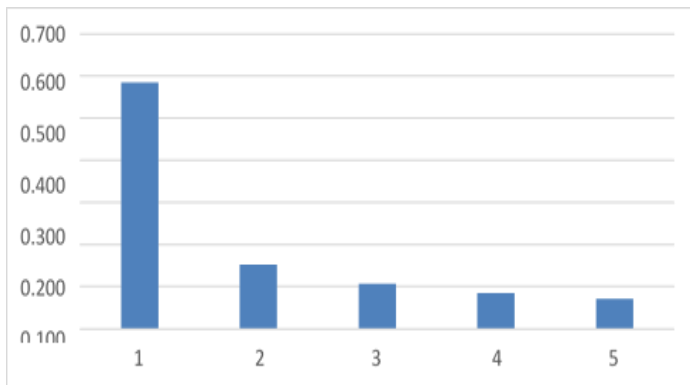
Tahun	CH (mm) (kecil - besar)	Log Xi	P (LogXi)	P (LogXi <)	f(t)	P' (LogXi)	P' (LogXi <)	ΔP _i
2014	88.67	1.948	0.909	0.091	-1.579	0.057	0.943	-0.034
2019	92.33	1.965	0.818	0.182	-1.225	0.109	0.891	-0.073
2017	97.67	1.990	0.727	0.273	-0.735	0.230	0.770	-0.043
2020	101.33	2.006	0.636	0.364	-0.413	0.341	0.659	-0.023
2018	103.00	2.013	0.545	0.455	-0.271	0.394	0.606	-0.061
2013	109.00	2.037	0.455	0.545	0.224	0.587	0.413	0.042
2016	116.00	2.064	0.364	0.636	0.767	0.779	0.221	0.143
2021	117.67	2.071	0.273	0.727	0.892	0.785	0.215	0.058
2022	119.33	2.077	0.182	0.818	1.015	0.846	0.154	0.028
2015	123.67	2.092	0.091	0.909	1.326	0.908	0.092	-0.001

(sumber:hasil perhitungan)

Tabel 6. Rasio Sebaran Hujan

Jam ke-t	(Rt) 1 jam-an	CH jam ke-t	Rasio (%)	Kumulatif (%)
1	0.585	0.585	58.483	58.483
2	0.368	0.152	15.199	73.683
3	0.281	0.107	10.662	84.345
4	0.232	0.085	8.488	92.832
5	0.200	0.072	7.168	100.000

(Sumber:hasil perhitungan)



Gambar 2. Hubungan antara rasio dan waktu hujan (jam)
(sumber: hasil perhitungan)

Tabel 7. Hujan Efektif Kemungkinan Kala Ulang

Jam ke	Rasio	hujan jam-jaman (mm/jam)					
		2	5	10	25	50	100
1	0.585	46.810	51.370	53.789	56.393	58.085	59.606
2	0.152	12.167	13.352	13.981	14.658	15.09	15.493
3	0.107	8.535	9.366	9.807	10.282	10.590	10.868
4	0.085	6.795	7.456	7.808	8.186	8.431	8.652
5	0.072	5.738	6.297	6.593	6.912	7.120	7.306
CH rancangan		106.725	117.12	122.637	128.574	132.43	135.899
C pengaliran		0.750	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750
Hujan efektif jam		80.044	87.841	91.978	96.431	99.323	101.924

(sumber: hasil perhitungan)

Adapun langkah perhitunngan adalah sebagai berikut :

1. rasio (%) = $58,483/100=0,585$

2. hujan jam-jaman (mm/jam)

- Kala ulang 2 tahun = $C \times 62,413$
= $0,75 \times 62,413$
= 46,81
- Kala ulang 5 tahun = $C \times 68,493$
= $0,75 \times 68,493$
= 51,37
- Kala ulang 10 tahun = $C \times 71,719$
= $0,75 \times 71,719$
= 53,79
- Kala ulang 25 tahun = $C \times 75,191$
= $0,75 \times 75,191$
= 56,39
- Kala ulang 50 tahun = $C \times 77,446$
= $0,75 \times 77,446$
= 58,09
- Kala ulang 100 tahun = $C \times 79,474$
= $0,75 \times 79,474$
= 59,61

4.3 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Tujuan dari perhitungan hidrograf satuan sintetis nakayasu adalah untuk mendapatkan waktu puncak banjir. Dengan data yang sudah diketahui. Perhitungan Debit Banjir Rencana Kala Ulang 25 Tahun :

1. Indeks Kerapatan Sungai

$$D = \frac{Lst}{A} = \frac{8,89 \text{ m}}{183,7 \text{ m}} = 0,0484 \text{ mm/jam}$$

2. Menghitung Besar Aliran Dasar (Base Flow)

$$Q_b = 0,4715$$

$$m^3/\text{det} \times A^{0,6444} \times D^{0,9403}$$

$$= 0,4715 \text{ m}^3/\text{det} \times 183,7^{0,6444} \times$$

$$0,048^{0,9403}$$

$$= 0,787 \text{ m}^3/\text{det}$$

3. Perhitungan R1

$$R1 = \text{hujan jam-jaman } Q_{25} \times Q_t$$

$$= 56,393 \text{ mm} \times 7,84$$

$$= 442,22 \text{ mm}$$

4. Perhitungan Debit Banjir Rencana Kala Ulang 25 Tahun dalam Waktu 1 Jam

$$Q_{\text{total}} = R_{\text{total}} + Q_b$$

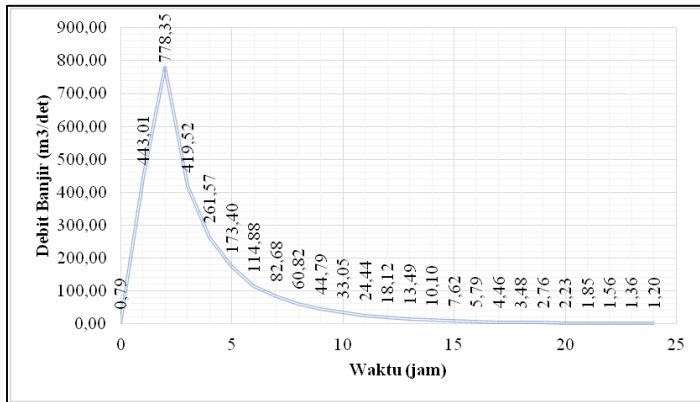
$$= 442,22 \text{ mm} + 0,787 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$= 443,01 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 8. Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 25 Tahun

t (jam)	Qt (m3/dt)	Akibat Hujan Jam-jaman						Qb (m3/dt)	Qbanjir (m3/dt)
		R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)			
		56,393	14,658	10,282	8,186	6,912			
0	0,00							0,787	0,79
1	7,84	442,22						0,787	443,01
2	10,94	617,15	160,41					0,787	778,35
3	5,88	331,64	86,20	0,89				0,787	419,52
4	3,66	206,20	53,59	0,55	0,44			0,787	261,57
5	2,42	136,29	35,42	0,36	0,29	0,24		0,787	173,40
6	1,60	90,08	23,41	0,24	0,19	0,16		0,787	114,88
7	1,15	64,66	16,81	0,17	0,14	0,12		0,787	82,68
8	0,84	47,40	12,32	0,13	0,10	0,08		0,787	60,82
9	0,62	34,75	9,03	0,09	0,07	0,06		0,787	44,79
10	0,45	25,47	6,62	0,07	0,05	0,05		0,787	33,05
11	0,33	18,67	4,85	0,05	0,04	0,03		0,787	24,44
12	0,24	13,69	3,56	0,04	0,03	0,02		0,787	18,12
13	0,18	10,03	2,61	0,03	0,02	0,02		0,787	13,49
14	0,13	7,36	1,91	0,02	0,02	0,01		0,787	10,10
15	0,10	5,39	1,40	0,01	0,01	0,01		0,787	7,62
16	0,07	3,95	1,03	0,01	0,01	0,01		0,787	5,79
17	0,05	2,90	0,75	0,01	0,01	0,01		0,787	4,46
18	0,04	2,12	0,55	0,01	0,00	0,00		0,787	3,48
19	0,03	1,56	0,40	0,00	0,00	0,00		0,787	2,76
20	0,02	1,14	0,30	0,00	0,00	0,00		0,787	2,23
21	0,01	0,84	0,22	0,00	0,00	0,00		0,787	1,85
22	0,01	0,61	0,16	0,00	0,00	0,00		0,787	1,56
23	0,01	0,45	0,12	0,00	0,00	0,00		0,787	1,36
24	0,01	0,33	0,09	0,00	0,00	0,00		0,787	1,20

(sumber: hasil perhitungan)



Gambar 3. Grafik Hidrograf penelusuran banjir kala ulang 25 tahun
(Sumber : Hasil Analisis, 2024)

Dari tabel dan grafik di atas, diketahui bahwa nilai debit banjir rencana terbesar selama 24 jam terjadi pada jam ke 2 yaitu sebesar 778,35 m³/det.

4.4 Perencanaan Perbaikan Sungai

Untuk kegiatan perencanaan dimensi maka diperlukan kapasitas debit penampang sungai agar dapat menampung debit banjir kala ulang 25 tahun sebesar 778,35 m³/det. Adapun bentuk penampang sungai yang akan direncanakan adalah berbentuk trapesium, karena disamping mudah dalam pelaksanaan juga memberikan kapasitas pengaliran yang cukup tinggi dalam mengalirkan debit. Contoh perhitungan kapasitas debit eksisting Sungai Kolokoso pada STA 5+400

Debit banjir kala ulang 25th = 778,35 m³/det
Kemiringan (s) = 0,030

- $A = \frac{(jumlah\ sisi\ sejajar)}{2} \times h\ rata-rata$

$$= \frac{9,88 + ((2 \times 2,01) + 9,88)}{2} \times 2,01$$

$$= 33,73\ m^2$$
- $P = b + 2\sqrt{h^2 + 1}$

$$= 9,88\ m + 2 \cdot \sqrt{2,01^2 + 1}$$

$$= 14,36\ m$$
- $R = \frac{A}{P}$

$$= \frac{33,73\ m}{14,36\ m}$$

$$= 2,35\ m$$
- $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ (n = manning sungai sebesar 0,025)

$$= \frac{1}{0,025} 2,35^{2/3} 0,025^{1/2}$$

$$= 11,21\ m/det$$
- $Q = A \cdot V$

$$= 33,73\ m^2 \times 11,21\ m$$

= 378,14 m³/det < Q banjir (778,35 m³/det)

- $\Delta Q = Q\ banjir - Q\ kapasitas\ sungai$

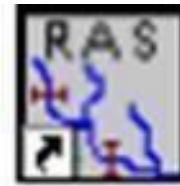
$$= 778,35\ m^3/det - 378,14\ m^3/det$$

$$= -400,21\ m^3/det$$

$$= 259,62\ m^3/det$$

4.5 Permodelan Hec-Ras

Untuk kapasitas sungai pengerjaannya menggunakan software Hec-RAS yang di dalamnya terdapat dua jenis asumsi aliran yaitu steady flow dan unsteady flow.



HEC-RAS 4.1

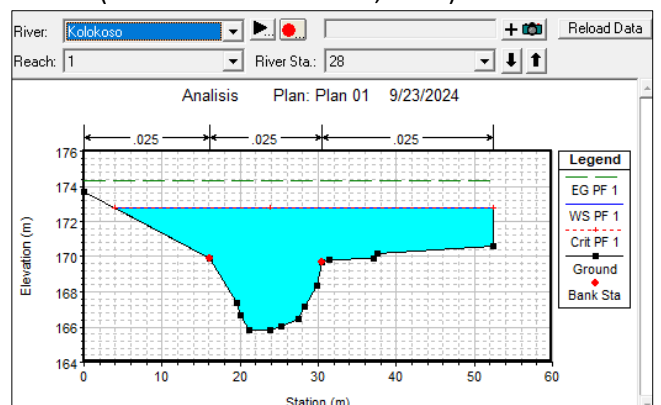
Gambar 4. Icon HEC_RAS 4.1.0

Sumber : (Ginting,n.d)

Tabel 8. Kapasitas Tampung Eksisting Sungai Dengan Analisa Hec-RAS

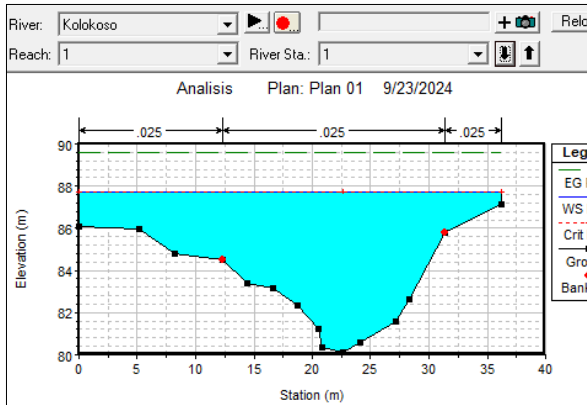
STA	River Sta	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	LOB Elev (m)	ROB Elev (m)	Tinggi Banjir Kiri	Tinggi Banjir Kanan	Keterangan Tanggul Kiri	Keterangan Tanggul Kanan
0+000	28	778.35	165.82	172.77	0.003082	6.23	155.89	48.59	169.92	169.68	-2.85	-3.09	Meluap	Meluap
0+200	27	778.35	166.57	166.09	0.003377	5.65	149.24	50.24	164.43	164.72	-1.66	-1.37	Meluap	Meluap
0+400	26	778.35	155.01	162.48	0.00387	6.75	126.68	29.51	160.62	160.13	-1.86	-2.35	Meluap	Meluap
0+600	25	778.35	151.32	158.55	0.003631	7.32	120.79	25	154.64	154.63	-3.91	-3.92	Meluap	Meluap
0+800	24	778.35	147.73	155.17	0.003413	7	135.58	33.14	150.67	151.28	-4.5	-3.89	Meluap	Meluap
1+000	23	778.35	145.41	151.67	0.003462	6.2	152.92	47.83	149.32	148.2	-2.35	-3.47	Meluap	Meluap
1+200	22	778.35	140.32	147.34	0.004127	6.3	140.13	37.53	147.08	144.49	-0.16	-2.75	Meluap	Meluap
1+400	21	778.35	135.18	142.84	0.002987	7.05	132.58	29.64	137.82	138.3	-5.02	-4.54	Meluap	Meluap
1+600	20	778.35	131.58	138.73	0.003704	6.87	124.86	29.95	135.46	137.04	-3.27	-1.69	Meluap	Meluap
1+800	19	778.35	127.31	135.38	0.004387	7.4	121.2	25.23	132.11	131.93	-3.27	-3.45	Meluap	Meluap
2+000	18	778.35	125.5	132.83	0.003307	6.67	129.74	31.23	130.05	130.4	-2.78	-2.43	Meluap	Meluap
2+200	17	778.35	123.17	129.98	0.003672	6.02	148.3	46.5	127.41	128.54	-2.57	-1.44	Meluap	Meluap
2+400	16	778.35	118.81	126.99	0.003987	7.07	129.75	34.69	123.31	123.04	-3.68	-3.95	Meluap	Meluap
2+600	15	778.35	116.53	122.79	0.003183	6.59	143.84	44.07	118.86	119.1	-3.93	-3.69	Meluap	Meluap
2+800	14	778.35	112.54	119.21	0.004014	7.08	120.49	26.85	115.44	117.03	-3.77	-2.18	Meluap	Meluap
3+000	13	778.35	107.96	117.47	0.000509	3.04	284.63	52.73	116.02	112.5	-1.45	-4.97	Meluap	Meluap
3+200	12	778.35	107.06	114.8	0.004324	7.46	113.03	21.91	111.75	111.54	-3.05	-3.26	Meluap	Meluap
3+400	11	778.35	104.56	113.85	0.001408	4.51	190.12	32.64	109.05	107.54	-4.8	-6.31	Meluap	Meluap

(Sumber : Hasil Analisis, 2024)



Gambar 5. Profil muka air STA 0+000 Sungai Kolokoso

(Sumber : Hasil Analisis, 2024)



Gambar 6. Profil muka air STA 5+400 Sungai Kolokoso

(Sumber : Hasil Analisis, 2024)

Berdasarkan Gambar 5 dan 6, dapat diketahui bahwa tinggi banjir melebihi dari tinggi tebing eksisting sehingga diperlukan perencanaan tanggul untuk menanggulangi banjir yang terjadi.

4.6 Perencanaan Pelebaran Dan Pendalaman Sungai

Setelah mendapatkan lebar dasar sungai dan kedalaman rata-rata sungai, selanjutnya dilakukan perhitungan kapasitas sungai dengan cara manual. Sungai Kolokoso mempunyai bentuk penampang trapesium. Sungai ini direncanakan diperlebar dasar salurannya dan memiliki kedalaman yang sama yaitu dipilih kedalaman terbesar diantara seluruh STA yang ada, serta didesain dengan kemiringan talud sungai 1:1

Tabel 2. Analisa Redesain/ Normalisasi Sungai

No	STA	s	b (m)	h normalisasi (m)	h (m)	h normalisasi (m)	A normalisasi (m)	P normalisasi (m)	R normalisasi (m)	V normalisasi (m ³ /s)	Q normalisasi (m ³ /s)	De norm
1	0+000	0.025	9.88	10.00	2.01	4.00	76.00	18.25	4.17	16.42	1248.06	46
2	0+200	0.029	9.88	10.00	0.91	4.00	76.00	18.25	4.17	17.60	1337.88	55
3	0+400	0.018	5.46	6.00	1.92	5.00	70.00	16.20	4.32	14.32	1002.19	22
4	0+600	0.018	6.16	7.00	3.13	5.00	77.50	17.20	4.51	14.72	1140.98	36
5	0+800	0.012	7.36	8.00	3.15	5.00	85.00	18.20	4.67	12.04	1023.22	24
6	1+000	0.025	5.27	6.00	2.38	5.00	70.00	16.20	4.32	16.93	1185.11	40
7	1+200	0.026	8.99	9.00	2.45	4.00	70.00	17.25	4.06	16.32	1142.16	36
8	1+400	0.018	7.99	8.00	3.47	4.00	64.00	16.25	3.94	13.39	856.70	7
9	1+600	0.021	6.90	7.00	1.99	4.00	58.00	15.25	3.80	14.24	826.10	4
10	1+800	0.011	4.09	6.00	3.14	5.00	70.00	16.20	4.32	11.31	791.43	1
11	2+000	0.009	7.98	8.00	1.55	5.00	85.00	18.20	4.67	10.81	918.64	14
12	2+200	0.022	6.00	6.00	1.57	5.00	70.00	16.20	4.32	15.67	1096.84	31
13	2+400	0.011	2.19	7.00	2.62	5.00	77.50	17.20	4.51	11.26	872.81	9
14	2+600	0.021	6.22	7.00	2.17	4.00	58.00	15.25	3.80	14.02	813.42	3
15	2+800	0.022	4.38	5.00	2.52	5.00	62.50	15.20	4.11	15.19	949.64	17
16	3+000	0.005	5.67	9.00	2.89	5.00	92.50	19.20	4.82	8.46	782.78	4
17	3+200	0.013	7.70	8.00	2.63	5.00	85.00	18.20	4.67	12.50	1062.18	28
18	3+400	0.014	6.65	7.00	4.12	5.00	77.50	17.20	4.51	12.96	1004.28	22
19	3+600	0.015	5.37	5.00	4.41	5.00	62.50	15.20	4.11	12.74	796.33	1
20	3+800	0.004	4.14	11.00	3.44	5.00	107.50	21.20	5.07	7.83	841.92	6
21	4+000	0.009	3.99	7.00	2.28	5.00	77.50	17.20	4.51	10.52	815.61	3
22	4+200	0.005	5.13	10.00	3.11	5.00	100.00	20.20	4.95	8.18	817.50	3
23	4+400	0.004	7.28	12.00	4.04	5.00	115.00	22.20	5.18	7.09	814.79	3
24	4+600	0.030	7.62	11.00	3.31	4.00	82.00	19.25	4.26	18.22	1494.31	71
25	4+800	0.013	3.93	6.00	2.12	5.00	70.00	16.20	4.32	12.08	845.38	6
26	5+000	0.007	9.88	10.00	2.97	5.00	100.00	20.20	4.95	9.55	954.64	17
27	5+200	0.021	9.88	10.00	1.88	4.00	76.00	18.25	4.17	14.97	1137.73	35
28	5+400	0.021	6.63	7.00	1.79	4.00	58.00	15.25	3.80	14.09	817.34	3

(Sumber : Hasil Analisis, 2024)

Ket:

: dilakukan pelebaran dasar sungai

Contoh perhitungan pada STA 0+000:

- $A = \frac{(\text{jumlah sisi sejajar})}{2} \times h \text{ rata-rata}$

$$= \frac{9,88 + ((2 \times 2,01) + 9,88)}{2} \times 2,01$$

$$= 33,73 \text{ m}^2$$
- $P = b + 2\sqrt{h^2 + 1}$

$$= 9,88 + 2 \cdot \sqrt{2,01^2 + 1}$$

$$= 14,36 \text{ m}$$
- $R = \frac{A}{P}$

$$= \frac{33,73}{14,36}$$

$$= 2,35 \text{ m}$$
- $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

$$= \frac{1}{0,025} 2,35^{2/3} 0,025^{1/2}$$

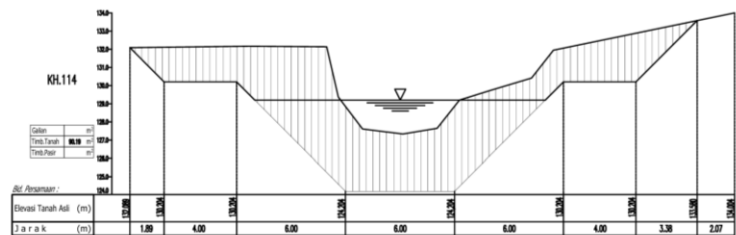
$$= 11,21 \text{ m/det}$$
- $Q = A \cdot V$

$$= 33,73 \times 11,21$$

$$= 378,14 \text{ m}^3/\text{det} < Q \text{ banjir } (778,35 \text{ m}^3/\text{det})$$
- $\Delta Q = Q \text{ banjir} - Q \text{ kapasitas sungai}$

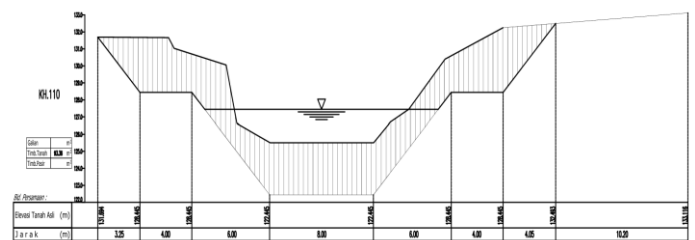
$$= 778,35 - 378,14$$

$$= -400,21 \text{ m}^3/\text{det}$$



Gambar 7. Potongan melintang STA 1+800 setelah dinormalisasi

(Sumber: Hasil Analisis, 2024)



Gambar 8. Potongan melintang STA 1+800 setelah dinormalisasi

(Sumber: Hasil Analisis, 2024)



Gambar 8. Kerusakan pada sungai kolokoso akibat banjir



Gambar 8. Kerusakan pada sungai kolokoso akibat banjir

5. KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan rumusan masalah dan hasil perhitungan dan analisis, dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Besarnya debit banjir pada Sungai Kolokoso periode kala ulang 25 tahunan yaitu sebesar 778,35 m³/detik.
2. Titik sta penampang melintang sungai yang tidak dapat menampung debit banjir kala ulang 25 tahunan yaitu pada seluruh STA sehingga diperlukan normalisasi.
3. Profil aliran Sungai Kolokoso setelah dinormalisasi yaitu dilakukan pelebaran dasar pada seluruh saluran dan pendalaman sungai menjadi 4 dan 5 m. Kemiringan lereng talud didesain dengan kemiringan 1:1. Setelah normalisasi, seluruh STA mampu menampung debit banjir kala ulang 25 tahun yaitu 778,35

m³/detik. Selain normalisasi, dilakukan pembuatan tanggul dengan ketinggian 1 m, kemiringan tanggul 1:1 dan lebar tanggul 4 m.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil perhitungan dan analisis pada tugas akhir ini, maka saran yang dapat diberikan adalah sebagai berikut:

1. Penelitian ini dapat dibandingkan dengan aplikasi sejenis seperti HEC-HMS atau EPA SWMM, sehingga dapat dibandingkan nilai hasil analisis dari beberapa model analisis
2. Dalam permodelan menggunakan aplikasi seperti HEC-RAS, arah aliran harus benar dari hulu menuju hilir untuk menghindari error pada saat running program.
3. Untuk meningkatkan kualitas analisis sejenis ini dapat melakukan uji tanah dengan pengambilan sampel secara langsung pada beberapa titik lokasi pengamatan untuk analisa stabilitas tanggul.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Afina, F.H., Noerhayati, E., & Rokhmawati, A., 2022. Studi Analisa Pengendalian Banjir Sungai Tamban Di Kabupaten Malang Menggunakan Aplikasi Hec-Ras. Vol. 12 No 4. Jurnal Rekayasa Sipil. Malang.
- [2] Asdak, C., 2010. Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai: Edisi Revisi Kelima. Gadjah Mada University Press Yogyakarta, Yogyakarta.
- [3] DD Anisa,I Indrastuti,WO Sumartini 2022. Analisa Hubungan Tingkat Hujan Dengan Desain Infrastruktur Drainase.
- [4] Destiana Safitri 2021 Karakteristik Aliran dan Debit Banjir Pada Sungai di Indonesia.
- [5] Ginting, S.H., n.d. Analisis Profil Muka Air Sungai Dengan HEC-RAS 70. Girsang, F., 2009. Departemen Teknologi Pertanian 69.
- [6] Khusnah, N., Noerhayati, E., Rachmawati, A., 2021. Kajian Karakter Fisik Dan Hidrologi Di Kali

Welang Kecamatan Kraton Pasuruan
Vol. 10 No. 2.

- [7] Robert J Kodoatie, Andi 2021
Rekayasa dan manajemen banjir
kota.
- [8] Soemarto, C.D., 2007. Hidrologi
Teknik. Usaha Nasional, Surabaya.
- [9] Sosrodarsono, S. (Ed.), 2003.
Hidrologi Untuk Pengairan. PT
Pradnya Paramita, Jakarta.
- [10] Triadmojo, B., 2008. Hidrologi
Terapan. Beta Offset.