

## PERENCANAAN ALTERNATIF DESAIN BANGUNAN PELIMPAH TIPE LUNCUR (*CHUTE SPILLWAY*) BENDUNGAN GINTUNG KABUPATEN PURBALINGGA

Ahmad Khairul Naafi<sup>1</sup>, Ayisyah Cindy Harifa<sup>1</sup>, Agus Suhardono<sup>2</sup>

Mahasiswa Manajemen Rekayasa Konstruksi, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang<sup>1</sup>, Dosen Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang<sup>2</sup>, Dosen Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang<sup>3</sup>

Email: [nafiahmad073@gmail.com](mailto:nafiahmad073@gmail.com)<sup>1</sup>, [Ayisyah.ch989@gmail.com](mailto:Ayisyah.ch989@gmail.com)<sup>2</sup>, [agussuhardono@yahoo.co.id](mailto:agussuhardono@yahoo.co.id)<sup>3</sup>

### ABSTRAK

Bendungan Gintung direncanakan dibangun di Kabupaten Purbalingga, Provinsi Jawa Tengah. Bendungan ini terletak melintang di Sungai Gintung yang berada pada Sub-DAS Serayu-Bogowonto. Perencanaan pembangunan Bendungan Gintung ini bertujuan untuk mengatasi permasalahan terkait sumber daya air seperti, banjir dan kekurangan air bersih. Bendungan ini memiliki luas area genangan 2,36 km<sup>2</sup> dan mampu menampung air hingga 76,84 juta m<sup>3</sup>. Tubuh bendungan gintung tersusun dari material komposit, beton K-225 dan urugan material alam. *Spillway* bendungan Gintung didesain dengan puncak ambang bebas (*Ogee*) disertai dengan bangunan peredam energi terdiri dari: *solid roller bucket* dan *sky jump*. Tujuan dari penelitian ini adalah membuat desain alternatif *spillway* yang memungkinkan untuk bendungan Gintung. Data yang digunakan dalam perencanaan ini meliputi: data curah hujan, peta topografi, dan harga dasar (bahan, upah, dan alat) Kabupaten Purbalingga tahun 2022. Proses analisis data dibagi menjadi 4 tahapan yaitu: analisis hidrologi, analisis hidrolika, desain gambar, dan analisis perkiraan biaya. Hasil analisis perhitungan diperoleh debit banjir (*Q*) 100<sup>th</sup>, 1000<sup>th</sup>, dan PMF sebesar 449,495 m<sup>3</sup>/dt, 666,49 m<sup>3</sup>/dt, dan 1447,71 m<sup>3</sup>/dt. Analisis desain hidrolika *spillway* menggunakan acuan debit banjir (*Q*) 1000<sup>th</sup> didapat hasil berupa: (1) desain mercu *spillway Ogee* tipe 1 dengan ketinggian air limpasan adalah 4,22m, (2) saluran transisi lebar 35m (hulu) dan 15m (hilir) panjang 45m, (3) saluran peluncur lebar 15m panjang 420m, (4) peredam energi dipilih USBR tipe II lebar 15m panjang 30,5m, (5) dengan taksiran rencana anggaran biaya beberapa pekerjaan teknis dari alternatif desain *spillway* sebesar Rp 91,820,039,000.00.

**Kata kunci** : *spillway*, alternatif, tipe luncur, bendungan

### ABSTRACT

*Gintung Dam is planned to be built in Purbalingga District, Central Java Province. Gintung Dam is located across the Gintung River which is in the Serayu-Bogowonto sub-watershed. The planning for the construction of the Gintung Dam aims to overcome problems related to water resources such as flooding and lack of clean water. This dam has an inundation area of 2.36 km<sup>2</sup> and is adequate to hold water up to 76.84 million m<sup>3</sup>. The body of Gintung Dam is composed of composite materials, K-225 concrete and natural materials. Gintung Dam spillway is designed crest with overflow (Ogee) accompanied by energy reducer building consisting of: solid roller bucket and sky jump. The purpose of this thesis is to create an alternative spillway design that allows for the Gintung Dam. The data used in this planning included: rainfall data, topographic maps, and basic prices (materials, wages, and equipment) of Purbalingga District in 2022. The data analysis process was divided into 4 stages, namely: hydrological analysis, hydraulics analysis, drawing design, and cost estimate analysis. The results of the calculation analysis obtained flood discharge (*Q*) 100<sup>th</sup>, 1000<sup>th</sup>, and PMF of 449.495 m<sup>3</sup> / s, 666.49 m<sup>3</sup> / s, and 1447.71 m<sup>3</sup> / s. Analysis of the spillway hydraulic design using the 1000<sup>th</sup> flood discharge reference (*Q*) obtained results in the form of: (1) Ogee type 1 spillway designed crest with runoff water level is 4.22m, (2) 35m wide transition channel (upstream) and 15m (downstream) 45m long, (3) 15m wide launcher channel 420m long, (4) USBR type II selected energy reducer 15m wide 30.5m long, (5) and estimated budget plan for some technical work items from alternative spillway designs is at 91, 820,039,000.00 IDR.*

**Keywords** : *spillway*, alternative, chute type, dam

## 1. PENDAHULUAN

Dalam suatu perencanaan bendungan perlu disertakan bangunan fasilitas, pelengkap, dan struktur utama bendungan sebagai penunjang kinerja dan syarat keselamatan dari bendungan. Struktur utama bendungan yang menjadi syarat keaman dari bendungan adalah *spillway* atau pelimpah. *Spillway* merupakan struktur hidraulik yang digunakan untuk melepaskan atau mengalirkan aliran air (operasi) dan/atau banjir sesuai desain rencana, *Inflow Design Flood (IDF)* dan/atau *Probable Maximum Flood (PMF)* yang bertujuan untuk melindungi struktur bendungan dan/atau tanggul (USBR, 2022). Secara teoritis dapat disimpulkan *spillway* dibuat dengan tujuan untuk menghindari luapan air pada puncak bendungan (*overtopping*) dan mengalirkan air yang melebihi abang batas keamanan waduk (*reservoir*).

Dalam mendesain bangunan pelimpah, sangat diperlukan untuk meninjau secara detail debit *inflow* yang masuk ke waduk. Apabila debit banjir suatu bendungan diperkirakan akan berkapasitas besar, maka fungsi bangunan pelimpah diharapkan dapat melewati banjir ke hilir sehingga tidak terjadi bahaya melimpahnya air waduk di atas mercu waduk (*overtopping*). Berdasarkan uraian di atas penelitian mengenai alternatif desain *spillway* diharapkan mampu lebih aman untuk pembuangan atau pelimpasan aliran air dari waduk menuju ke hilir sungai.

## 2. DATA DAN METODE

Beberapa langkah dalam penelitian ini melibatkan proses pengumpulan data, data tersebut adalah curah hujan harian kurun waktu 20<sup>th</sup> dari 5 stasiun hujan (Singomerto, Kranji, Kalisapi, Karangsambung, dan Sampang). Kemudian dilanjutkan dengan beberapa tahapan sebagai berikut:

- 1) Analisis hidrologi dengan *output* (C.H rancangan, Q banjir rancangan & *flood routing*).
- 2) Analisis kapasitas pelimpah dan penelusuran banjir (*flood routing*) melalui pelimpah.
- 3) Analisis hidrolika pelimpah dalam studi ini meliputi:
  - a) Analisis kapasitas pelimpah berdasarkan debit Q1000th dan debit banjir QPMF.
  - b) Analisis hidrolika profil muka air pada saluran transisi, penampang kontrol, saluran peluncur dan peredam energi serta kedalaman aliran dihilir peredam energi (*Tail Water Level*).
  - c) Analisis hidrolika penentuan tipe dan dimensi peredam energi
- 4) Perencanaan gambar konstruksi dengan hasil analisis perencanaan hidrologi, hidrolika, geologi, dan keamanan stabilitas konstruksi.
- 5) Perhitungan analisis volume dan anggaran biaya *chute spillway*.

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### A. Analisis Hidrologi

Dalam perencanaan desain bangunan air besar seperti bendungan, digunakan data curah hujan minimum kurun waktu 20 tahun. Bendungan Gintung yang terletak di kabupaten Purbalingga, provinsi Jawa Tengah. Bendungan Gintung berada pada Sub-DAS Serayu-Bogowonto dengan memiliki luas 88,3 km<sup>2</sup> dan panjang sungai utama sampai hulu 17,9km. Data hidrologi yang digunakan adalah data curah hujan yang berpengaruh pada aliran Sub-DAS Serayu-Bogowonto. Sebaran stasiun hujan yang berpengaruh adalah Stasiun Singomerto, Sampang, Kranji, Karangsambung, dan Kalisapi. Dari analisis data tersebut didapatkan beberapa hasil sebagai berikut:

#### 1) Curah Hujan Rancangan

Didapatkan nilai curah hujan rancangan pada setiap tahun kala ulang dari 5 stasiun hujan tersebut sebagai berikut:

**Tabel 1.** Daftar curah hujan rancangan

No	Tr	R rata-rata	Std Deviasi	Kemencengan	Peluang	K	Curah Hujan Rancangan	
	(tahun)	(Log)	(log)	(Cs)	(%)		Log	mm
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]
1	1.01	1.957	0.185	0.136	99.000	2.224	1.545	35.090
2	2	1.957	0.185	0.136	50.000	0.023	1.953	89.661
3	5	1.957	0.185	0.136	20.000	0.834	2.111	129.173
4	10	1.957	0.185	0.136	10.000	1.295	2.197	157.250
5	25	1.957	0.185	0.136	4.000	1.797	2.289	194.744
6	50	1.957	0.185	0.136	2.000	2.126	2.350	224.052
7	100	1.957	0.185	0.136	1.000	2.426	2.406	254.644
8	200	1.957	0.185	0.136	0.500	2.704	2.457	286.635
9	500	1.957	0.185	0.136	0.500	2.558	2.430	269.354
10	1000	1.957	0.185	0.136	0.100	3.288	2.565	367.638

Sumber: Analisis perhitungan

#### 2) Analisis Hujan Maksimum (PMP)

Untuk kepentingan perencanaan pelimpah Bendungan Gintung, maka perlu diketahui besarnya nilai PMP (*Probable Maximum Precipitation*), yang kemudian dilanjutkan untuk menganalisa banjir terbesar yang mungkin terjadi (*Probable Maximum Flood*) PMF yang nantinya dipakai sebagai kontrol terhadap analisa perencanaan kapasitas pelimpah pada kondisi ekstrem. Cara ini efektif bila luas DAS  $\leq 1000$  km<sup>2</sup> dan terdapat faktor-faktor pembatas lain, seperti ketersediaan data meteorologi. Berikut analisis perhitungan *Probable Maximum Precipitation*:

Syarat untuk melakukan analisis curah hujan maksimum (PMP) adalah minimal terdapat data kurun waktu 20 tahun.

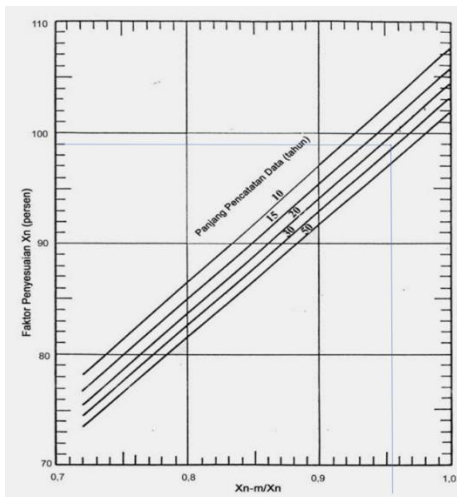
- a) Hujan Harian Maksimum Tahunan Rerata

$$\text{Data (n) = 20}$$

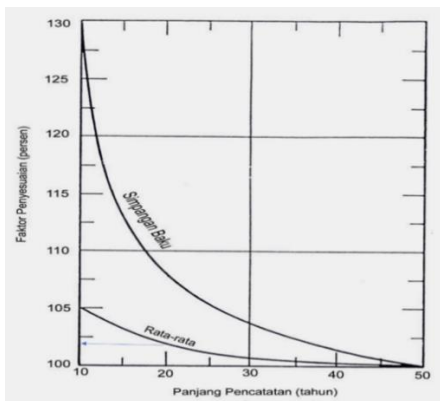
Data (n-1) = 19  
 Xn = 90,54  
 Xn-m = 83,48  
 Xn-m/Xn = 0,922

b) Justifikasi Xp

Rata-rata data hujan maksimum tahunan = 90,54  
 Faktor justifikasi data terukur (f1) grafik 3 = 0,959  
 Faktor justifikasi panjang data (f2) grafik 5 = 1,020  
 Pendekatan Xp = 90,54 x 0,959 x 1,02 = 88,603



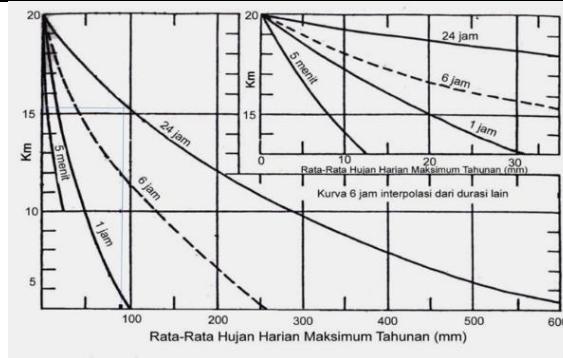
Gambar 1. Grafik faktor penyesuaian Xn dengan Harga Xn-m / Xn



Gambar 2. Grafik faktor penyesuaian Xn dengan panjangnya Data Hujan

c) Perhitungan Nilai Km

Rata-rata data hujan maksimum tahunan = 90,54  
 Durasi hujan maksimum boleh jadi = 24



Gambar 3. Grafik nilai Km terhadap rata-rata hujan harian maksimum tahunan

d) Nilai Km (grafik 2) = 15,62

Perhitungan Nilai Sp

Sn = 42,256

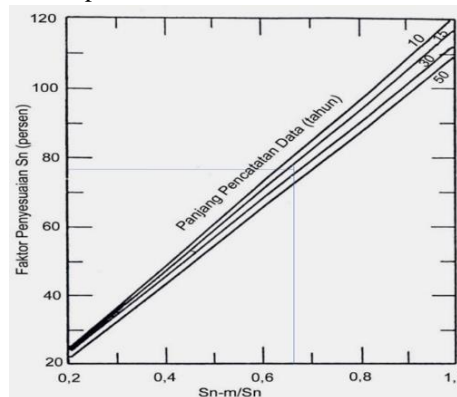
Sn-m = 28,872

Sn-m/Sn = 0,683

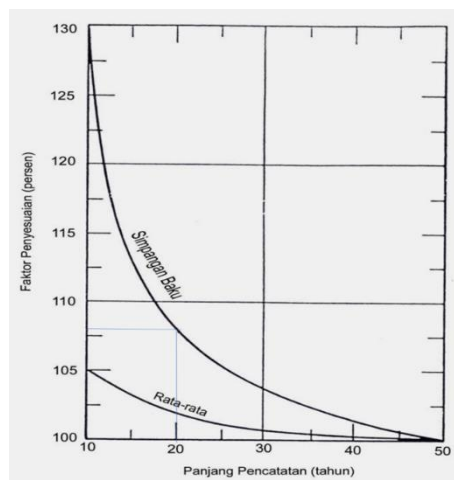
Faktor justifikasi data terukur (f3) grafik 4 = 0,753

Faktor justifikasi panjang data (f3) grafik 5 = 1,076

Pendekatan Sp = 42,256 x 0,753 x 1,076 = 34,233



Gambar 4. Grafik nilai faktor penyesuaian Sn terhadap Sn-m/Sn



Gambar 5. Grafik nilai faktor penyesuaian % terhadap panjang pencatatan tahun

- e) Perhitungan Nilai Xm  
 $X_m = X_p + (K_m \times S_p) = 623,191\text{mm}$
- f) Penyesuaian PMP Terhadap Periode Waktu Pengamatan Dan Luas DAS  
 Nilai hujan diatas masih digolongkan nilai hujan titik, maka harus dikalikan dengan faktor justifikasi terhadap periode waktu pengamatan adalah 1,088  
 Jadi untuk nilai **PMP** =  $623,191 \times 1,088 = 678,03\text{ mm}$
- g) Kontrol PMF  
 R 100 = 254,644 mm (curah hujan rancangan)  
 R 1000 = 367,638 mm (curah hujan rancangan)  
 Rasio PMP/R100 =  $678,03/254,644 = 2,663$  (harga rasio 2-6, **Ok**)  
 15% PMP =  $15\% \times 678,03 = 101,705\text{ mm}$   
 50% PMP =  $50\% \times 678,03 = 339,016\text{ mm}$   
 Besaran 15-50% PMP diperkirakan berada diantara Tr 100-1000 tahun. (**Ok**)

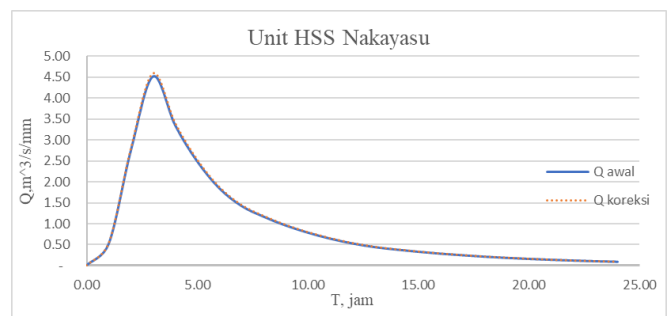
**3) Analisis Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu**  
 Berikut ini merupakan hasil analisis hidrograf satuan sintetik metode Nakayasu:

**Tabel 2.** Perhitungan HSS Nakayasu

No.	t jam	t/Tp	(t - Tp) / T0,3	(t - Tp + 0,5T0,3) / 1,5T0,3	(t - Tp + 1,5T0,3) / 2,1T0,3	Q awal (m <sup>3</sup> /dt/mm)	V (m <sup>3</sup> )	Q koreksi (m <sup>3</sup> /dt/mm)	V koreksi (m <sup>3</sup> )
1	0.00	-	(0.64)	(0.10)	0.43	-	-	-	-
2	1.00	0.39	(0.39)	0.07	0.55	0.52	937.44	0.53	954.93
3	2.00	0.77	(0.15)	0.24	0.68	2.75	5,885.29	2.80	5,995.07
4	3.00	1.16	0.10	0.40	0.80	4.52	13,075.55	4.60	13,319.44
5	4.00	1.55	0.35	0.57	0.93	3.35	14,155.01	3.41	14,419.03
6	5.00	1.93	0.60	0.73	1.05	2.48	10,497.01	2.53	10,692.80
7	6.00	2.32	0.85	0.90	1.17	1.84	7,784.33	1.88	7,929.52
8	7.00	2.70	1.10	1.06	1.30	1.42	5,868.63	1.45	5,978.09
9	8.00	3.09	1.34	1.23	1.42	1.16	4,646.47	1.18	4,733.14
10	9.00	3.48	1.59	1.39	1.55	0.95	3,806.80	0.97	3,877.81
11	10.00	3.86	1.84	1.56	1.67	0.78	3,118.87	0.79	3,177.04
12	11.00	4.25	2.09	1.73	1.79	0.64	2,555.26	0.65	2,602.92
13	12.00	4.64	2.34	1.89	1.92	0.52	2,093.49	0.53	2,132.54
14	13.00	5.02	2.59	2.06	2.04	0.44	1,728.52	0.44	1,760.76
15	14.00	5.41	2.83	2.22	2.17	0.38	1,462.40	0.38	1,489.67
16	15.00	5.79	3.08	2.39	2.29	0.32	1,259.34	0.33	1,282.83
17	16.00	6.18	3.33	2.55	2.42	0.28	1,084.48	0.28	1,104.71

18	17.00	6.57	3.58	2.72	2.54	0.24	933.90	0.24	951.32
19	18.00	6.95	3.83	2.88	2.66	0.21	804.22	0.21	819.22
20	19.00	7.34	4.08	3.05	2.79	0.18	692.55	0.18	705.47
21	20.00	7.73	4.32	3.22	2.91	0.15	596.39	0.16	607.52
22	21.00	8.11	4.57	3.38	3.04	0.13	513.58	0.13	523.16
23	22.00	8.50	4.82	3.55	3.16	0.11	442.27	0.12	450.52
24	23.00	8.88	5.07	3.71	3.28	0.10	380.86	0.10	387.96
25	24.00	9.27	5.32	3.88	3.41	0.08	327.98	0.09	334.09
Jumlah							86,683.16		88,300.00
Kedalaman hujan (mm)							0.98		1.00

Sumber: Analisis perhitungan



Gambar 5. Grafik nilai debit unit HSS Nakayasu

Selanjutnya untuk analisis debit banjir rancangan yaitu dengan mencari nilai debit maksimum dari curah hujan yang telah terinfiltrasi “metode horton” dengan mengalikan debit koreksi nakayasu terus di jumlahkan. Berikut contoh analisis debit banjir rancangan kala ulang 100<sup>th</sup>, 1000<sup>th</sup>, dan PMP yang diambil dalam waktu 24 jam.

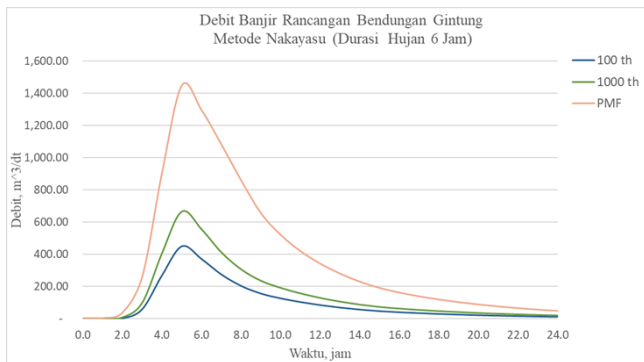
**Tabel 3.** Rekap analisis debit banjir hujan rancangan setiap kala ulang

No	t jam	Q m <sup>3</sup> /s/mm	Debit banjir rancangan untuk tiap kala ulang (m <sup>3</sup> /dt)							PMF	
			2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	100 th	200 th		1000 th
1	-	-	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
2	1.00	0.53	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	3.79
3	2.00	2.80	0.04	0.04	0.04	1.06	1.94	2.93	4.04	6.46	38.38
4	3.00	4.60	14.10	22.28	27.44	40.13	49.58	60.26	72.18	98.23	261.69
5	4.00	3.41	74.23	119.29	147.87	197.16	231.44	270.19	313.44	407.94	907.36
6	5.00	2.53	121.91	202.72	254.54	334.45	388.45	449.50	517.62	666.49	1,447.71
7	6.00	1.88	90.41	159.22	204.03	272.32	318.31	370.31	428.34	555.15	1,294.34
8	7.00	1.45	67.06	118.09	151.32	201.95	236.06	274.63	317.66	411.69	1,081.23
9	8.00	1.18	49.74	87.58	112.22	149.88	175.26	203.96	235.99	305.97	858.96
10	9.00	0.97	38.34	67.24	86.04	114.93	134.43	156.48	181.08	234.85	655.00
11	10.00	0.79	31.42	54.77	69.95	93.29	109.05	126.87	146.76	190.21	520.34

12	11.00	0.65	25.75	44.88	57.31	76.44	89.35	103.95	120.24	155.85	419.58
13	12.00	0.53	21.10	36.78	46.96	62.63	73.21	85.17	98.52	127.69	341.79
14	13.00	0.44	17.30	30.14	38.48	51.32	59.99	69.79	80.73	104.62	280.08
15	14.00	0.38	14.18	24.70	31.54	42.07	49.18	57.23	66.20	85.82	229.87
16	15.00	0.33	11.83	20.56	26.24	35.00	40.93	47.64	55.11	71.46	190.97
17	16.00	0.28	10.19	17.86	22.51	30.01	35.08	40.81	47.21	61.19	162.16
18	17.00	0.24	8.78	15.22	19.39	25.85	30.21	35.15	40.66	52.70	138.66
19	18.00	0.21	7.57	13.11	16.70	22.26	26.02	30.28	35.02	45.38	119.09
20	19.00	0.18	6.52	11.29	14.39	19.18	22.42	26.08	30.16	39.09	102.56
21	20.00	0.16	5.62	9.73	12.40	16.52	19.31	22.46	25.98	33.67	88.33
22	21.00	0.13	4.85	8.39	10.68	14.23	16.64	19.35	22.38	29.00	76.07
23	22.00	0.12	4.18	7.23	9.21	12.26	14.33	16.67	19.28	24.98	65.51
24	23.00	0.10	3.61	6.23	7.93	10.57	12.35	14.36	16.61	21.52	56.42
25	24.00	0.09	3.11	5.37	6.84	9.11	10.64	12.37	14.31	18.53	48.59
Debit maksimum			121.91	202.72	254.54	334.45	388.45	449.50	517.62	666.49	1.447.71

3	60.26	31.60	2.43	34.02	1.38	0.05	322.05
4	270.19	165.23	32.65	197.87	10.50	0.31	322.31
5	449.50	359.84	187.38	547.22	47.75	0.84	322.84
6	370.31	409.90	499.47	909.37	104.32	1.38	323.38
7	274.63	322.47	805.05	1127.52	145.75	1.70	323.70
8	203.96	239.29	981.77	1221.07	164.81	1.83	323.83
9	156.48	180.22	1056.25	1236.48	168.11	1.86	323.86
10	126.87	141.68	1068.37	1210.05	162.46	1.82	323.82
11	103.95	115.41	1047.59	1163.00	152.86	1.75	323.75
12	85.17	94.56	1010.14	1104.70	141.17	1.66	323.66
13	69.79	77.48	963.53	1041.01	128.67	1.57	323.57
14	57.23	63.51	912.34	975.85	116.52	1.48	323.48
15	47.64	52.43	859.33	911.76	104.73	1.38	323.38
16	40.81	44.22	807.03	851.25	94.35	1.29	323.29
17	35.15	37.98	756.90	794.88	84.68	1.21	323.21
18	30.28	32.71	710.21	742.92	76.46	1.13	323.13
19	26.08	28.18	666.47	694.64	68.93	1.06	323.06
20	22.46	24.27	625.71	649.98	62.01	1.00	323.00
21	19.35	20.91	587.97	608.87	56.31	0.93	322.93
22	16.67	18.01	552.56	570.57	50.99	0.88	322.88
23	14.36	15.52	519.58	535.10	46.07	0.82	322.82
24	12.37	13.37	489.03	502.40	41.83	0.78	322.78

Sumber: Analisis perhitungan



Gambar 5. Grafik debit banjir hujan rancangan 6 jam Q 100<sup>th</sup>, 1000<sup>th</sup>, dan PMP

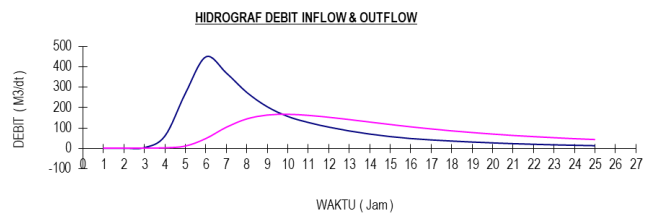
**B. Flood Routing**

Variabel terpenting dalam penelusuran banjir adalah *inflow* dan *outflow*. Saat *inflow* masuk kedalam tampungan sampai elevasi diatas ambang, maka elevasi muka air akan turun sampai debit *inflow* sama dengan *outflow*. Kapasitas tampungan waduk berfungsi mereduksi debit banjir. Penelusuran banjir diperlukan untuk mengetahui debit *outflow* maksimum dan tinggi air maksimum di atas ambang pelimpah pada debit *outflow* yang bersesuaian. Hal ini sebagai dasar perencanaan hidrolika struktur agar tidak membahayakan puncak bendungan pada saat banjir besar.

Tabel 4. Penelusuran banjir kala ulang Q 100<sup>th</sup>

Waktu (jam)	Q <sub>inflow</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	Q <sub>inflow</sub> Rerata (m <sup>3</sup> /dt)	ψ (m <sup>3</sup> /dt)	φ (m <sup>3</sup> /dt)	Q <sub>outflow</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	H (m)	Elev. Muka Air (m)
0	0.04	0			0.04	0.00	322.00
1	0.04	0.04	1.04	1.09	0.04	0.00	322.00
2	2.93	1.49	1.04	2.53	0.10	0.00	322.00

Sumber: Analisis perhitungan



Gambar 6. Grafik hubungan reduksi debit banjir dan waktu Q 1000<sup>th</sup>

**C. Analisis Hidrolika**

Debit banjir rancangan outflow dari hasil analisis penelusuran banjir melalui pelimpah yang direncanakan akan dijadikan sebagai acuan untuk mendesain hidrolika dan struktur dari bangunan pelimpah.

**1) Profil Pelimpah**

Profil spillway direncanakan dengan tipe yang dikembangkan oleh US Army Corps of Engineers Waterways Experimental Station (WES) dengan hulu *vertical*.

Debit outflow maksimum Q100 = 449,95 m<sup>3</sup>/dt

Debit per satuan lebar = 12,86 m<sup>3</sup>/dt

Lebar ambang pelimpah L = 35 m

Profil muka:

Hd = 4,219 m | K = 2,00 | n = 1,85 | n-1 = 0,85

R1 = 0,500 Hd = 2,110 m

R2 = 0,200 Hd = 0,844 m

X1 = 0,282 Hd = 1,190 m

X2 = 0,175 Hd = 0,738 m

Dengan persamaan sebagai berikut di dapat X dan Y

$$X^{1,850} = 2,000 \cdot Hd^{0,85} \cdot Y$$

$$X^{1,850} = 2,000 \cdot 4,219^{0,85} \cdot Y$$

$$X^{1,850} = 6,799 \cdot Y$$

$$Y = 0,147 \cdot X^{1,850}$$

$$Y' = 0,272 \cdot X^{0,850}$$

$$1,00 = 0,272 \cdot X^{0,850}$$

$$X = 4,624$$

$$Y = 2,500$$

## 2) Saluran Transisi

Profil muka aliran air saluran transisi dihitung dengan menggunakan metode “direct step method”, untuk langkah-langkahnya sebagai berikut:

Persamaan:  $Y1+hv1=Y2+hv2+he+hf$

- Coba-coba tinggi muka air
- Mencari luas setiap section (5m)
- Mencari kecepatan aliran setiap section (5m)
- Tinggi energi (hv) setiap section (5m)
- Mencari jari-jari hidraulik
- Kemiringan garis energi
- Kehilangan energi akibat penampang
- Kehilangan tinggi akibat gesekan (hf)
- Kontrol dari coba-coba tinggi muka air jika belum

sama atau mendekati 0 maka harus di ulang langkah-langkah di atas. Dari hasil tersebut didapat panjang saluran transisi 45 m dengan elevasi hulu 320,78 m dan elevasi hilir 314,531 m.

## 3) Saluran Peluncur

Analisis profil muka aliran air pada saluran peluncur memiliki konsep yang sama seperti saluran transisi. Analisis perhitungan dengan menggunakan metode “direct step method”, yang membedakan adalah dengan terdapatnya slope pada saluran ini. Berdasarkan elevasi ujung udik dan ujung hilir saluran peluncur (rencana) memiliki elevasi 279,036 m dan 221,58 m dengan panjang 250 m. dengan itu didapat nilai slope saluran peluncur adalah 0,236. Langkah-langkah analisis saluran peluncur sebagai berikut:

- Coba-coba tinggi muka air
- Mencari luas setiap section (5m)
- Mencari kecepatan aliran setiap section (5m)
- Tinggi energi (hv) setiap section (5m)
- Mencari jari-jari hidraulik
- Kemiringan garis energi
- Kehilangan energi akibat penampang
- Kehilangan tinggi akibat gesekan (hf)
- Kontrol dari coba-coba tinggi muka air jika belum sama atau mendekati 0 maka harus di ulang langkah-langkah di atas.

Dari hasil tersebut didapat panjang saluran peluncur 420 m dengan elevasi hulu 314,5 m dan elevasi hilir 248,819 m.

## 4) Peredam Energi

Kolam olak USBR tipe II dipilih karena beberapa hal pertimbangan dan untuk analisis desainnya sebagai berikut:

- $Fr > 4,5$  m/dt
- $V < 18$  m/dt
- $q < 18,5$  m<sup>3</sup>/dt/m

Dari beberapa ketentuan diatas bisa dilakukan untuk analisis perhitungan dari beberapa bagaian kolam olak tipe ini dengan pembacaan grafik sebagai berikut:

- $Tw/D1 = 6,6$
- $D2 = Tw/D1 \times D1 = 8,14$ m
- $L/D2 = 3,75$
- $L = L/D2 \times D2 = 30,51$ m
- $V2 = \frac{Q}{B \times D2} = 5,44$  m/dt
- Degree ( $\alpha$ ) =  $6,5^\circ$
- $Fr2 = 0,61$  (sub-kritis)

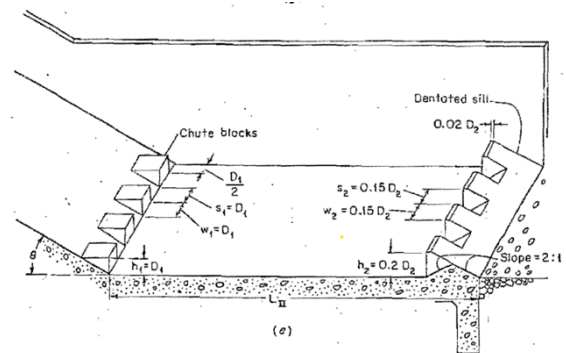


Fig. 15-16 (Continued).

**Gambar 7.** Desain saluran peredam energi USBR tipe II  
Detail bangunan peredam energi USBR tipe II didapatkan hasil sebagai berikut:

- Dimensi Blok Muka
  - Lebar = 1,23 m
  - Jarak antar gigi = 1,23 m
  - Jarak dari dinding = 0,62 m
  - Tinggi = 1,23 m
- Dimensi Blok Ujung
  - Lebar = 1,22 m
  - Lebar atas = 0,163 m
  - Jarak antar gigi = 1,22 m
  - Tinggi = 1,63 m

## 4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil pembahasan diatas, terdapat beberapa kesimpulan yang dapat diambil diantaranya:

- Analisis Hidrologi

Dari data 5 stasiun hujan dengan kurun waktu pencatatan 20<sup>th</sup> didapatkan debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu yaitu:  $Q_{100th} = 449,495 \text{ m}^3/\text{dt}$ ,  $Q_{1000th} = 666,49 \text{ m}^3/\text{dt}$ , dan  $Q_{PMF} = 1447,71 \text{ m}^3/\text{dt}$ .

## 2. Analisis Flood Routing

Dari data debit banjir di atas dilanjutkan untuk melakukan kalkulasi kemungkinan tinggi limpasan air pada mercu pelimpah dan persentase daya tampung waduk.

- $Q_{100th}$  didapat tinggi air 1,87 m dengan persentase 62,94%
- $Q_{100th}$  didapat tinggi air 2,58 m dengan persentase 57,79%
- $Q_{100th}$  didapat tinggi air 5,06 m dengan persentase 43,36%

## 3. Analisis Hidrolika

Dari kedua hasil diatas untuk hidrolika dari alternatif desain spillway dari elv. 322,00 – elv. 248,00 di dapatkan sebagai berikut:

- Mercu spillway menggunakan desain ogee dengan koodinat  $X = 4,624$  dan  $Y = 2,5$
- Saluran transisi, lebar hulu 35 m, lebar hilir 15 m panjang 45 m dengan slope 0,111 dan Fr 5,87
- Saluran peluncur lebar hulu dan hilir 15 m panjang 420 m dengan slope 0,158 dan Fr 4,86
- Peredam energi USBR tipe II lebar 15 m panjang 30,51 m dengan Fr akhir 0,6 (sub-kritis)

## 4. Rencana anggaran biaya

Untuk nilai biaya dari konstruksi spillway diambil dari biaya pekerjaan pembetonan senilai Rp

- United States Departement of The Interior Bureau of Reclamation (USBR). 1974. *Design of Small Dams*. New Delhi: A Water Resources Technical Publication, Oxford & IBH Publishing Co.
- BSN Badan Standarisasi Nasional. 2022. SNI 3432:2022. Tata Cara Penetapan Banjir Desain Dan Kapasitas Pelimpah Untuk Bendungan. Jakarta.
- BSN Badan Standarisasi Nasional. 2012. SNI 7746:2012. Tata Cara Perhitungan Hujan Maksimum Boleh Jadi Dengan Metode *Hersfield*. Jakarta.
- Jalaludin, M. S., Taufiq, M., & Juwono, P. T. (2018). Studi Perencanaan Spillway Bendungan Loea Kabupaten Kolaka Timur Provinsi Sulawesi Tenggara. *Universitas Brawijaya*.
- Firdaus, M. R., Rizal, N. S., & Manggala, A. S. (2022). Kajian Model Fisik Pengaruh Perubahan Jari–Jari Kolam Olak Pada Peredam Energi Tipe Bucket. *Jurnal Smart Teknologi*, 3, 480-491.
- Krisnayanti, D. S., Hangge, E. E., & Sae, Y. C. (2020). Koefisien Limpasan Permukaan Pada Embung Kecil Di TTU, Belu, Malaka Dan Sabu-Raijua. *Jurnal Teknik Sipil*, 9, 113-126.

## DAFTAR PUSTAKA

- Chow, Ven Te. (1985). *Hidrolika Saluran Terbuka (Open Channel Hydraulics)*. Terjemahan Suyatman, VFX. Kristanto Sugiharto dan E.V. Nensi Rosalina. Jakarta: Erlangga.
- Soemarto, C.D. (1986). *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.
- Shanin, M.M.A. 1976. *Stastictical Analysis in Hidrology*. Volume 2. Laporan Penunjang Hidrologi PT. Kawarsa Hexagon.
- Sosrodarsono, Ir. Suyono & Kensaku Takeda. 1977. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta: Pradnya Paramita.
- Badaruddin, Syarifuddin, Kadir. H., & Nisa K. 2021. *Hidrologi Hutan*. Banjarmasin: CV. Batang.
- Sutopo, Heri. 2014. *Kavitasi di Dasar Saluran Curam*. Semarang.
- Ervianto, Wulfram I. 2009. *Manajemen Proyek Konstruksi*. Jakarta: Graha Ilmu.
- Falvey, Henri. T. 1990. *Cavitation in Chute and Spillways*. Colorado: USBR.