PERENCANAAN PENGENDALIAN BANJIR PADA SUNGAI BENGAWAN SOLO DESA NGADIREJO KEC. RENGEL KAB. TUBAN, JAWA TIMUR

Adimas Hariyanto[1], I. Wayan Mundra[2], dan Nenny Roostrianawaty[3]

Program Studi Teknik Sipil S-1, Institut Teknologi Nasional Malang
Email : sipil1921134.adimashariyanto@gmail.com

ABSTRACT

This planning aims to determine the maximum design flood discharge and to plan the safe dimensions of the embankment to control flooding at the location. The Bengawan Solo River plays an important role for the community, but its overflow often poses a flood threat, especially in Ngadirejo Village, Rengel District, Tuban Regency. The major flood that occurred in February 2025 resulted in inundation up to 0.5 – 0.7 meters deep, submerging more than 800 hectares of rice fields and disrupting road access and educational facilities. The planning methodology includes hydrological analysis using rainfall data from the Rengel, Maibit, and Klotok Stations for the period 2015 – 2024. The planned flood discharge analysis was calculated using the Nakayasu Synthetic Unit Hydrograph (HSS) method. Hydraulic analysis was conducted to evaluate the river cross-section capacity, and the stability of the embankment slope was tested using the Bishop method. The analysis results show the planned flood discharge using the Nakayasu Synthetic Unit Hydrograph (HSS) method, which are 9555 m³/second for a 2-year return period, 10965 m³/second for a 5-year return period, 12205 m³/second for a 10-year return period, and 13232 m³/second for a 25-year return period. Based on the flow profile simulation, several cross-section points were found to experience overflow at certain return period discharges. The mitigation planning was carried out by constructing a dam, where the stability test results using the Bishop method showed a factor of safety (FS) value > 1.25. Thus, the dam construction is declared safe and stable.

Keywords: Flood, Bengawan Solo River, Embankment, HSS Nakayasu, Slope Stability.

ABSTRAK

Perencanaan ini bertujuan untuk menentukan debit banjir rancangan maksimum dan merencanakan dimensi tanggul yang aman guna mengendalikan banjir di lokasi tersebut. Sungai Bengawan Solo memiliki peranan penting bagi masyarakat, namun luapannya seringkali menjadi ancaman banjir, khususnya di Desa Ngadirejo, Kecamatan Rengel Kabupaten Tuban. Banjir besar yang terjadi pada Februari 2025 mengakibatkan genangan setinggi 0,5 – 0,7 meter yang merendam lebih dari 800 hektar area persawahan serta mengganggu akses jalan dan fasilitas pendidikan. Metodologi perencanaan meliputi analisis hidrologi dengan menggunakan data curah hujan dari Stasiun Rengel, Maibit, dan Klotok periode 2015 – 2024. Analisis debit banjir rencana dihitung menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu. Analisis hidrolika dilakukan untuk evaluasi kapasitas penampang sungai, dan stabilitas lereng tanggul diuji menggunakan metode bishop. Hasil analisis menunjukkan debit banjir rencana dengan metode HSS Nakayasu yaitu sebesar 9555 m^3/detik untuk kala ulang 2 tahun, 10965 m^3/detik untuk kala ulang 5 tahun, 12205 m^3/detik untuk kala ulang 10 tahun, 13232 m^3/detik untuk kala ulang 25 tahun. Berdasarkan simulasi profil aliran, ditemukan beberapa titik penampang melintang (*cross section*) yang mengalami limpasan pada debit kala ulang tertentu. Perencanaan penanggulangan dilakukan dengan pembangunan tanggul, di mana hasil uji stabilitas

menggunakan metode Bishop menunjukkan nilai faktor keamanan (FK) > 1,25. Sehingga konstruksi tanggul dinyatakan aman dan stabil.

Kata Kunci : Banjir, Sungai Bengawan Solo, Tanggul, HSS Nakayasu, Stabilitas Lereng

1. PENDAHULUAN

Banjir adalah luapan air yang memiliki volume yang bermacam – macam, seperti banjir berkapasitas kecil yang diartikan luapan air yang terjadi setinggi mata kaki atau tidak membahayakan barang – barang atau nyawa, lalu banjir berkapasitas sedang yang memiliki arti luapan air yang terjadi hingga menyebabkan kerusakan sarana dan prasarana umum yang terendam air namun tidak memakan korban jiwa, dan yang terakhir banjir dengan berkapasitas besar yang memiliki artian luapan air atau genangan air yang memiliki volume air yang sangat besar sehingga dapat merusak fasilitas umum dengan kerusakan parah bahkan dapat menyebabkan nyawa manusia atau korban jiwa. Penyebab terjadinya banjir ialah cuaca hujan yang terus menerus terjadi, sungai yang meluap, bendungan yang rusak, penyumbatan drainase akibat sampah, dan lain – lain.

Kecamatan Rengel adalah daerah yang terletak pada Kabupaten Tuban, Jawa Timur yang terletak di sebelah utara Provinsi Jawa Timur, yang secara letak geografisnya Kecamatan Rengel ini berdekatan dengan Kecamatan Plumpang di sebelah timur, sebelah barat berbatasan dengan Kecamatan Soko, sebelah utara berbatasan dengan Kecamatan Grabagan dan sebelah selatan berbatasan dengan Kecamatan Kanor Kabupaten Bojonegoro yang dibatasi dengan Sungai Bengawan Solo. Letak koordinat Kecamatan Rengel adalah 7°2’21”S – 112°0’3”El. Kecamatan Rengel memiliki luas wilayah 52,52 km^2 yang terdiri dari 17 desa. Dengan populasi penduduk total sebanyak 127.000 jiwa. Dikarenakan perbatasan dengan Kecamatan Kanor Kabupaten Bojonegoro yang dibatasi oleh Sungai Bengawan Solo, beberapa daerah di Kecamatan Rengel mengalami genangan yang diakibatkan oleh luapan Sungai Bengawan Solo. Seperti halnya di Desa Ngadirejo, Kecamatan Rengel, Kabupaten Tuban. Banjir terjadi pada Kamis, 27 Februari 2025 yang disebabkan hujan yang deras secara terus menerus dan pada 2 hari pasca hujan Sungai Bengawan Solo mengalami luapan air atau genangan air setinggi 0,5 – 0,7 meter menyebabkan akses jalan umum, tempat pendidikan dan juga merendam ≥ 800 hektar area persawahan di sekitar Desa Ngadirejo, Kecamatan Rengel, Kabupaten Tuban.

2. TINJAUAN PUSTAKA

1) Studi Terdahulu

Beberapa penelitian sebelumnya telah mengkaji berbagai strategi pengendalian banjir melalui rekayasa teknis pada daerah aliran sungai di Indonesia. **(Handayani, 2024)** dalam studinya di DAS Lembar, Lombok, menekankan bahwa kapasitas penampang yang tidak memadai menjadi penyebab utama luapan, sehingga diusulkan normalisasi sungai dengan memperlebar dasar saluran dari 6 meter menjadi 9 meter serta menambah kedalaman air dari 2,5 meter menjadi 3,5 meter dengan kemiringan saluran 0,037. Sejalan dengan upaya peningkatan kapasitas, **(Moruk, 2023)** melakukan evaluasi di Sungai Malibaka, NTT, yang menunjukkan bahwa debit puncak melampaui kapasitas eksisting. Solusi yang ditawarkan meliputi kombinasi

normalisasi, perbaikan tanggul, dan penyesuaian tinggi jagaan. Pendekatan struktural spesifik juga dikaji oleh **(Fasyah, 2023)** di Sungai Brang Biji, NTB, yang merencanakan penggunaan tanggul beronjong setinggi 4 meter dengan kemiringan lereng 1 : 2 untuk merendam debit banjir kala ulang 10 tahun sebesar 170,727 m^3/detik. Sementara itu, **(Kiriwenno, 2021)** dalam penelitiannya di Sungai Batu Merah Ambon, lebih memfokuskan pada optimasi dimensi tanggul melalui peningkatan tinggi jagaan sebesar 0,8 meter sebagai langkah preventif luapan air. Melengkapi kajian – kajian tersebut, (Yudhantoko, 2020) mengintegrasikan dua metode utama melalui studi pengendalian banjir di Sungai Lamban yang menggabungkan perencanaan tanggul dan normalisasi sungai berdasarkan hasil simulasi untuk mencapai efektivitas pengaliran debit air yang optimal.

Penelitian (Tahun)	Lokasi	Metode Pengendalian	Hasil Utama
Handayani (2024)	DAS Lembar, Lombok	Normalisasi Sungai	Pelebaran (6m ke 9m) dan Pendalaman (2,5 m ke 3,5 m)
Moruk (2023)	S. Malibaka, NTT	Normalisasi & Tanggul	Evaluasi Tinggi Jagaan dan Perbaikan Tanggul Akibat Limpasan
Fasyah	S. Batu Merah, Ambon	Peningkatan Tanggul	Kenaikan tinggi jagaan sekitar 0,85 m
Yudantoko (2020)	S. Lumbon	Normalisasi & Tanggul	Kombinasi dua metode struktur berdasarkan hasil simulasi.

2) Analisis Hidrologi

Analisis Hidrologi yang dilakukan mencakup Analisa Curah Hujan Rata – rata menggunakan metode rata – rata aritmatik (aljabar), Uji konsistensi data curah hujan, Analisis Data Curah Hujan Rencana menggunakan Metode *Log Pearson Type III*, Uji Distribusi Frekuensi metode *Chi – Square* dan *Smirnov – Kolmogorov*, dan Perhitungan Debit banjir menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.

Analisis Data Curah Hujan

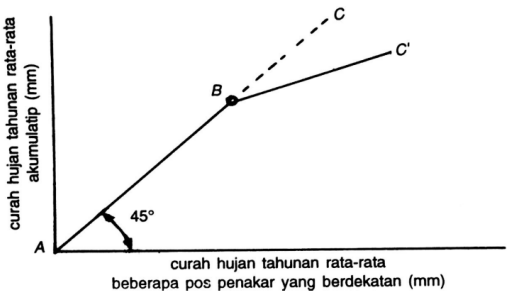
1. Aritmatik (Aljabar)
   Metode ini dilakukan dengan cara menjumlahkan keseluruhan data curah hujan yang tercatat dari semua stasiun yang ada. Metode rerata aljabar dihitung dengan menggunakan rumus : (Sosrodarsono & Takeda, 2003)
   $$R = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + \cdots + R_n$$
   Dengan :
   R = Curah hujan daerah (mm)
   n = Jumlah titik – titik (pos – pos) pengamatan
   R_1, R_2, Rn = Curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)
2. Poligon Thiessen
3. Isohiet

Uji Konsistensi

Ketelitian dalam memperhitungkan ramalan hidrologi sangat penting, yang tergantung dari konsistensi dalam data itu sendiri. Dalam mengamati hujan akan adanya ketidak konsisten yang akan menjadi terjadinya penyimpangan dalam suatu perhitungan. (Triatmodjo, 2010)

Ketidaktelitian ini dapat disebabkan oleh beberapa faktor antara lain :

1. Perubahan letak stasiun
2. Perubahan sistem pendataan
3. Perubahan iklim
4. Perubahan dalam lingkungan sekitar



Gambar 2. 1 Analisis Kurva Massa Ganda

Analisis Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana merupakan salah satu curah hujan yang akan mungkin sering terjadi pada tahun tertentu. Contoh hujan rencana untuk memperiode ulang secara statistik dan dapat seri data curah hujan harian yang paling tertinggi atau maksimum dan jangka panjang dan menganalisis distribusi frekuensi. Curah hujan biasa dihitung dan didesain dengan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, dan 100 tahun. (Soemarto, 1997)

Untuk mencari distribusi yang paling cocok dengan data yang tersedia dari pos – pos hujan yang ada di sekitar lokasi penelitian, maka perlu adanya dilakukan analisis frekuensi. Analisis frekuensi akan dilakukan dengan seri data hujan maupun data debit. Jenis – jenis distribusi frekuensi sering dilakukan dalam hidrologi adalah sebagai berikut. (Soemarto, 1997)

1. Metode Distribusi Normal,
2. Metode Distribusi Log Normal,
3. Metode Distribusi Frekuensi Gumbel, dan
4. Distribusi Log Pearson Type III.

Metode ini dilakukan dengan mengonversikan data menjadi bentuk logaritma.

$$\log X = \frac{\sum \log x}{n} \quad \text{..... (2.8)}$$

$$S_{\log X} = \sqrt{\frac{\sum(\log X - \log X)^2}{n-1}} \quad \text{..... (2.9)}$$

$$Cs = n\frac{\sum_1^n(\log X - \log X_T)^3}{(n-1)(n-2)S_i^3} \quad \text{..... (2.10)}$$

Nilai X bagi setiap probabilitas dihitung dengan persamaan :

$$\log X = \log \bar{X} + k \times S_{\log X} \quad \text{..... (2.11)}$$

Keterangan :

Log X = Logaritma rata – rata
$S_{Log\ X}$ = Standar deviasi dari logaritma
k = Faktor frekuensi
n = Jumlah data keterangan
X_T = Besarnya curah hujan yang terjadi dengan kala ulang T tahun
X = Rata – rata hitung varian
Sx = Standar deviasi
K = Faktor frekuensi (nilai variabel reduksi *Gauss*)

Tabel 2. 1 Nilai Cs Distribusi Log Pearson Type III

Koefisien Cs	Waktu balik dalam tahunan							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,986	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,0	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,709	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,716	2,000	2,252	2,482	2,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,660	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,6	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber : (Soemarto, 1997)

No	Distribusi	Persyaratan
1	Gumbel	Cs = 1,14 Ck = 5,4
2	Normal	Cs = 0 Ck = 3
3	Log Normal	$Cs = Cv^3 + 3c$ $Ck = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
4	Log Pearson Type III	Selain data dari atas atau dapat dikatakan Cs ≠ 0 (dihitung dengan tabel koefisien kepencengan positif dan negatif)

Sumber : (Triatmodjo, 2010)

Uji Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesis distribusi frekuensi. Pemeriksaan uji kesesuaian dapat dilakukan dengan Uji *Chi – Square* dan Uji *Smirnov – Kolmogorov*. (Soewarno, 1995)

1. Uji *Chi – Square*

Uji *Chi – Square* adalah penguji simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis. Perhitungan menggunakan persamaan. (Soewarno, 1995)

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^{0} \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad \text{..... (2.12)}$$

Dengan :

X_h^2 = Parameter *Chi – Square* terhitung
G = Jumlah sub kelompok
Oi = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke – I
Ei = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke – I

Tabel 2. 2 Harga untuk Chi – Square Test

	Derajat kepercayaan							
dk	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,00016	0,00098	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,21	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	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,07	12,832	15,086	16,75
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,69	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,18	2,733	15,507	17,535	20,09	21,955
9	1,735	2,088	2,7	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,94	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,92	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,2217	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,66	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,604	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	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	9,39	28,867	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,114	32,852	36,191	38,358
20	7,434	8,26	9,591	10,851	1,41	34,17	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	0,781	40,289	42,796
23	9,26	10,196	11,68	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,99	45,558
25	10,52	11,524	13,12	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,16	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,29
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	46,97	50,892	53,672

Sumber : (Soewarno, 1995)

2. Uji *Smirnov – Kolmogorov*

Uji *Smirnov – Kolmogorov* digunakan untuk pengujian distribusi secara horizontal dari probabilitas. (Soewarno, 1995)

$$D = maksimum|P(Xm) - P'(Xm)| \quad \text{..... (2.13)}$$

Dengan :

D = Selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis
P (Xm) = Peluang Pengamatan
P' (Xm) = Peluang teoritis dari persamaan distribusi yang dipakai.

Tabel 2. 3 Nilai Kritis D_o untuk Uji Smirnov – Kolmogorov

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	$\frac{1,07}{n^{0,5}}$	$\frac{1,22}{n^{0,5}}$	$\frac{1,36}{n^{0,5}}$	$\frac{1,63}{n^{0,5}}$

Sumber : (Soewarno, 1995)

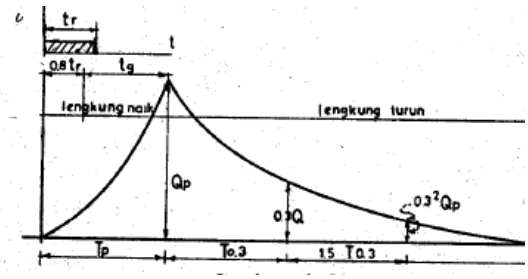
Analisis Debit Banjir Rencana

Analisa debit banjir rencana (Q) adalah proses memperkirakan besaran debit banjir maksimum yang mungkin terjadi di suatu lokasi pada periode ulang tertentu, dengan mempertimbangkan faktor – faktor hidrologi dan karakteristik daerah aliran sungai (DAS). Yang bertujuan untuk merencanakan bangunan air dan sistem drainase yang mampu menampung atau mengalirkan debit banjir tersebut tanpa menyebabkan kerusakan atau banjir yang merugikan. (Triatmodjo, 2010)

Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Nakayasu berasal dari Jepang, telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Ia membuat rumus hidrograf satuan sintetis dari hasil penelitiannya. Rumus tersebut adalah

Bagian lengkung (*rising limb*) hidrograf satuan (lihat gambar 2.2). Mempunyai persamaan sebagai berikut.



Sumber : (Soemarto, 1997)
Gambar 2. 2 Bagian lengkung HSS Nakayasu

Time Lag (Tg) dan Waktu Puncak (Tp)

Time Lag dan Waktu puncak ditentukan dari persamaan berikut.

Tg = 0,4 + 0,05L untuk L > 15 km (2.14)
Tg = 0,21$L^{0,7}$ untuk L < 15 km ..... (2.15)
Tp = Tg + 0,8 Tr ..... (2.16)
Tr = 0,5 *Tg* sampai *Tg*..... (2.17)

Keterangan :

Tp = *Peak Time* (jam)
Tg = *Time Lag* yaitu waktu terjadinya hujan sampai terjadinya debit puncak (jam)
Tr = Satuan Waktu curah hujan (jam)
L = Panjang Sungai

$$Qp = \frac{A \times R_0}{3{,}6(0{,}3T_p + T_{0,3})} \quad \text{..... (2.18)}$$

Dimana :

Qp = Debit banjir puncak (m^3/detik)
R_0 = Hujan satuan (mm)
Tp = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)
$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30% dari debit puncak (jam)
α = Parameter hidrograf, dimana
α = 2.0 → Pada daerah pengaliran biasa
α = 1.5 → Pada bagian naik hidrograf lambat dan turun cepat
α = 3.0 → Pada bagian naik cepat dan turun lambat

Berdasarkan parameter untuk mencari ordinat satuan sintetis nakayasu akan dilakukan perbandingan berdasarkan karakteristik lengkung Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.

Karakteristik	Notasi	Persamaan
Lengkung Naik	0 < t < Tp	$Q_a = \left(\frac{t}{Tp}\right)^{2,4}$
Lengkung turun tahap 1	Tp < t < Tp + $T_{0,3}$	$Q_{d1} = Q_p 0{,}3^{\left(\frac{t-Tp}{T_{0,3}}\right)}$
Lengkung turun tahap 2	Tp + $T_{0,3}$ < Tp + $T_{0,3}$ + 1,5 Tp	$Q_{d2} = Q_p 0{,}3^{\left(\frac{t-Tp+0{,}5T_{0,3}}{1{,}5T_{0,3}}\right)}$
Lengkung turun tahap 3	T > Tp + $T_{0,3}$ + 1,5 Tp	$Q_{d2} = Q_p 0{,}3^{\left(\frac{t-Tp+1{,}5T_{0,3}}{2{,}0T_{0,3}}\right)}$

Sumber : (Soemarto, 1997)

Non Hidrograf Rasional

Metode rasional banyak digunakan untuk memperkirakan debit puncak yang ditimbulkan oleh hujan deras pada daerah tangkapan (DAS) kecil. Suatu DAS disebut kecil apabila distribusi hujan melebihi waktu konsentrasi. Beberapa ahli memandang bahwa luas DAS kurang dari 2,5 km^2 dapat dianggap sebagai DAS kecil. (Triatmodjo, 2010)

$$Q = 0{,}278 \times C \times I \times A \text{ ..... (2.19)}$$

Dengan :

Q = Debit puncak yang ditimbulkan oleh hujan dengan intensitas, durasi dan frekuensi tertentu (m^3/detik)

C = Koefisien aliran yang tergantung pada jenis permukaan lahan, yang nilainya diberikan pada

I = Intensitas hujan (mm/jam)

A = Luas daerah tangkapan (km^2)

a. Koefisien Aliran Limpasan Permukaan (C)

Koefisien aliran limpasan permukaan bertujuan untuk mengetahui seberapa besar pengaruh dari karakteristik tata guna lahan terhadap nilai kehilangan dari curah hujan hingga menjadi aliran permukaan yang terkait dengan karakteristik vegetasi di atas permukaan tata guna lahan tersebut. Besarnya nilai koefisien aliran limpasan permukaan (C) dapat digunakan seperti pada tabel 2.7.

Tabel 2. 4 Koefisien Aliran Limpasan Permukaan (C)

Jenis Lahan Permukaan	Koefisien
Wilayah hutan dengan ketinggian yang berelevasi ekstrim	0,80 - 0,90
Wilayah hutan di perbukitan	0,70 - 0,80
Wilayah hutan yang memiliki sungai	0,50 - 0,70
Tanah bervegetasi	0,45 - 0,60
Sawah	0,70 - 0,80
Wilayah Perkotaan	0,25 - 0,50
Wilayah Industri padat	0,15 - 0,25

Sumber : (Tallar, 2023)

b. Waktu Konsentrasi (Tc)

Tc adalah lamanya waktu tempuh dari air aliran dari wilayah di mana aliran air berasal dari (hulu) sampai ke wilayah terakhir dimana aliran air tersebut berkumpul. Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$Tc = 0{,}0195L^{0{,}77}S^{-0{,}385} \text{ ..... (2.20)}$$

Dengan :

Tc = Waktu konsentrasi (m)

L = Panjang sungai / lereng (m)

S = Kemiringan lereng

(Tallar, 2023)

c. Intensitas Hujan (I)

Definisi intensitas curah hujan secara sederhana adalah jumlah air hujan yang jatuh pada suatu wilayah tertentu. Untuk menentukan besar intensitas hujan dipergunakan rumus Mononobe yaitu :

$$I = \frac{R_{24}}{24}\left(\frac{24}{t}\right)^{2/3} \text{ ..... (2.21)}$$

Dengan :

I = Intensitas hujan (mm/jam)

R_{24} = Curah hujan harian maksimum (mm)

T = Waktu curah hujan (jam)

(Tallar, 2023)

d. Luas Daerah Tangkapan (A)

Luas daerah aliran sungai (DAS) adalah total luas daratan yang dialiri oleh sungai dan semua anak sungainya. DAS bisa sangat bervariasi ukurannya, dari yang kecil hingga yang sangat besar.

Perhitungan Aliran Dasar (*Base Flow*)

Perhitungan aliran dasar (*base flow*) dapat dilakukan dengan pendekatan sebagai fungsi DAS, antara lain : kerapatan jaringan sungai dan panjang sungai utama.

$$D_d = \frac{L}{A} \text{ ..... (2.22)}$$

$$Q_B = 0{,}475 \times A^{0{,}644} \times D_d^{0{,}644} \text{ ..... (2.23)}$$

Dimana :

Q_B = Aliran Dasar (*Base Flow*) (m^3/detik)

A = Luas DAS (km^2)

D_d = Kerapatan Jaringan Sungai

L = Panjang Sungai Utama (km)

Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah daerah yang dibatasi oleh punggung – punggung / pegunungan dimana air hujan yang akan jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju sungai utama pada suatu titik / stasiun yang ditinjau. DAS kemudian ditentukan dengan menggunakan peta topografi yang akan dilengkapi dengan garis – garis kontur. Garis – garis kontur dipelajari untuk menentukan suatu arah dari limpasan permukaan. Limpasan berawal dari titik – titik tertinggi dan bergerak menuju titik – titik yang lebih rendah dalam arah tegak lurus dengan garis – garis kontur. (Triatmodjo, 2010)

3) Analisa Hidrolika

Perhitungan hidrolika ini dikenal sebagai *Standard Step Method* yaitu menghitung profil muka air pada setiap penampang melintang yang diselesaikan dengan metode iterasi. (Chow et al., 1988)



Sumber : (Chow et al., 1988)
Gambar 2. 3 Standard Step Method

Rumus :

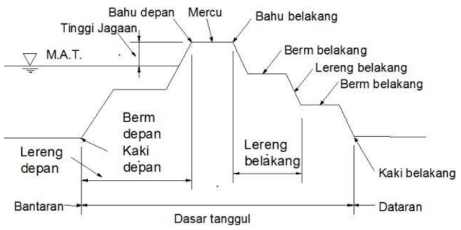
$$Z_1 + \frac{a_1 v_1^2}{2g} = Z_1 + \frac{a_1 v_2^2}{2g} + h_f + h_g \ldots \quad (2.24)$$

Dengan :

V_1, V_2 = Kecepatan aliran rata – rata penampang (m/detik)
α_1, α_2 = Koefisien kecepatan aliran
g = Percepatan gravitasi (m/detik^2)
h_f = Kehilangan tinggi energi karena gesekan (m)
h_e = Kehilangan tinggi energi karena pusaran, dalam perhitungan praktis dianggap nol (m)
L = Panjang pias yang ditinjau (m)
S_w = Kemiringan garis permukaan air
C = Koefisien ekspansi / kontraksi

Perencanaan Tanggul

Tanggul di sepanjang sungai adalah bangunan yang paling penting dalam usaha untuk melindungi kehidupan dan harta benda manusia terhadap limpasan air yang terjadi karena banjir. Tanggul yang dibangun dan diutamakan konstruksi urugan tanah, serta tanggul merupakan bangunan menerus yang begitu panjang dan akan membutuhkan urugan yang bervolume yang sangat besar. (Sosrodarsono & Takeda, 2003)



Sumber : (Kodoatie, 1985)
Gambar 2. 4 Bentuk standar dan nama bagian tanggul

No	Debit banjir rencana (m³/detik)	Jagaan (m)
1	≤ 200	0,6
2	200 - 500	0,8
3	500 - 2000	1,0
4	2000 - 5000	1,2
5	5000 - 10000	1,5
6	≥ 10000	2,0

Sumber : (Kodoatie, 1985)
Gambar 2. 5 Hubungan antara debit banjir rencana dan tinggi jagaan

No	Debit banjir rencana (m^3/detik)	Jagaan (m)
1	≤ 500	3,0
2	500 - 2000	4,0
3	2000 - 5000	5,0
4	5000 - 10000	6,0
5	≥ 10000	7,0

Sumber : (Kodoatie, 1985)

Gambar 2. 6 Lebar standar mercu

1. Bagian Tanggul
2. Tinggi Jagaan
3. Lebar Mercu Tanggul
4. Kemiringan Lereng Tanggul

Analisa Stabilitas Lereng

Analisa stabilitas lereng dilakukan untuk menghitung ketahanan massa tanah terhadap keruntuhan geser pada bidang miring. Tujuannya adalah menentukan Faktor Keamanan (Fk), yaitu perbandingan antara gaya penahan (kekuatan geser tanah) dengan gaya penggerak (beban / gravitasi) dengan nilai Fk > 1,25 (Stabil).

Terdapat beberapa metode untuk menganalisis stabiltias lereng, antara lain:

1. Metode Irisan
2. Metode Fellenius
   Memiliki resultan gaya antar irisan adalah nol, perhitungan paling sederhana dan cepat, dan memiliki hasil yang cenderung konservatif (terlalu rendah) dengan tingkat kesalahan 5 – 20%
3. Metode Bishop
   Memiliki gaya antar irisan hanya bekerja secara horizontal ($X_1 – X_2 = 0$), lebih akurat daripada metode Fellenius karena memperhitungkan gaya normal secara lebih kompleks, namun rumus bersifat iteratif (nilai F ada di kedua sisi persamaan), sehingga memerlukan perhitungan berulang atau bantuan komputer.

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Analisa Debit Banjir Rencana

Berdasarkan perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu, diperoleh rekapitulasi debit banjir rencana sebagai berikut :

1. Kala ulang 2 tahun : 9555 m^3/detik
2. Kala ulang 5 tahun : 10965 m^3/detik
3. Kala ulang 10 tahun : 12205 m^3/detik
4. Kala ulang 25 tahun : 13232 m^3/detik

Analisa Profil Aliran dan Penampang

Simulasi profil aliran menunjukkan beberapa titik penampang melintang (*cross section*) mengalami limpasan air pada debit kala ulang tertentu. Titik – titik kritis ini menjadi dasar penempatan lokasi perencanaan tanggul.

Perencanaan dan Stabilitas Tanggul

Tanggul direncanakan untuk menahan limpasan debit banjir. Hasil uji stabilitas menggunakan metode Bishop menunjukkan nilai faktor keamanan sebesar 1,72 sesuai standar Faktor keamanan (Craig, 1989), nilai Fk > 1,25 dikategorikan sebagai konstruksi yang stabil / aman.

4. KESIMPULAN

1. Debit banjir rencana maksimum Sungai Bengawan Solo menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu adalah 9555 m^3/detik untuk kala ulang 2 tahun dan mencapai 13232 m^3/detik untuk kala ulang 25 tahun.
2. Dimensi tanggul yang direncanakan dinyatakan aman secara teknis dengan nilai faktor keamanan stabilitas lereng sebesar 1,72 yang telah melampaui batas minimum keamanan 1,25.

DAFTAR PUSTAKA

C. D. Soemarto. Ir. B.I.E. DIPL.H. (1997). Hidrologi Teknik Edisi Ke - 2. In *Erlangga : Jakarta*.

Chow, V. Te, Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). Development of Hydrology.

In *Applied Hydrology*.

Craig, R. F. (1989). *Craig, R.F. 1991. Mekanika Tanah. Penerbit Erlangga. Jakarta.* (B. S. Soepandji (ed.); Keempat). Penerbit Erlangga.

Fasyah, B. A. (2023). PERENCANAAN PERBAIKAN TANGGUL UNTUK PENGENDALIAN BANJIR DI SUNGAI BRANG BIJI KABUPATEN SUMBAWA NUSA TENGGARA BARAT. In *Eprints ITN Malang* (Vol. 6, Issue 2).

Handayani, R. (2024). Perencanaan Penanggulangan Banjir pada DAS Lembar Lombok, NTB. *Gastronomía Ecuatoriana y Turismo Local.*, *1*(69), 5–24.

Kiriwenno, J. C. (2021). *ANALISA PENGENDALIAN BANJIR PADA SUNGAI BATU MERAH DESA BATU MERAH KECAMATAN SIRIMAN KOTA AMBON PROVINSI MALUKU*.

Kodoatie, R. J. (1985). Rekayasa dan Manajemen Banjir Kota. In *Tunas Agraria* (Vol. 3, Issue 3).

Moruk, Y. D. (2023). *Evaluasi Perencanaan Tanggul Guna Pengendalian Banjir di Sungai Malibaka Kecamatan Raihat Kabupaten Belu Nusa Tenggara Timur*. 167–186.

SOEWARNO. (1995). *HIDROLOGI 1 SOEWARNO.pdf*.

Sosrodarsono, S., & Takeda, K. (2003). *Hidrologi untuk Pengairan* (S. Sosrodarsono (ed.); 9th ed.). PT. Pradnya Paramita.

Tallar, R. Y. (2023). Dasar - Dasar Hidrologi Terapan. In R. T. Manurung (Ed.), *Ideas Publishing*. Ideas Publishing.

Triatmodjo, B. (2010). *TERAPAN Bambang Triatmodjo*. https://doku.pub/download/hidrologi-terapan-prof-dr-ir-bambang-triatmodjo-dea-mqegm477exl5

Yudhantoko, H. (2020). *Studi Pengendalian Banjir Sungai Plumbon Dengan Perencanaan Tanggul Dan Normalisasi Sungai (Flood Control Study Of Plumbon River With Design Levees And River Normalization)*.