

# STUDI PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (*SPILLWAY*) PADA BENDUNGAN TUGU KABUPATEN TRENGGALEK

**Moh. Lutfi Maulana<sup>1)</sup>, Eko Noerhayati<sup>2)</sup>, Azizah Rachmawati<sup>3)</sup>**

<sup>1)</sup>Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Islam Malang, email; moh\_lutfimaulana@yahoo.com

<sup>2)</sup>Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Islam Malang, email:eko.noerhayati@unisma.ac.id

<sup>3)</sup>Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Islam Malang, email: azizah.rachmawati@unisma.ac.id

## ABSTRAKSI

Bendungan Tugu adalah bendungan yang dibangun untuk memenuhi kebutuhan air irigasi dan kebutuhan air baku. Debit air yang masuk ke dalam bendungan diusahakan agar tidak sampai melimpah di atas puncak mercu bendungan, maka perlu direncanakan bangunan yang dapat melimpahkan debit banjir ke hilir secara optimal. Salah satu bangunan pelengkap pada bendungan adalah bangunan pelimpah. Dari hasil studi didapatkan analisis debit banjir rencana  $Q_{100th} = 324,246$  m<sup>3</sup>/dt. Elevasi puncak *spillway* + 254,00 m. *Spillway* direncanakan dengan tipe *Ogee* lengkap dengan bangunan pelengkap yaitu saluran pengarah, saluran transisi, saluran peluncur dan bangunan peredam energi dengan tipe kolam olakan *USBR Type III*. Selanjutnya analisis berupa stabilitas kontrol guling, kontrol geser, kontrol daya dukung tanah dengan hasil bangunan yang direncanakan masih tergolong aman.

**Kata kunci :** *Spillway, Bendungan, Tugu, Trenggalek*

## PENDAHULUAN

### Latar Belakang

Ketersediaan sumber daya air mempunyai peran yang sangat mendasar untuk menunjang pengembangan ekonomi wilayah. Sumber daya air yang terbatas disuatu wilayah mempunyai implikasi kepada kegiatan pembangunan yang terbatas dan pada akhirnya kegiatan ekonomipun terbatas sehingga kemakmuran rakyat makin lama tercapai. Masalah kekurangan dan kelebihan ketersediaan sumber daya air ini terjadi di wilayah Kabupaten Trenggalek yang antara lain terjadi di desa Nglinggis

kecamatan Tugu. Untuk mengatasi hal tersebut maka dibangunlah bendungan sebagai alternatif untuk menampung air pada waktu penghujan dan dimanfaatkan pada musim kemarau. Salah satu bangunan pelengkap pada bangunan bendungan adalah bangunan pelimpah.

### Rumusan Masalah

1. Berapa debit banjir rancangan dengan kala ulang  $Q_{100th}$  yang digunakan untuk mendimensi bangunan pelimpah ?
2. Berapa tinggi elevasi puncak *spillway* ?
3. Bagaimana dimensi konstruksi bangunan pelimpah ?

## Tujuan dan Manfaat

Sesuai topik bahasan studi ini memiliki tujuan sebagai berikut:

1. Mengetahui debit banjir rancangan dengan kala ulang  $Q_{100th}$ .
2. Mengetahui tinggi elevasi puncak *spillway*.
3. Mengetahui dimensi bangunan pelimpah yang dapat melimpahkan air pada saat banjir.

Adapun manfaat yang dapat diperoleh dari pembahasan ini adalah agar dapat melimpahkan kelebihan air sehingga limpasan air di atas bendungan dapat dihindari dan sumber daya air di daerah sungai Keser dapat dimanfaatkan dengan optimal.

## TINJAUAN PUSTAKA

### Analisa Hidrologi

Perhitungan analisa hidrologi bangunan pelimpah memerlukan langkah sebagai berikut:

#### 1. Uji Konsistensi Data

Ketelitian hasil perhitungan dalam ramalan hidrologi sangat diperlukan yang tergantung dari konsistensi data itu sendiri. Hal ini dapat diselidiki dengan menggunakan lengkung massa ganda.

#### 2. Curah Hujan Rerata Daerah

Pada studi perencanaan kali ini perhitungan hujan rerata daerah dilakukan dengan menggunakan metode *Polygon Theisen*.

$$Hr = \frac{A1.H1 + A2.H2 + A3.H3 + \dots + An.Hn}{A1 + A2 + A3 + \dots + An}$$

#### 3. Curah Hujan Rancangan

Parameter-parameter statistik yang diperlukan oleh distribusi *Log Person Type III* adalah :

- a. Harga rata-rata
- b. Standart deviasi
- c. Koefisien kemencengan

#### 4. Uji Smirnov Kolmogorof

Uji kecocokan *Smirnov Kolmogorof* sering disebut juga uji kecocokan *non-parametric*, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Tabel 1. Nilai Kritis  $D_0$  Uji *Smirnov Kolmogorof*

(Sumber : Soewarno, 1995:199)

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

#### 5. Debit Banjir Rancangan

Debit banjir rencana adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu, dengan rumus :

$$Qp = \frac{CA \times Ro}{3,6(0,3Tp + T0,3)}$$

dimana :

$Qp$  = debit puncak ( $m^3/dt$ )

$CA$  = luas DAS ( $km^2$ )

$Ro$  = hujan satuan (mm)

6. Lengkung Kapasitas Waduk  
Untuk menentukan volume tampungan waduk dengan rumus :

$$V_x = \frac{1}{3} \cdot Z \cdot (F_y + F_x \sqrt{F_y + F_x})$$

Dimana :

$V_x$  = volume pada kontur ( $m^3$ )

$F_y$  = luas pada kontur Y ( $m^2$ )

$F_x$  = luas pada kontur X ( $m^2$ )

### Perencanaan Bangunan Pelimpah

Debit yang lewat ambang bebas dapat dihitung dengan rumus :

$$Q = C.L.H^{3/2}$$

Dimana :

$Q$  = debit banjir ( $m^3/dt$ )

$C$  = koefisien limpahan ( $m^{0.5}/dt$ )

$L$  = lebar efektif mercu pelimpah (m)

#### 1. Lebar Efektif Pelimpah

Persamaan yang digunakan untuk menghitung panjang efektif pelimpah adalah :

$$L = L' - 2(n.K_p + K_a)H$$

Dimana :

$L$  = panjang efektif pelimpah (m)

$L'$  = panjang pelimpah sesungguhnya (m)

$n$  = jumlah pilar

$K_p$  = koefisien kontraksi pilar

$K_a$  = koefisien kontraksi dinding samping

$H$  = tinggi tekan total di aras mercu (m)

#### 2. Tipe Ambang Pelimpah

Tipe ambang pelimpah dalam kajian ini digunakan bentuk standart tipe Ogee, yang dikembangkan *Civil Engineering Departement U.S. Army* atau bisa disebut rumus lengkung *Harold*.

$$X^{1.85} = 2 \cdot Hd^{0.85} \cdot Y \text{ dan}$$

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2 \cdot Hd^{0.85}}$$

Dimana :

$X$  = jarak horizontal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik dipermukaan mercu sebelah hilir

$Y$  = jarak vertikal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik permukaan mercu sebelah hilir

$Hd$  = tinggi air di atas ambang

#### 3. Profil muka Air di atas Pelimpah

Untuk menentukan profil muka air pada ambang bangunan pelimpah menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$V_z = \sqrt{2 \cdot g(z + Hd - Yz)} \text{ dan}$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot Yz}}$$

Dimana :

$V_z$  = kecepatan aliran pada titik sejauh  $z$  (m/dt)

$Yz$  = kedalaman aliran pada titik sejauh  $z$  (m)

$F_z$  = bilangan Froude pada titik sejauh  $z$

$Hd$  = tinggi air di atas pelimpah

$Q$  = debit banjir rancangan ( $m^3/dt$ )

$L$  = lebar pelimpah (m)

#### 4. Saluran Transisi

Bentuk saluran transisi bisa dihitung dengan rumus :

$$L = \frac{(b_1 - b_2)^{0.5}}{\tan \theta}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}, \quad V_c = \frac{q}{Y_c}$$

#### 5. Saluran Peluncur

Perhitungan sistem coba banding rumus *Bernoulli* :

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L$$

Dimana :

$z$  = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal

$d$  = kedalaman air pada bidang tersebut

$h_v$  = tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut

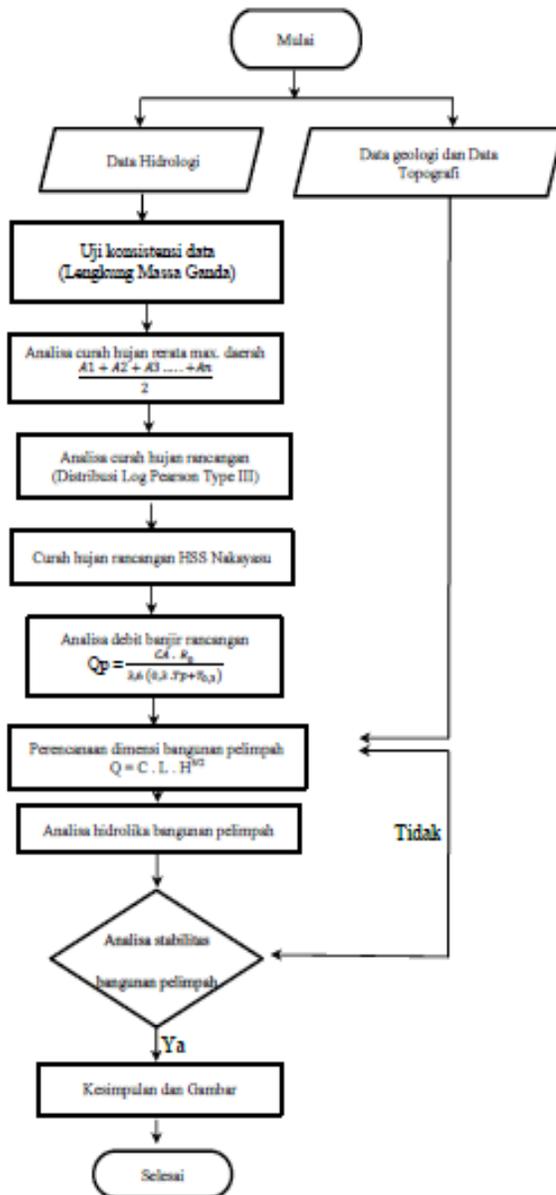
$h_L$  = kehilangan tinggi tekanan yang terjadi di antara dua bidang vertikal yang ditentukan

#### 6. Peredam Energi



Lebih jelasnya dapat dilihat pada bagan alir di bawah ini:

### Bagan Alir Studi Perencanaan Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

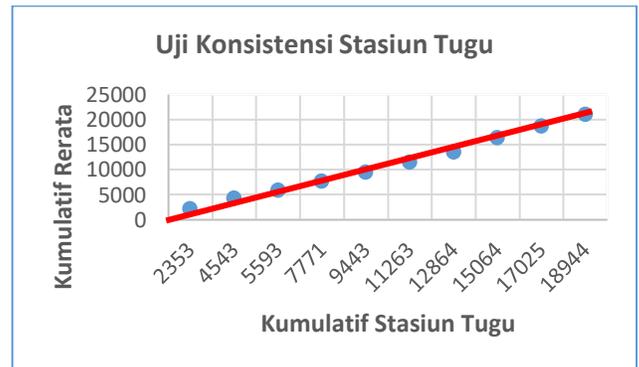


## PEMBAHASAN

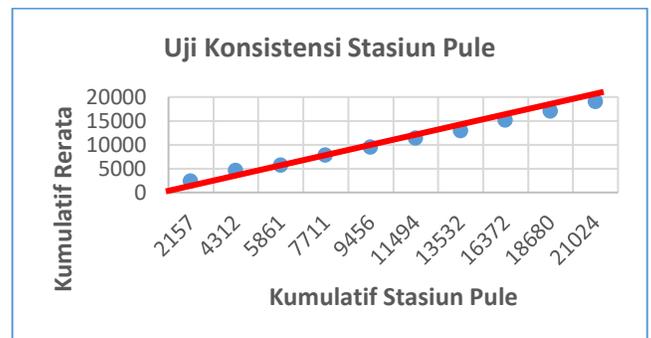
### Analisa Hidrologi

#### 1. Uji Konsistensi Data Curah Hujan

Uji konsistensi data adalah sebuah tahap perhitungan dimana data-data yang tersedia akan diuji keakuratannya terlebih dahulu sebelum melakukan perhitungan curah hujan andalan dan curah hujan efektif. Dari hasil uji konsistensi pada tabel 4.1 dan 4.2 maka, terbentuk grafik perbandingan antara nilai kumulatif yang diuji dengan nilai kumulatif rerata yang dapat dilihat pada gambar grafik di bawah ini :



Gambar 2. Grafik Uji Konsistensi Stasiun Tugu



Gambar 3. Grafik Uji Konsistensi Stasiun Pule

### 3. Analisa Curah Hujan Rancangan

Tahun	Stasiun Pengamatan		Rata-rata
	Tugu	Pule	
1	2	3	4
2007	79	60	69,5
2008	72	67	69,5
2009	110	85	97,5
2010	98	87	92,5
2011	120	157	138,5
2012	106	74	90
2013	160	234	197
2014	75	125	100
2015	78	107	92,5
2016	73	106	89,5

### 4. Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorof

Dari perhitungan nilai D, menunjukkan nilai Dmax = 0,202. Dengan menggunakan derajat kepercayaan 5%, maka diperoleh Do = 0,41. Karena nilai Dmax lebih kecil dari nilai Do kritis (0,202 < 0,41) maka persamaan distribusi yang diperoleh dapat diterima.

### 5. Perhitungan Banjir Rencana

$$Q_p = \frac{CA \cdot R_0}{3,6 (0,3 T_p + T_0,3)}$$

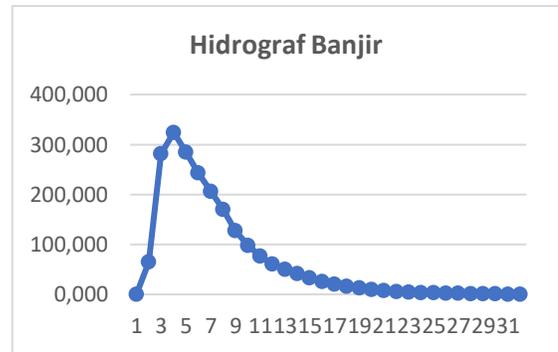
$$Q_p = \frac{43,060 \cdot 1}{3,6 (0,3 \cdot 1,8 + 3,000)} = 3,540 \text{ m}^3/\text{dt}$$

### 6. Distribusi Hujan Jam-jaman (periode 100 tahun)

Tabel 6. Perhitungan Hidrograf Banjir Periode 100 tahun

Jam	Qp	R1	R2	R3	R4	R5	BaseFlow	Q banjir
(t)	(m3/det)	74,637	19,265	13,652	10,845	9,186	(m3/det)	(m3/det)
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,420	0,420
1	0,864	64,462	0,000				0,420	64,882
1,8	3,540	264,215	16,639	0,000			0,420	281,274
2	3,267	243,837	68,198	11,791	0,000		0,420	324,246
3	2,187	163,232	62,938	48,328	9,367	0,000	0,420	284,285
4	1,464	109,273	42,133	44,601	38,391	7,934	0,420	242,752
4,8	1,062	79,264	28,205	29,857	35,430	32,518	0,420	205,695
5	1,007	75,135	20,459	19,987	23,718	30,010	0,420	169,730
6	0,770	57,497	19,393	14,498	15,878	20,090	0,420	127,776
7	0,590	44,000	14,841	13,743	11,517	13,449	0,420	97,970
8	0,451	33,671	11,357	10,517	10,917	9,756	0,420	76,638
9	0,345	25,767	8,691	8,048	8,354	9,247	0,420	60,527
9,3	0,319	23,779	6,651	6,159	6,393	7,076	0,420	50,479
10	0,264	19,718	6,138	4,713	4,892	5,415	0,420	41,297
11	0,202	15,089	5,090	4,350	3,744	4,144	0,420	32,836
12	0,155	11,547	3,895	3,607	3,455	3,171	0,420	26,095
13	0,118	8,836	2,980	2,760	2,865	2,927	0,420	20,789
14	0,091	6,762	2,281	2,112	2,193	2,427	0,420	16,194
15	0,069	5,175	1,745	1,616	1,678	1,857	0,420	12,491
16	0,053	3,960	1,336	1,237	1,284	1,421	0,420	9,658
17	0,041	3,030	1,022	0,947	0,983	1,088	0,420	7,489
18	0,031	2,319	0,782	0,724	0,752	0,832	0,420	5,830
19	0,024	1,775	0,599	0,554	0,575	0,637	0,420	4,560
20	0,018	1,358	0,458	0,424	0,440	0,487	0,420	3,588
21	0,014	1,039	0,351	0,325	0,337	0,373	0,420	2,844
22	0,011	0,795	0,268	0,248	0,258	0,285	0,420	2,275
23	0,008	0,609	0,205	0,190	0,197	0,218	0,420	1,840
24	0,006	0,466	0,157	0,145	0,151	0,167	0,420	1,506
			0,120	0,111	0,116	0,128	0,420	0,895
				0,085	0,088	0,098	0,420	0,691
					0,068	0,075	0,420	0,563
						0,057	0,420	0,477

(Sumber: Perhitungan)



Gambar 1. Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu

Dari hasil perhitungan tabel 6. dapat dibuat grafik hidrograf *Nakayasu* hubungan antara debit dan waktu yang disajikan pada grafik 1. di atas. Debit maksimum terbesar pada periode 100 tahun dengan metode *Nakayasu* adalah sebesar 324,246 m³/dt.

## 7. Kapasitas Tampung Waduk

Tabel 7. Hubungan Elevasi, Luas Genangan, Volume Genangan

Luas Genangan (m <sup>2</sup> )	Volume Genangan (m <sup>3</sup> )	Kom. Volume Genangan (m <sup>3</sup> )
1080,000	0,000	0,000
6130,000	5740,000	18180,000
17740,000	15350,000	73990,000
33100,000	31990,000	203530,000
48490,000	47100,000	407210,000
63010,000	61770,000	687540,000
78570,000	76610,000	1038610,000
96060,000	94420,000	1477100,000
120110,000	117450,000	2017140,000
146770,000	143860,000	2685460,000
177190,000	174670,000	3504670,000
218460,000	215090,000	4508910,000
257800,000	255420,000	5728870,000
297870,000	294370,000	7126670,000
342850,000	338840,000	8736030,000
390600,000	386480,000	10579050,000
436550,000	432690,000	12655980,000

(Sumber: Balai Besar Sungai Brantas)

### Perencanaan Spillway

#### 1. Perhitungan Koefisien Debit

Koefisien debit juga ditentukan berdasarkan rumus empiris Iwasaki, maka tinggi tekanan rencana (Hd), dicari dengan harga C mula-mula diasumsikan 2,1.

$$Hd = \left(\frac{Q}{C.L}\right)^{2/3}$$

$$= \left(\frac{324,246}{2,1 \cdot 24}\right)^{2/3} = 3,581 \text{ m}$$

Tinggi pelimpah rencana 3 m

$$a = \frac{0,6 \left(0,0416 \left(\frac{Hd}{T}\right)^{0,99}\right)}{1 + 0,0416 \left(\frac{Hd}{T}\right)^{0,99}}$$

$$= \frac{0,6 \left(0,0416 \left(\frac{3,581}{3}\right)^{0,99}\right)}{1 + 0,0416 \left(\frac{3,581}{3}\right)^{0,99}} = 0,6$$

Diperoleh harga C pada saat h=Hd sebesar = 3,472 m.

#### 2. Perencanaan Ambang Pelimpah

Tipe ambang pelimpah dalam kajian ini digunakan bentuk standart tipe Ogee. Penampang memanjang pelimpah bagian hilir dapat diperoleh dengan rumus :

$$X^{1,85} = 2 Hd^{0,85} Y$$

Dimana :

Hd = tinggi tekan rencana (m)

R = jari-jari lengkung ambang pelimpah sebelah hulu (m)

X = jarak horizontal dari titik tertinggi ambang pelimpah (m)

Y = jarak vertikal dari titik ambang pelimpah (m)

$$Hd = 3,472 \text{ m}$$

$$El. = +251,00$$

$$d_1 = 0,175 Hd \rightarrow d_1 = 0,175 \times 3,472 = 0,607 \text{ m}$$

$$d_2 = 0,282 Hd \rightarrow d_2 = 0,282 \times 3,472 = 0,979 \text{ m}$$

$$R_1 = 0,5 Hd \rightarrow R_1 = 0,5 \times 3,472 = 1,736 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,2 Hd \rightarrow R_2 = 0,2 \times 3,472 = 0,694 \text{ m}$$

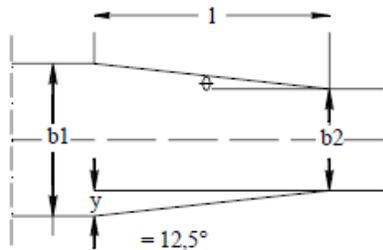
Tabel 8. Hubungan X dan Y dalam Lengkung Harold

x	y	Elevasi
0	0	251
1,924	0,25	251,25
2,174	0,5	251,5
2,424	0,75	251,75
2,674	1	252
2,924	1,25	252,25
3,174	1,5	252,5
3,424	1,75	252,75
3,674	2	253
3,924	2,25	253,25
4,174	2,5	253,5
4,424	2,75	253,75
4,674	3	254

(Sumber: Perhitungan)

### 3. Perencanaan Saluran Transisi

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan tidak menimbulkan air terhenti (*back water*). Bentuk saluran transisi ditentukan sebagai berikut :



(Sumber: Prastumi, dan Aniek Masrevaniah. 2008:123)

Lebar spillway ( $b_1$ ) = 24 m  
 Lebar saluran peluncur ( $b_2$ ) = 15 m  
 Inklasi sebesar  $12^\circ 30'$  dapat diketahui panjang dari saluran transisi ini :

$$L = \frac{(b_1 - b_2) / 2}{\tan 12,5^\circ} = \frac{(24 - 15) / 2}{\tan 12,5^\circ}$$

= 20,298 m dipakai 21 m

Perhitungan bagian hilir pada saluran transisi :

$$q = Q/b_2 = 21,616 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

$$H_t = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{21,616^2}{9,81}} = 3,624 \text{ m}$$

$$V_t = q/H_t = 21,616/3,624 = 5,964 \text{ m}/\text{dt}$$

### 4. Perencanaan Saluran Peluncur

Dengan memperhatikan data topografi dan geologi pada daerah rencana, direncanakan saluran peluncur +251,00 dengan lebar peluncur 247,64 m dimana elevasi akhir +170,00 saluran peluncur direncanakan lurus dengan panjang saluran 15 m.

Tinggi air ( $H_{pt}$ ) bagian awal saluran peluncur = dengan tinggi air ( $H_t$ ) bagian akhir saluran transisi. Dengan sistem coba banding dapat diketahui tinggi air pada bagian akhir aliran peluncur.

Dapat diketahui tinggi air bagian akhir saluran peluncur ( $H_{p2}$ ) adalah 0,527 m.

### 5. Perencanaan Peredam Energi

Tinggi air pada akhir saluran peluncur ( $H_{p2}$ ) = tinggi air pada awal kolam olakan ( $H_1$ ), dan kecepatan aliran pada akhir saluran peluncur ( $V_{p2}$ ) = kecepatan aliran pada bagian awal kolam olakan ( $V_1$ ).

$$H_1 = H_{p2} = 0,527 \text{ m}$$

$$V_1 = V_{p2} = 41,036 \text{ m}/\text{dt}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot H_1}} = \frac{41,036}{\sqrt{9,81 \cdot 0,527}} = 18,053 > 1 \text{ kondisi}$$

aliran sebelum terjadi loncatan adalah super kritis.

### 6. Perencanaan Kedalaman Air Bagian Akhir Kolam Olak ( $H_2$ )

Kedalaman air bagian akhir kolam olak ( $h_2$ ) adalah :

$$\frac{H_2}{H_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{(1 + 8 \cdot F_1^2)} - 1 \right)$$

$$= \frac{1}{2} \left( \sqrt{(1 + 8 \cdot 18,053^2)} - 1 \right)$$

$$H_2 = 25,035 \cdot 0,527 = 13,193 \text{ m}$$

### 7. Perencanaan Panjang Kolam Olakan ( $L_j$ )

Panjang kolam olakan (Lj) dapat dihitung menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} L_j &= 4,5 \cdot H_z / F_1^{0,76} \\ &= 4,5 \cdot 13,193 / 18,053^{0,76} \\ &= 6,585 \text{ m} \end{aligned}$$

### Stabilitas kontruksi bangunan pelimpah

1. Kontrol Stabilitas Ambang Pelimpah pada Kondisi MAN dengan Gempa

a. Bahaya Guling

$$\begin{aligned} S_f &= \frac{108,504}{36,829} \geq 1,5 \\ &= 2,946 \geq 1,5 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

b. Bahaya Geser

$$\begin{aligned} S_f &\leq \frac{51,031}{5,151} \\ 1,5 &\leq 9,523 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

c. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{\sum V}{B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq \sigma_{\text{ijin}} \\ &= \frac{51,031}{5,151} \left( 1 + \frac{6 \cdot -1,421}{5,65} \right) = -4,596 \leq \\ &\sigma_{\text{ijin}} \\ &= -4,596 \leq 21,331 \text{ ton/m}^2 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

2. Kontrol Stabilitas Ambang Pelimpah pada Kondisi MAN dengan Gempa

a. Bahaya Guling

$$\begin{aligned} S_f &= \frac{108,504}{38,758} \geq 1,5 \\ &= 2,799 \geq 1,5 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

b. Bahaya Geser

$$\begin{aligned} S_f &\leq \frac{51,031}{7,350} \\ 1,5 &\leq 6,942 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

c. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{\sum V}{B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq \sigma_{\text{ijin}} \\ &= \frac{51,031}{5,65} \left( 1 + \frac{6 \cdot -1,421}{5,65} \right) = -4,596 \leq \\ &\sigma_{\text{ijin}} \\ &= -4,592 \leq 21,331 \text{ ton/m}^2 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

3. Kontrol Stabilitas Ambang Pelimpah pada Kondisi MAB tanpa Gempa

a. Bahaya Guling

$$S_f = \frac{130,925}{36,829} \geq 1,5$$

$$= 3,554 \geq 1,5 \text{ (aman)}$$

b. Bahaya Geser

$$\begin{aligned} S_f &\leq \frac{61,442}{5,515} \\ 1,5 &\leq 11,137 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

c. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{\sum V}{B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq \sigma_{\text{ijin}} \\ &= \frac{61,422}{5,65} \left( 1 + \frac{6 \cdot -1,294}{5,65} \right) = -4,067 \leq \\ &\sigma_{\text{ijin}} \\ &= -4,067 \leq 21,331 \text{ ton/m}^2 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

4. Kontrol Stabilitas Ambang Pelimpah pada Kondisi MAB dengan Gempa

a. Bahaya Guling

$$\begin{aligned} S_f &= \frac{130,925}{36,953} \geq 1,5 \\ &= 3,543 \geq 1,5 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

b. Bahaya Geser

$$\begin{aligned} S_f &\leq \frac{61,421}{5,680} \\ 1,5 &\leq 10,813 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

c. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{\sum V}{B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq \sigma_{\text{ijin}} \\ &= \frac{61,421}{5,65} \left( 1 + \frac{6 \cdot -1,294}{5,65} \right) = -4,067 \leq \\ &\sigma_{\text{ijin}} \\ &= -4,078 \leq 21,331 \text{ ton/m}^2 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

## PENUTUP

### Kesimpulan

1. Dari analisa hidrologi daerah aliran sungai desa Tugu diperoleh debit banjir rancangan dengan kala ulang Q100th sebesar 324.246 m<sup>3</sup>/dt.
2. Elevasi puncak *Spillway* +254,00 m.
3. Dari hasil perencanaan, diperoleh data teknis sebagai berikut :
  - a. Saluran Pengarah : lebar 24 m, panjang 15 m, elevasi +251,00.
  - b. Ambang Pelimpah : panjang 5,65 m, tinggi 3 m, elevasi puncak

- +254,00 m, dasar pelimpah +251,00 m.
- c. Saluran Transisi : lebar 15 m, panjang 21 m, elevasi hulu +251,00 m.
- d. Saluran Peluncur : lebar 15 m, panjang 247,64 m, elevasi hulu +251,00 m, elevasi hilir +170,00 m.
- e. Kolam Olak : tipe USBR III, panjang 6,585 m, lebar 15 m, tinggi air bagian awal (H1) 0,527 m, tinggi air bagian akhir (H2) 13,193 m.
- 4. Kontrol Stabilitas Bangunan Pelimpah
  - a. Kontrol Guling : muka air normal  $S_f = 2,946 \geq 1,5$  (aman), muka air banjir  $S_f = 3,554 \geq 1,5$  (aman)
  - b. Kontrol geser : muka air normal  $S_f = 1,5 \leq 9,253$  (aman), muka air banjir  $S_f = 1,5 \leq 11,137$  (aman)
  - c. Kontrol Daya Dukung Tanah : muka air normal  $\sigma_{max} = -4,596 \leq 21,331$  (aman), muka air banjir  $\sigma_{max} = -4,067 \leq 21,331$  (aman)

- Soemarto, CD. 1987. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.
- Chow, VT. 1987. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta : Erlangga.
- S K, Sidharta. 1997. *Irigasi dan Bangunan Air*. Jakarta : Gunadarma.
- Das, M Braja. 1988. *Mekanika Tanah Jilid 1*. Jakarta : Erlangga.
- Craig. 1983. *Mekanika Tanah – Terjemahan Edisi III*. Jakarta : Erlangga
- Anonim . 1986 . *Standar Perencanaan Irigasi, Kriteria Perencanaan Bagian Bangunan Utama (KP-02)*. Bandung : CV. Galang Persada.
- Anonim . 1986 . *Standar Perencanaan Irigasi, Kriteria Perencanaan Bagian Bangunan Utama (KP-06)*. Bandung : CV. Galang Persada.

## Saran

saran yang dapat penulis sampaikan untuk pengembangan lebih lanjut dari hasil penelitian ini adalah agar peneliti selanjutnya sekaligus merencanakan tulangan , RAB bangunan pelimpah.

## DAFTAR PUSTAKA

- Soedibyo. 2003. *Teknik Bendungan*. Jakarta :PT. Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono dan Kensaku Takeda. 1977. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta :PT. Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono dan Kensaku Takeda. 1976. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta :PT. Pradnya Paramita.
- Masrevaniah, Anik dan Prastumi. 2008. *Bangunan Air*. Surabaya :Skrikandi.