

Gambar 5. 2 Poligon Thiessen DAS Sungai Woro

Berdasarkan Poligon Thiessen di atas dihitung luas wilayah masing-masing kawasan yang dipengaruhi oleh masing-masing stasiun hujan sebagaimana dicantumkan pada Tabel 5.1.

Tabel 5. 1 Luas Pengaruh Pos Pengamatan Curah Hujan

No	Stasiun Hujan	Luas Pengaruh (km <sup>2</sup> )	Bobot (%)
1	Batur	0,48	5,14
2	Deles	6,56	70,31
3	Plosokerep	2,29	24,54
Jumlah		9,33	100

### 5.3 HUJAN MAKSIMUM HARIAN DAS

Hujan maksimum harian DAS untuk perancangan *Sabo Dam* Kali Woro diperoleh dari jumlah kedalaman hujan terbesar ketiga stasiun pada waktu yang sama, dengan memperhitungkan bobot pengaruh setiap stasiun yang mewakili luasan disekitarnya. Hasil perhitungan hujan maksimum harian rencana dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5. 2 Hujan Maksimum Harian

Tahun	Tanggal	Hujan Harian Maksimum			Rh Maks (mm)	Rh Maks Rencana (mm)
		Batur	Deles	Plosokerep		
		5,14%	70,31%	24,54%		
2014	28 Maret	332	116	111	125,89	165,17
	1 Januari	89	227	4	165,17	
	22 April	178	98	227	133,78	
2013	22 Februari	221	0	71	28,80	142,07
	11 September	76	178	53	142,07	
	15 November	124	110	119	112,93	
2012	16 Juni	227	109	44	99,12	99,12
	27 Desember	46	121	0	87,44	
	25 Juni	74	0	176	47,01	
2011	6 Mei	276	57	98	78,33	164,41
	20 Maret	108	198	80	164,41	
	1 Februari	119	86	146	102,42	
2010	17 Januari	167	101	22	85,01	114,52
	27 Desember	110	129	74	114,52	
	15 Januari	87	121	37	98,63	
2009	16 Mei	114	78	0	60,71	114,40
	2 April	73	127	87	114,40	
	23 Januari	40,8	32	76	43,25	
2008	29 November	189	98	65	94,58	94,58
	21 Oktober	85	112	0	83,12	
	22 Februari	54	87	40	73,77	
2007	2 Mei	239	51	90	70,24	130,02
	22 November	78	145	98	130,02	
	15 September	92	76	227	113,89	
2006	23 Maret	85	42	102	58,94	186,60
	14 Januari	79	224	102	186,60	
	3 November	76	66	123	80,50	
2005	2 Februari	125	117	76	107,35	163,03
	28 Desember	145	208	38	163,03	
	5 Desember	0	78	89	76,69	
Rh rata-rata						137,39

## 5.4 ANALISIS FREKUENSI HUJAN

Analisis frekuensi merupakan suatu prosedur untuk memperkirakan frekuensi dari suatu kejadian pada masa lalu atau masa yang akan datang. Analisis frekuensi digunakan untuk menentukan hujan rencana dalam berbagai periode ulang berdasarkan distribusi yang paling sesuai antara distribusi hujan secara teoritik dengan distribusi hujan secara empirik. Berdasarkan data hujan maksimum harian DAS sungai Woro dilakukan analisis frekuensi seperti ditampilkan pada Tabel 5.3, berikut langkah-langkah menghitung parameter statistik dan hasil analisis frekuensi DAS sungai Woro.

### 1. Pemilihan Parameter Statistik

Hitungan ditunjukkan dalam Tabel 5.3. kolom 1 menunjukkan tahun pengamatan data, kolom 2 menunjukkan hujan maksimum harian tahunan.

Tabel 5. 3 Hasil Perhitungan Parameter Statistik

Tahun	x (mm)	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(x_i - \bar{x})^3$	$(x_i - \bar{x})^4$
2014	165,17	27,77	771,42	21425,61	595083,25
2013	142,07	4,68	21,90	102,51	479,74
2012	99,12	-38,27	1464,97	-56071,59	2146135,55
2011	164,41	27,02	729,84	19717,01	532665,65
2010	114,52	-22,87	522,98	-11959,82	273505,55
2009	114,40	-22,99	528,43	-12147,45	279241,61
2008	94,58	-42,81	1832,67	-78456,36	3358697,63
2007	130,02	-7,37	54,38	-401,07	2957,70
2006	186,60	49,20	2421,05	119125,85	5861489,57
2005	163,03	25,64	657,49	16858,90	432287,12
Jumlah	1373,92	0,00	9005,14	18193,59	13482543,37

#### a. Nilai Rata-Rata ( $\bar{x}$ )

Nilai rerata digunakan Persamaan 3.4 dihitung dengan menjumlahkan kolom 2 dan dibagi dengan jumlah data  $n = 10$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \frac{1373,92}{10} = 137,39 \text{ mm}$$

b. Standar Deviasi ( $s$ )

Kolom 3 menunjukkan selisih kedalaman hujan terhadap rerata,  $(x_i - \bar{x})$ . Kolom 4 menunjukkan kuadrat dari selisih  $(x_i - \bar{x})^2$ . Varian dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.5, yaitu penjumlahan dari kolom 4 dibagi dengan  $(n-1)$  kemudian di akar.

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} = \sqrt{\frac{9005,14}{10-1}} = 31,63 \text{ mm}$$

c. Koefisien Variasi ( $C_v$ )

Koefisien variasi dihitung dengan Persamaan 3.6

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} = \frac{31,63}{137,39} = 0,23$$

d. Koefisien Kemencengan ( $C_s$ )

Kemencengan dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.7, yaitu penjumlahan dari kolom 5 dikalikan dengan  $n/[(n-1)(n-2)]$ .

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

$$a = \frac{10}{(10-1)(10-2)} 18193,59 = 2526,89 \text{ mm}^3$$

Koefisien kemencengan dihitung dengan Persamaan 3.8, yaitu :

$$C_s = \frac{a}{s^3} = \frac{2526,89}{31,63^3} = 0,08$$

e. Koefisien Kurtosis ( $C_k$ )

Koefisien kurtosis dihitung dengan Persamaan 3.9, yaitu :

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4$$

$$C_k = \frac{10^2}{(10-1)(10-2)(10-3)31,64^4} 13482543,37 = 2,67$$

Hasil perhitungan parameter statistik data dapat dilihat pada Tabel 5.4 di bawah ini.

Tabel 5. 4 Hasil Hitungan Parameter Statistik

No	Keterangan	Nilai
1	n	10
2	$\sum x_i$	1373,92
3	$\bar{x}$	137,39
4	$\sum (x_i - \bar{x})^2$	9005,14
5	$\sum (x_i - \bar{x})^3$	18193,59
6	$\sum (x_i - \bar{x})^4$	13482543,37
7	Standar Deviasi (s)	31,63
8	Koefisien variasi ( $C_v$ )	0,23
9	Koefisien kemencengan ( $C_s$ )	0,08
10	Koefisien kurtosis ( $C_k$ )	2,67

## 2. Pemilihan Sebaran/Distribusi

Penentuan jenis distribusi yang sesuai dengan data dilakukan dengan mencocokkan parameter statistik dengan syarat masing-masing jenis distribusi yang dapat dilihat pada Tabel 5.5 seperti yang sudah dijelaskan pada sub bab 3.3.2.

Tabel 5. 5 Persyaratan Menentukan Jenis Sebaran

No	Distribusi	Persyaratan	Hasil perhitungan
1	Normal	$C_s \approx 0$	0,08
		$C_k \approx 3$	2,67
2	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v = 0,70$	0,08
		$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3 = 3,88$	2,67
3	Gumbel	$C_s = 1,1396$	0,08
		$C_k = 5,4002$	2,67
4	Log Pearson III	Selain nilai di atas	

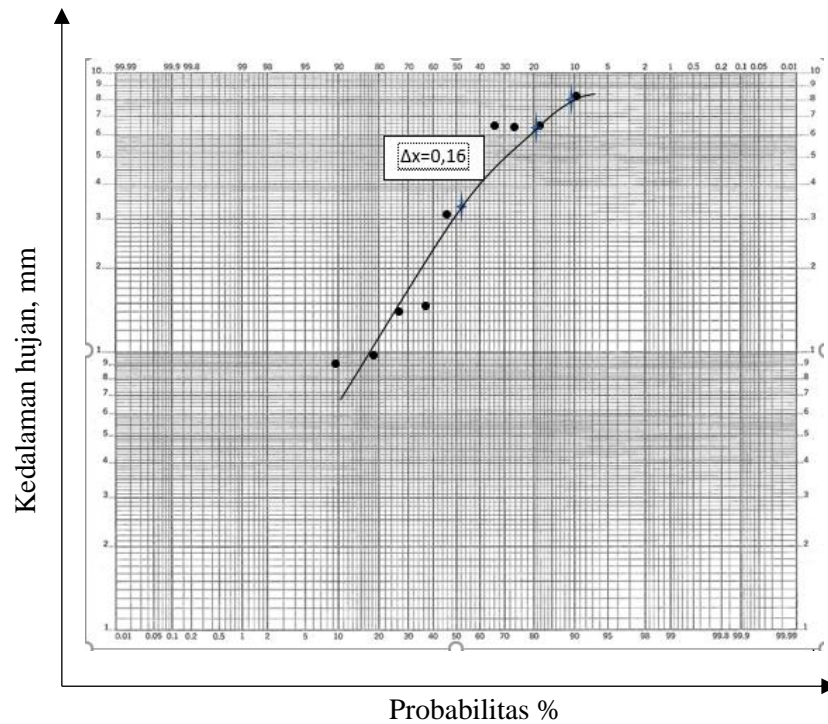
Pada Tabel 5.5 terlihat bahwa parameter statistik dari data tidak ada yang sesuai untuk distribusi Normal, Log Normal, dan Gumbel, sehingga kemungkinan data yang ada mengikuti distribusi Log Pearson III. Mengingat perbedaan statistik hasil hitungan dan nilai persyaratan tidak begitu besar, untuk lebih meyakinkan dilakukan penggambaran pada kertas probabilitas serta perlu diuji dengan metode Chi-Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov.

### 3. Penggambaran pada kertas probabilitas

Penggambaran pada kertas probabilitas dilakukan berdasar data kedalaman hujan dan probabilitas. Berdasarkan data parameter statistik jenis distribusi yang paling sesuai adalah sebaran log pearson III, maka data hujan dibuat dalam bentuk  $y = \log x_i$ , seperti ditunjukkan dalam Tabel 5.6. Penggambaran dibuat berdasarkan kolom 2 dan kolom 4 pada Tabel 5.6, selanjutnya di atas sebaran titik-titik data ditarik garis teoritis. Hasil penggambaran kertas probabilitas dapat dilihat pada Gambar 5.3.

Tabel 5. 6 Data Hujan dan Probabilitasnya Untuk Distribusi Log Pearson III

m	Hujan $x_i$ (mm)	$y = \log x_i$	$P = \frac{m}{n+1}$
1	94,582	1,976	9,091
2	99,117	1,996	18,182
3	114,404	2.058	27,273
4	114,523	2.059	36,364
5	130,017	2.114	45,455
6	142,072	2.153	54,545
7	163,033	2.212	63,636
8	164,407	2.216	72,727
9	165,166	2.218	81,818
10	186,596	2.271	90,909
Jumlah		21,27	



Gambar 5. 3 Kertas Probabilitas

#### 4. Distribusi log pearson III

Data hujan harian maksimum tahunan seperti diberikan dalam Tabel 5.2 dihitung nilai  $y = \log x_i$ , seperti diberikan pada Tabel 5.6. Data  $y = \log x_i$ , dihitung nilai rerata, standar deviasi, dan koefisien kemencengan.

##### a. Nilai rerata

Nilai rerata digunakan Persamaan 3.19

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} = \frac{21,27}{10} = 2,13$$

##### b. Standar deviasi

Standar deviasi digunakan persamaan 3.20

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} = \sqrt{\frac{1}{10-1} 0,09} = 0,10$$

##### c. Koefisien kemencengan

kemencengan digunakan persamaan 3.21

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3$$

$$a = \frac{10}{(10-1)(10-2)} 0^3 = 0$$

koefisien kemencengan digunakan persamaan 3.22

$$C_s = \frac{a}{s} = \frac{0}{0,10} = 0$$

$$y_T = \bar{y} + Ks_y = 2,13 + (0,0102) = 2,13$$

$$\begin{aligned} x &= \text{antilog } 2,13 \\ &= 134,054 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai-nilai tersebut dihitung kedalaman hujan dengan beberapa probabilitas atau periode tertentu, contoh perhitungan untuk periode ulang 2 tahun, dengan Persamaan 3.22. Penggambaran garis teoritis pada log Pearson III digunakan semua titik, karena garis yang terbentuk merupakan garis lengkung. Garis teoritis ditarik melalui data pada kolom 2 dan kolom 5. Berikut hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.7.

Tabel 5. 7 Hitungan Hujan dengan Log Pearson III

Tahun	P(%)	K	$y_T$	x
2	50	0	2,127	134,054
5	80	0,842	2,213	163,480
10	90	1,282	2,258	181,344
20	96	1,751	2,306	202,539
50	98	2,054	2,337	217,532
100	99	2,326	2,365	231,934

#### 5. Uji kecocokan sebaran

Setelah dilakukan penggambaran data hujan pada kertas probabilitas dan garis teoritisnya, langkah selanjutnya adalah pengujian dengan uji Chi-kuadrat dan Smirnov Kolmogorov.

##### a. Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat menggunakan nilai  $\chi^2$  yang dihitung dengan Persamaan 3.27 dan hitungan derajat kebebasan (DK) menggunakan Persamaan 3.28. Pengujian dilakukan dengan menggunakan Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5. 8 Metode Chi-Kuadrat (Chi Square)

$P(x \geq x_m)$	Ef	Of	Ef-Of	$(Ef-Of)^2/Ef$
$0,00 < P \leq 0,20$	2	2	0	0
$0,21 < P \leq 0,40$	2	2	0	0
$0,41 < P \leq 0,60$	2	2	0	0
$0,61 < P \leq 0,80$	2	2	0	0
$0,81 < P \leq 0,99$	2	2	0	0
	10	10	$\chi^2$	0

Nilai  $\chi^2$  dapat dilihat pada lampiran dengan menggunakan  $DK = 2$  dan derajat kepercayaan 5%, maka akan didapat  $\chi^2$  kritis adalah 5,991 lalu akan di bandingkan dengan nilai  $\chi^2$  hasil perhitungan pada Tabel 5.8. Syarat yang harus dipenuhi yaitu  $\chi^2$  perhitungan  $< \chi^2$  kritis. Perhitungan nilai  $\chi^2$  dapat dilihat pada Tabel 5.8.

Maka didapatkan,

Nilai Chi Kuadrat hitungan ( $\chi^2$ ) = 0

Nilai Chi Kuadrat pada kritik = 5.991

Syarat,  $\chi^2 < \chi^2_{\text{kritis}} \rightarrow$  Hipotesa diterima

b. Uji Smirnov Kolmogorov

Jarak penyimpangan pada Gambar 5.3 dicari setiap titik data terhadap kurva teoritis. Jarak penyimpangan terbesar merupakan nilai  $\Delta_{\text{mak}}$ . Nilai  $\Delta_{\text{mak}}$  harus lebih kecil dari  $\Delta_{\text{kritik}}$  seperti diberikan pada Lampiran 1. Dari gambar sebaran data pada kertas probabilitas, diperoleh :

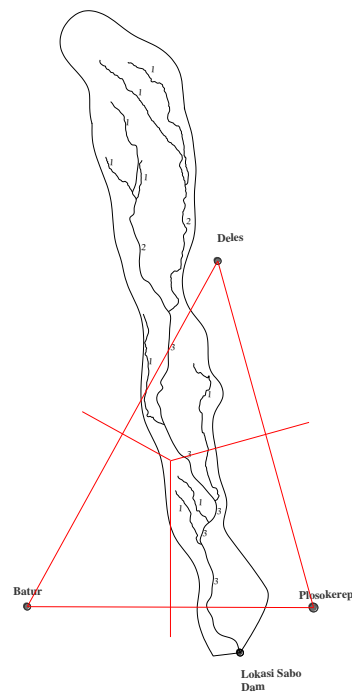
Distribusi log pearson III :  $\Delta_{\text{mak}} = 0,16$  lebih kecil dari  $\Delta_{\text{kritik}} = 0,41$ . Maka jenis distribusi yang dipilih dapat digunakan.

## 5.5 PERHITUNGAN DEBIT ALIRAN

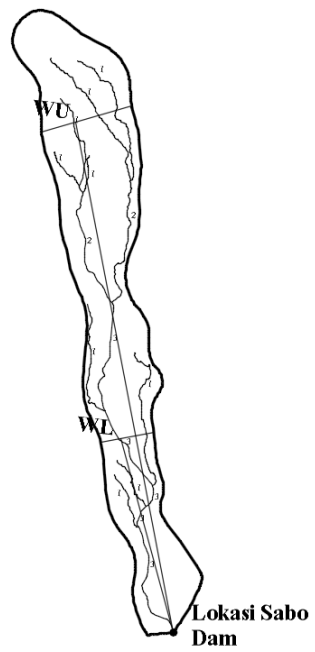
Perhitungan debit aliran dilakukan dengan bantuan hidrograf satuan sintetis. Hidrograf satuan sintetis digunakan dalam analisis hidrologi perancangan *Sabo Dam* kali Woro dikarenakan ketersediaan data hidrologi sangat terbatas dan tidak bisa menurunkan hidrograf satuan, sehingga perlu dibuat hidrograf satuan sintetis yang didasarkan pada karakteristik fisik dari sebuah DAS. Analisis debit aliran untuk perancangan ini menggunakan metode Gama I dan metode Nakayasu.

### 5.5.1 Metode Gama I

Berdasarkan data peta topografi dan data sungai seperti pada Gambar 5.4 sampai Gambar 5.6 dapat dicari besaran parameter untuk analisis Gama I. Hasil besaran parameter DAS sungai Woro dapat dilihat pada Tabel 5.9.



Gambar 5. 4 Daerah Aliran Sungai Woro dan Orde Sungai



Gambar 5. 5 Penentuan WU dan WL Dalam Parameter Gama I



Gambar 5. 6 Penentuan AU Dalam Parameter Gama I

Tabel 5. 9 Data Fisik Sungai

Data Kali Woro			
Luas DAS	A	9,33	km <sup>2</sup>
Panjang Sungai Utama	L	10,72	Km
Panjang Sungai Tingkat 1	L1	13,57	Km
Panjang Sungai Semua Tingkat	Lst	24,29	Km
Pangsa Sungai Tingkat 1	N1	5	Buah
Pangsa Sungai Semua Tingkat	N	13	Buah
Lebar DAS pada 0,25 L	WL	0,72	Km
Lebar DAS pada 0,75 L	WU	1,23	Km
Luas DAS Atas	AU	4,16	km <sup>2</sup>
Kemiringan Sungai rata-rata	S	0,07	
Faktor Sumber	SF	0,56	
Frekuensi Sumber	SN	0,38	
Faktor Lebar	WF	1,72	
Luas Relatif DAS Sebelah Hulu	RUA	0,45	
Faktor Simetri	SIM	0,76	
Jumlah Pertemuan Sungai	JN	10	
Kerapatan Jaringan Kuras	D	2,60	

Data-data tersebut dihitung beberapa parameter seperti yang sudah dijelaskan pada sub bab 3.3.4. Berikut hasil perhitungan data dapat dilihat pada Tabel 5.10.

1. Waktu Puncak HSS Gama 1 ( $TR$ )

$$TR = 0,43 \left( \frac{L}{100SF} \right)^3 + 1,0665SIM + 1,2775TB$$

$$TR = 0,43 \times \left( \frac{10,72}{100 \cdot 0,56} \right)^3 + 1,0665 \cdot 0,77 + 1,275$$

$$= 2,09 \text{ jam}$$

2. Debit Puncak ( $Q_p$ )

$$Q_p = 0,1836A^{0,5886}TR^{-0,4008}JN^{0,2381}$$

$$Q_p = 0,1836 \cdot 9,33^{0,5886} \cdot 2,09^{-0,4008} \cdot 10^{0,2381}$$

$$= 0,88 \text{ m}^3/\text{det}$$

3. Waktu Dasar ( $TB$ )

$$\begin{aligned}
 TB &= 27,4132TR^{0,1457} S^{-0,0986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \\
 TB &= 27,4132 \cdot 2,09^{0,1457} \cdot 0,07^{-0,0986} \cdot 0,38^{0,7344} \cdot 0,45^{0,2574} \\
 &= 16,03 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

#### 4. Koefisien Tampung (K)

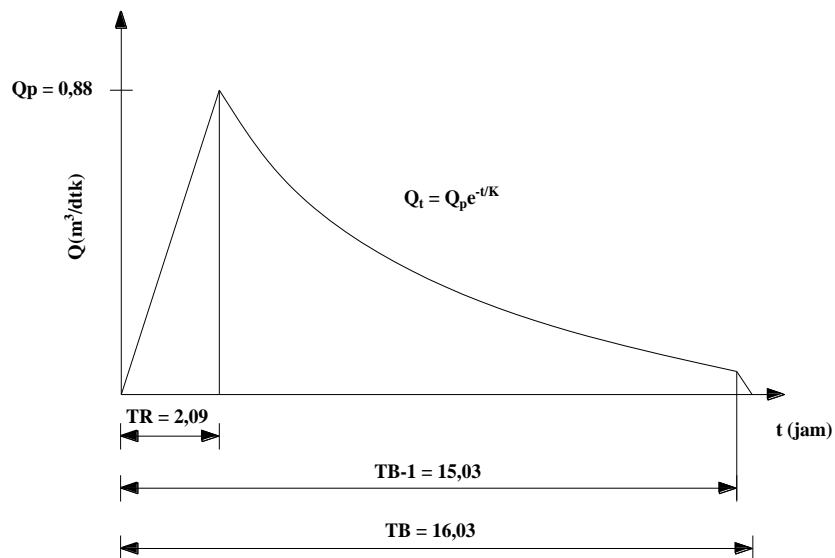
$$\begin{aligned}
 K &= 0,5617 A^{0,1798} S^{-0,1446} SF^{-1,0897} D^{0,0452} \\
 K &= 0,567 (9,33)^{0,1798} (0,07)^{-0,1446} (0,56)^{-1,0897} (2,60)^{0,0452} \\
 &= 2,44
 \end{aligned}$$

#### 5. Indeks Infiltrasi ( $\Phi$ )

$$\begin{aligned}
 \Phi &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left( \frac{A}{SN} \right)^4 \\
 \Phi &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot 9,33^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left( \frac{9,33}{0,38} \right)^4 \\
 &= 10,49 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

#### 6. Aliran Dasar ( $QB$ )

$$\begin{aligned}
 QB &= 0,4715 A^{0,6444} D^{0,9430} \\
 QB &= 0,4715 (9,33)^{0,6444} (2,60)^{0,9430} \\
 &= 4,90 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 7 HSS Gama I

Tabel 5. 10 Hidrograf HSS Gama I

PARAMETER		Hasil	
Waktu Puncak	$TR$	2,09	Jam
Debit Puncak	$Q_p$	0,88	$\text{m}^3/\text{det}$
Waktu Dasar	$TB$	16,03	Jam
Koefisien Resesi	$K$	2,44	
Aliran Dasar	$QB$	4,90	$\text{m}^3/\text{det}$
$\Phi$ Indeks	$\Phi$	10,49	$\text{mm}/\text{jam}$

Perhitungan Ordinat HSS GAMA 1 dengan persamaan berikut.

1. Ordinat Kurva Naik

Bentuk HSS pada Kurva Naik ( $0 < t < TR = 2,094$  jam)

didapatkan  $Q_t$  untuk kurva  $0 < t < TR$ , contoh untuk jam ke 1.

$$Q_{t1} = \frac{1 \times Q_p}{TR}$$

$$Q_{t1} = \frac{1 \times 0,88}{2,09}$$

$$= 0,42 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dengan cara yang sama didapatkan ordinat kurva naik, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.11.

Tabel 5. 11 HSS GAMA I pada Kurva Naik (  $0 < t < TR = 2,094$  )

t (jam)	Q(m <sup>3</sup> /dtk)
0	0
1	0,42
2	0,84
2,09	0,88

## 2. Bentuk HSS pada Kurva turun ( $t > TR$ )

Bentuk HSS pada Kurva Turun (  $t > TR = 2,09$  )

didapatkan  $Q_t$  untuk kurva turun  $t > TR$  contoh untuk jam ke 3.

$$Q_{t3} = Q_p \cdot e^{-(t/K)}$$

$$Q_{t3} = 0,88 \cdot e^{-(3-2,09/2,44)}$$

$$= 0,607 \text{ m}^3/\text{det}$$

Cara yang sama didapatkan ordinat kurva turun, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.12.

Tabel 5. 12 HSS GAMA I pada Kurva Turun (  $t > TR = 2,09$  )

t	Qt	t	Qt	t	Qt
3	0,607	9	0,052	15	0,004
4	0,402	10	0,034	16	0,003
5	0,267	11	0,023	17	0,002
6	0,177	12	0,015	18	0,001
7	0,118	13	0,010		
8	0,078	14	0,007		

Ordinat hidrograf pada bagian sisi naik dan sisi resesi digabung, selanjutnya dihitung volume limpasan yang diperoleh dengan penjumlahan dari perkalian antara ordinat hidrograf satuan dengan interval waktu hidrograf .

$$V = (Q_t + Q_{t+1}) \times (T_t + T_{t+1}) \times 0,5 \times 60 \times 60$$

Kedalaman hujan diperoleh dari pembagian antara volume limpasan dan luas DAS, yang nilainya harus samadengan 1. Hasil hitungan lihat tabel 5.13 diperoleh bahwa volume limpasan (V awal ) adalah 11123,119 m<sup>3</sup>.

$$\text{Kedalaman hujan} = \frac{\text{Total Vawal}}{\text{Luas DAS}} = \frac{11123,12 \cdot (10^9)}{9,33 \cdot (10^{12})} = 1,19 \text{ mm}$$

Karena tidak samadengan 1 (satu) maka dilakukan koreksi terhadap hidrograf satuan dengan mengalikan faktor koreksi 1,087 dengan rumus sebagai

$$\text{berikut. } f = \frac{1}{1,19} = 0,84$$

Nilai f tersebut dikalikan dengan ordinat satuan (kolom 2) dan hasilnya adalah hidrograf satuan terkoreksi (kolom 4). Kedalaman hujan untuk hidrograf satuan terkoreksi adalah 1 (Satu). Hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.13.

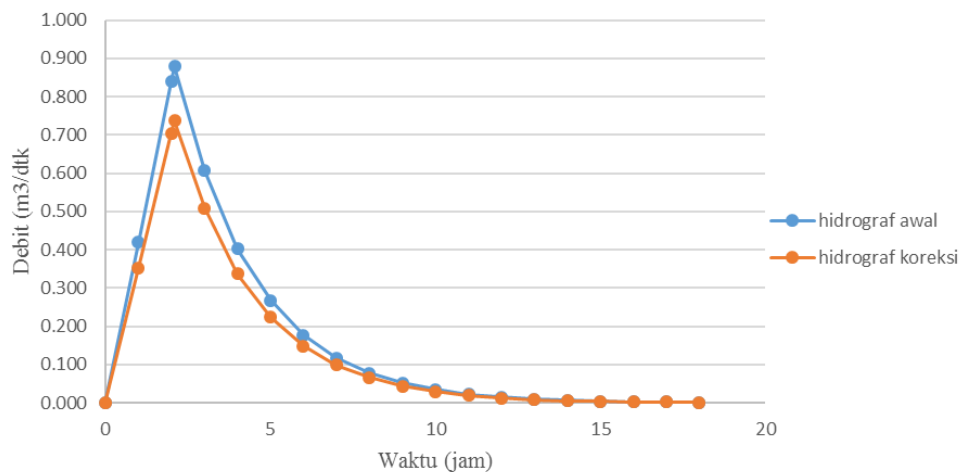
Tabel 5. 13 Hidrograf Koreksi Metode Gama I

t (jam)	Q(m <sup>3</sup> /det)	V awal	Q(m <sup>3</sup> /det)	V koreksi
0	0,000	755,698	0,000	633,875
1	0,420	2559,495	0,352	2146,888
2	0,840	292,401	0,704	245,264
2,094	0,879	2421,810	0,738	2031,398
3	0,607	1816,148	0,509	1523,373
4	0,402	1205,063	0,338	1010,799
5	0,267	799,591	0,224	670,692
6	0,177	530,550	0,149	445,022
7	0,118	352,034	0,099	295,284
8	0,078	233,584	0,065	195,929
9	0,052	154,989	0,043	130,004
10	0,034	102,840	0,029	86,261
11	0,023	68,237	0,019	57,237
12	0,015	45,277	0,013	37,978
13	0,010	30,042	0,008	25,199
14	0,007	19,934	0,006	16,721
15	0,004	13,227	0,004	11,095

Lanjutan Tabel 5. 13 Hidrograf Koreksi Metode Gama I

t (jam)	Q(m <sup>3</sup> /det)	V awal	Q(m <sup>3</sup> /det)	V koreksi
16	0,003	8,776	0,002	7,361
17	0,002	5,823	0,002	4,885
18	0,001		0,001	
Jumlah		11123,119		9330,000
kedalaman hujan		1,192		1,000
Koreksi		0,839		

Hidrograf Satuan Sintetis Gama I



Gambar 5. 8 Hidrograf Satuan Sintetis Gama I Asli dan Koreksi

### 5.5.2 Metode Nakayasu

Berdasarkan data karakteristik sungai dihitung beberapa parameter Nakayasu yang sudah dijelaskan pada sub bab 3.3.4. Hasil perhitungan parameter Nakayasu dapat dilihat pada Tabel 5.14.

1. Perhitungan waktu konsentrasi ( $t_g$ )

$$\begin{aligned}
 t_g &= 0,21.L^{0,7} \\
 &= 0,21 \times 10,720^{0,7} \\
 &= 1,105 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan waktu puncak banjir ( $T_p$ )

Perhitungan mulai dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf banjir ( $T_p$ )

dalam jam

$$t_r = t_g + 0,8 \times t_r$$

Dengan :

$$\begin{aligned} t_r &= 0,75t_g \\ &= 0,5 \times 1,105 \\ &= 0,829 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p &= 1,105 + (0,8 \times 0,829) \\ &= 1,768 \text{ jam} \end{aligned}$$

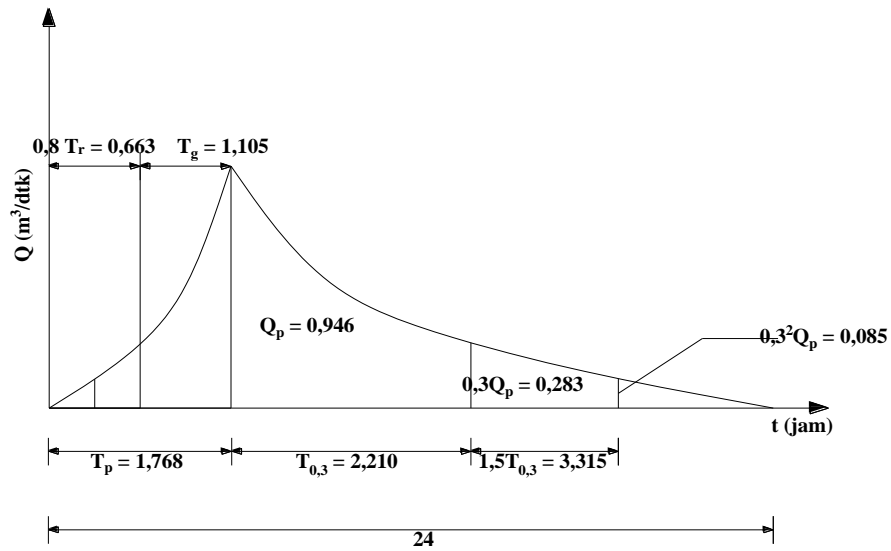
3. Perhitungan puncak banjir sampai 1/3 kali dari debit puncak banjir ( $T_{0,3}$ )

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha t_g \\ &= 2 \times 1,105 \\ &= 2,210 \text{ jam} \end{aligned}$$

4. Debit Puncak ( $Q_p$ )

Maka debit puncak banjir ( $Q_p$ ) :

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{1}{3,6} \left( \frac{ARe}{0,3T_p + T_{0,3}} \right) \\ Q_p &= \frac{1}{3,6} \frac{9,33.1}{0,3.1,768 + 2,210} \\ &= 0,946 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$



Gambar 5. 9 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Tabel 5. 14 Parameter HSS Nakayasu

No	Parameter	Simbol	Hasil	Satuan
1	Perhitungan waktu konsentrasi	$t_g$	1,105	Jam
2	Perhitungan waktu puncak banjir	$T_p$	1,768	Jam
3	Perhitungan puncak banjir sampai 0,3 kali dari debit puncak banjir	$T_{0,3}$	2,210	Jam
4	Debit Puncak Banjir	$Q_p$	0,946	$m^3/det$

Perhitungan Ordinat HSS Nakayasu dengan persamaan berikut.

1. Ordinat kurva naik

Bentuk HSS pada Kurva Naik ( $0 < t < T_p = 1,768$ )

Dengan menggunakan persamaan 3.44 didapatkan  $Q_t$  untuk kurva  $0 < t < T_R$ , contoh untuk jam ke 1.

$$Q_p = Q_p \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$

$$Q_p = 0,946 \left( \frac{1}{1,768} \right)^{2,4}$$

$$= 0,241 \text{ m}^3/\text{det}$$

Cara yang sama didapatkan ordinat kurva naik, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.15.

Tabel 5. 15 HSS Nakayasu pada Kurva Naik ( $0 < t < T_p = 1,768$ )

t(jam)	Q(m <sup>3</sup> /det)
0	0,000
1	0,241
1,768	0,946

2. HSS pada Kurva turun ( $T_p = 1,767 < t < T_p + T_{0,3} = 3,978$ )

Dengan menggunakan persamaan 3.45 didapatkan  $Q_t$  untuk kurva ( $T_p = 1,767 < t < T_p + T_{0,3} = 3,978$ ) contoh untuk jam ke 2. Hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.16.

$$Q_{t2} = Q_p \times 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}}$$

$$Q_{t2} = 0,946 \times 0,3^{(2-1,768)/2,210}$$

$$= 0,833 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 5. 16 HSS Nakayasu pada Kurva Turun ( $T_p < t < T_p + T_{0,3}$ )

t(jam)	Q(m <sup>3</sup> /det)
2	0,833
3	0,483
4	0,284

3. HSS pada Kurva turun ( $T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$ )

Dengan menggunakan persamaan 3.46 didapatkan  $Q_t$  contoh untuk jam ke 5. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.17.

$$Q_{t5} = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(0,5T_{0,3})]/(1,5T_{0,3})}$$

$$Q_{t5} = 0,946 \times 0,3^{[(5-1,768)+(0,5 \times 2,210)]/(1,5 \times 2,210)}$$

$$= 0,195 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 5. 17 HSS Nakayasu pada Kurva Turun (  $T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$  )

t(jam)	Q(m <sup>3</sup> /det)
5	0,196
6	0,136
7,293	0,085

4. HSS pada Kurva turun (  $t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$  )

Dengan menggunakan persamaan 3.47 didapatkan  $Q_t$  contoh untuk jam ke 8 untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.18.

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{\frac{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]}{(2T_{0,3})}}$$

$$Q_t = 0,946 \times 0,3^{\frac{[(8-1,768)+(1,5 \times 2,210)]}{(2 \times 2,210)}}$$

$$= 0,070 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 5. 18 HSS Nakayasu pada Kurva Turun (  $t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$  )

t(jam)	Q(m <sup>3</sup> /det)	t(jam)	Q(m <sup>3</sup> /det)
8	0,070	17	0,006
9	0,053	18	0,005
10	0,041	19	0,004
11	0,031	20	0,003
12	0,024	21	0,002
13	0,018	22	0,002
14	0,014	23	0,001
15	0,010	24	0,00

Ordinat hidrograf pada bagian sisi naik dan sisi resesi digabung. Selanjutnya dihitung volume limpasan yang diperoleh dengan penjumlahan dari perkalian antara ordinat hidrograf satuan dengan interval waktu hidrograf .

$$V = (Q_t + Q_{t+1}) \times (T_t + T_{t+1}) \times 0,5 \times 60 \times 60$$

Kedalaman hujan diperoleh dari pembagian antara volume limpasan dan luas DAS, yang nilainya harus samadengan 1. Hasil hitungan lihat tabel 5.13 diperoleh bahwa volume limpasan (V awal ) adalah 21061,993 m<sup>3</sup>.

$$\text{Kedalaman hujan} = \frac{\text{Total Vawal}}{\text{Luas DAS}} = \frac{9645,848(10^9)}{9,33(10^{12})} = 1,033 \text{ mm}$$

Karena tidak samadengan 1 (satu) maka dilakukan koreksi terhadap hidrograf satuan dengan mengalikan faktor koreksi 1,087 dengan rumus sebagai berikut.

$$f = \frac{1}{1,034} = 0,967$$

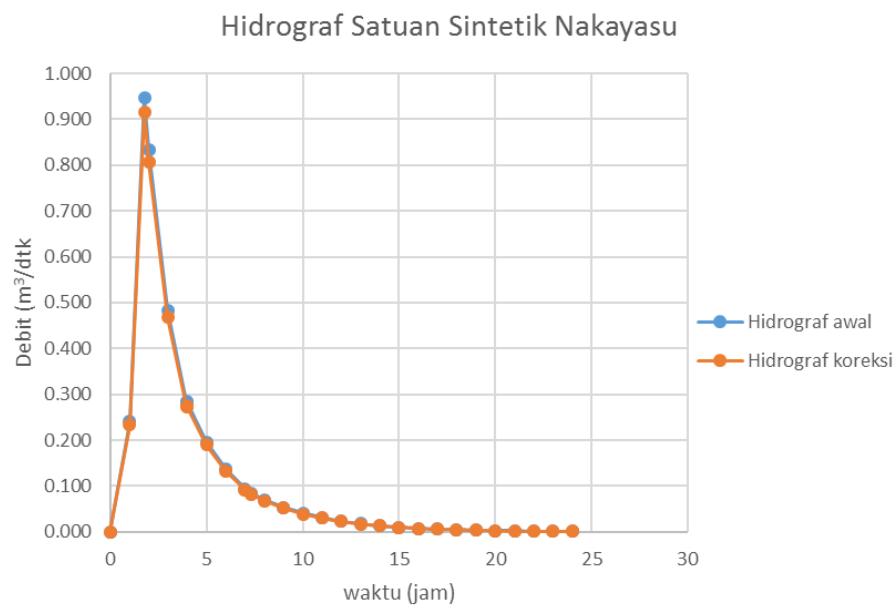
Nilai f tersebut dikalikan dengan ordinat satuan (kolom 2) dan hasilnya adalah hidrograf satuan terkoreksi (kolom 4). Maka didapat kedalaman hujan untuk hidrograf satuan terkoreksi adalah 1 (Satu). Hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.19.

Tabel 5. 19 Hidrograf Koreksi Metode Nakayasu

t(jam)	Q(m <sup>3</sup> /det)	Vawal(m <sup>3</sup> )	Qkor(m <sup>3</sup> /det)	Vkor(m <sup>3</sup> )
0	0,000	433,614	0,000	419,415
1	0,241	1640,349	0,233	1586,636
1,768	0,946	743,072	0,915	718,740
2	0,833	2370,246	0,806	2292,633
3	0,483	1350,293	0,468	1306,079
3,978	0,284	22,443	0,274	21,708
4	0,281	858,956	0,272	830,830
5	0,196	597,362	0,189	577,802
6	0,136	415,436	0,132	401,833
7	0,095	94,783	0,092	91,680
7,293	0,085	197,692	0,082	191,219
8	0,070	222,603	0,068	215,314
9	0,053	169,524	0,052	163,973
10	0,041	129,101	0,039	124,874
11	0,031	98,317	0,030	95,098
12	0,024	74,874	0,023	72,422
13	0,018	57,020	0,017	55,153
14	0,014	43,424	0,013	42,002
15	0,010	33,070	0,010	31,987
16	0,008	25,184	0,008	24,360
17	0,006	19,179	0,006	18,551
18	0,005	14,606	0,004	14,128
19	0,004	11,123	0,003	10,759
20	0,003	8,471	0,003	8,194
21	0,002	6,451	0,002	6,240

Lanjutan Tabel 5. 19 Hidrograf Koreksi Metode Nakayasu

t(jam)	Q(m <sup>3</sup> /det)	Vawal(m <sup>3</sup> )	Qkor(m <sup>3</sup> /det)	Vkor(m <sup>3</sup> )
22	0,002	4,913	0,001	4,752
23	0,001	3,741	0,001	3,619
24	0,001		0,001	
Jumlah		9645,848		9330,000
Kedalaman hujan		1,034		1,000
Koreksi		0,967		



Gambar 5. 10 HSS Nakayasu

## 5.6 DEBIT BANJIR RANCANGAN

Merencanakan debit banjir rancangan diperlukan masukan hujan rencana ke dalam suatu daerah tangkapan (DAS) yang di distribusikan kedalam hujan jam-jaman. Pada perancangan Sabo Dam di kali Woro digunakan metode mononobe untuk memperoleh kedalaman hujan jam-jaman.

### 5.6.1 Perhitungan Hyetograph Hujan Rencana

Hasil analisis frekuensi dengan metode Log Pearson III diperoleh kedalaman hujan dengan berbagai periode ulang tahun dapat dilihat pada Tabel 5.7.

Berdasarkan data tersebut dihitung intensitas hujan dan durasi interval 1 jam- 6 jam ( $\Delta t = 1-6$  jam ), karena hasil pengamatan di Indonesia hujan terpusat dengan intensitas yang tinggi umumnya terjadi antara 1-6 jam.

Perhitungan hyetograph hujan rencana dengan metode *Alternating Black Methode* (ABM) dilakukan dengan periode ulang 100 tahun, dikarenakan debit desain bangunan Sabo berdasarkan skala hujan periode ulang 100 tahun.

Hasil analisis kedalaman hujan periode ulang 100 tahun metode Log Pearson III di peroleh ( $p_{50}$ ) = 231,93 mm. Intensitas hujan (I) dihitung dengan interval 1 jam ( $\Delta t = 1$  ) menggunakan rumus Mononobe, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.20 kolom 3.

$$I_r = \frac{231,93}{24} \left( \frac{24}{1} \right)^{\frac{2}{3}} = 80,41 \text{ mm/jam}$$

Perhitungan kedalaman hujan

$$\begin{aligned} &= I_r \times t_D \\ &= 80,41 \times 1 \qquad \qquad = 80,41 \times 1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hitung pertambahan kedalaman hujan ( $\Delta p$ )

$$\Delta p_1 = It_1 \text{ (belum terjadi pertambahan kedalaman hujan )}$$

$$\Delta p_2 = (It \times t_D)_{2 \text{ jam}} - (It \times t_D)_{1 \text{ jam, dst}}$$

$$\Delta p_1 = 80,41 \times 1 \text{ mm}$$

Kedalaman hujan jam-jaman ( $p_t$ )

$$\begin{aligned} p_{t_1} &= \left( \frac{\Delta p_1}{\sum \Delta p} \right) \times 100 \\ &= \left( \frac{80,41}{146,11} \right) \times 100 = 55,03 \% \end{aligned}$$

Hasil perhitungan hyeteograph hujan rencana dengan kala ulang 100 tahun dapat dilihat pada Tabel 5.20.

Tabel 5. 20 Hasil Perhitungan Hyetograph ABM Periode Ulang 100 Tahun

Td (jam)	$\Delta t$ (jam)	Lt (mm/jam)	lt.Td (mm)	$\Delta p$ (mm)	pt %	Hyetograph	
						%	(mm)
1	0-1	80,41	80,41	80,41	55,03	5,90	13,68
2	1-2	50,65	101,31	20,90	14,30	6,75	15,65
3	2-3	38,66	115,97	14,66	10,03	55,03	127,64
4	3-4	31,91	127,64	11,67	7,99	14,30	33,18
5	4-5	27,50	137,49	9,86	6,75	10,03	23,27
6	5-6	24,35	146,11	8,62	5,90	7,99	18,53
Jumlah				146,11	100	100	231,93

### 5.6.2 Perhitungan Hujan Efektif ( $H_e$ )

Hujan efektif merupakan bagian dari hujan yang menjadi aliran langsung di sungai dikurangi dengan kehilangan air  $\Phi$

$$H_e = H_{total} - \phi$$

$H_{total}$  diperoleh dari hasil hitungan hyetograph dengan metode ABM lihat Tabel 5. 20. Kehilangan air ( $\phi$ ) dari hasil analisis dengan metode HSS Gama I diperoleh  $\phi = 10,487$  mm/jam

Perhitungan hujan efektif dihitung dari durasi 1-6 jam dengan periode ulang 100 tahun. Berikut di bawah ini disajikan contoh perhitungan hujan efektif ( $H_e$ ) dengan durasi 1 jam periode ulang 100 tahun. Hasil perhitungan hujan efektif dapat dilihat pada Tabel 5.21.

$$\begin{aligned} H_e &= H_{Total} - \Phi \\ &= 13,68 - 10,49 \\ &= 3,19 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Tabel 5. 21 Hujan Efektif Kala Ulang 100 Tahun

Durasi (jam)	1	2	3	4	5	6
Hujan efektif	3,19	5,16	117,15	22,69	12,78	8,04

### 5.6.3 Perhitungan Hidrograf Banjir

Hidrograf banjir total metode Gama I dan metode Nakayasu diperoleh berdasarkan periode ulang 100 tahun. Berdasarkan perhitungan sebelumnya hujan

terpusat adalah 6 jam, didapatkan distribusi hujan efektif jam-jaman yang dapat dilihat pada Tabel 5.21. Perhitungan hidrograf banjir total diperoleh dari ordinat, dan distribusi hujan efektif jam-jaman, hasil perhitungan hidrograf banjir Gama I dan Nakayasu dapat dilihat pada Tabel 5.22 dan Tabel 5.23.

Tabel 5. 22 Hidrograf Banjir HSS Gama I Periode Ulang 100 Tahun

Jam ke	Aliran dasar	HSS	limpasan langsung periode ulang 100 tahun						Q total
			3,189	5,159	117,151	22,689	12,785	8,040	
0	4,902	0	0						4,902
1	4,902	0,352	1,123	0					6,377
2	4,902	0,738	2,352	1,817	0				9,808
3	4,902	0,509	1,622	3,805	41,255	0			52,093
4	4,902	0,338	1,077	2,624	86,409	7,990	0		103,339
5	4,902	0,224	0,714	1,741	59,601	16,735	4,502	0	88,419
6	4,902	0,149	0,474	1,155	39,547	11,543	9,430	2,831	70,031
7	4,902	0,099	0,314	0,767	26,240	7,659	6,504	5,930	52,416
8	4,902	0,065	0,209	0,509	17,411	5,082	4,315	4,090	36,584
9	4,902	0,043	0,138	0,338	11,553	3,372	2,863	2,714	25,924
10	4,902	0,029	0,092	0,224	7,666	2,237	1,900	1,800	18,850
11	4,902	0,019	0,061	0,149	5,086	1,485	1,260	1,194	14,157
12	4,902	0,013	0,040	0,099	3,375	0,985	0,836	0,792	11,043
13	4,902	0,008	0,027	0,065	2,239	0,654	0,555	0,526	8,976
14	4,902	0,006	0,018	0,043	1,486	0,434	0,368	0,349	7,605
15	4,902	0,004	0,012	0,029	0,986	0,288	0,244	0,231	6,696
16	4,902	0,002	0,008	0,019	0,654	0,191	0,162	0,153	6,092
17	4,902	0,002	0,005	0,013	0,434	0,127	0,107	0,101	5,691
18	4,902	0,001	0,003	0,008	0,288	0,084	0,071	0,067	5,426

Tabel 5. 23 Hidrograf Banjir HSS Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

Jam ke	HSS	limpasan langsung periode ulang 100 tahun						Q total
		3,189	5,159	117,151	22,689	12,7854	8,040	
0	0	0						0,000
1	0,233	0,743	0					0,976
2	0,915	2,917	1,202	0				5,034
3	0,468	1,491	4,719	27,297	0			33,975
4	0,272	0,868	2,412	107,167	5,287	0		116,006
5	0,189	0,604	1,404	54,772	20,755	2,979	0	80,704
6	0,132	0,420	0,977	31,893	10,608	11,696	1,873	57,599
7	0,092	0,292	0,679	22,180	6,177	5,978	7,354	42,753
8	0,068	0,217	0,472	15,425	4,296	3,481	3,759	27,718
9	0,052	0,165	0,350	10,728	2,987	2,421	2,188	18,892
10	0,039	0,126	0,267	7,955	2,078	1,683	1,522	13,670
11	0,030	0,096	0,203	6,058	1,541	1,171	1,058	10,157
12	0,023	0,073	0,155	4,614	1,173	0,868	0,736	7,642
13	0,017	0,055	0,118	3,514	0,894	0,661	0,545	5,805
14	0,013	0,042	0,090	2,676	0,680	0,504	0,415	4,421
15	0,010	0,032	0,068	2,038	0,518	0,383	0,316	3,367
16	0,008	0,024	0,052	1,552	0,395	0,292	0,241	2,564
17	0,006	0,019	0,040	1,182	0,301	0,222	0,183	1,953
18	0,004	0,014	0,030	0,900	0,229	0,169	0,139	1,487
19	0,003	0,011	0,023	0,685	0,174	0,129	0,106	1,132
20	0,003	0,008	0,018	0,522	0,133	0,098	0,081	0,862
21	0,002	0,006	0,013	0,398	0,101	0,075	0,061	0,657
22	0,001	0,005	0,010	0,303	0,077	0,057	0,047	0,500
23	0,001	0,004	0,008	0,231	0,059	0,043	0,035	0,381
24	0,001	0,003	0,006	0,176	0,045	0,033	0,027	0,290

#### 5.6.4 Rekapitulasi Hasil Analisis Hidrologi

Hasil perhitungan debit rencana metode HSS Gama I dan metode Nakayasu dapat dilihat pada Tabel 5.24. Debit rancangan yang digunakan untuk mendesain bangunan Sabo Dam menggunakan debit terbesar dengan periode ulang 100 tahun yaitu sebesar 116,01 m<sup>3</sup>/det.

Tabel 5. 24 Rekapitulasi Analisis Hidrologi

Periode Ulang 100	(m <sup>3</sup> /det)
HSS Gama I	103,34
HSS. Nakayasu	116,01

## 5.7 DESAIN SABO DAM

Perancangan *Sabo Dam* di Kali Woro merupakan bangunan pengendali dengan tipe tertutup. Bangunan dengan tipe tertutup sangat efektif untuk menahan laju sedimen dan mengurangi kecepatan aliran *debris*.

### 5.7.1 Perhitungan Debit Desain

Debit desain yang ditimbulkan akibat gabungan massa air dan massa sedimen yang diperkirakan melimpas pada sungai Woro menggunakan Persamaan 3.48.

$$Q_d = \alpha \times Q_p$$

dengan :

$$Q_d = \text{Debit banjir rencana (m}^3/\text{det)}$$

$$Q_p = \text{Debit banjir puncak (m}^3/\text{det)} = 116,01 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$C^* = \text{Konsentrasi volumetrik sedimen} = 0,6$$

$$\rho_w = \text{Berat volume air} = 1 \text{ gr/cm}^3$$

$$\rho_s = \text{Berat volume sedimen} = 1,91 \text{ gr/cm}^3$$

$$\tan \theta = \text{Kemiringan dasar sungai} = 0,07$$

$$\tan \phi = \text{Koefisien gesekan dalam sedimen} = 34^\circ$$

Perhitungan adalah sebagai berikut ini.

$$Cd = \frac{0,07}{(1,91/1) - 1(\tan 34 - 0,07)} = 0,05$$

$$\alpha = \frac{0,6}{0,6 - 0,054} = 1,09$$

$$Q_d = 1,09 \times 116,01 = 126,45 \text{ m}^3/\text{det}$$

### 5.7.2 Perancangan *Main Dam*

Perancangan *Main Dam* merupakan perhitungan bagian-bagian pada tubuh *Main Dam* yang diwajibkan mampu menahan terjangan aliran lahar. Perhitungan bagian-bagian *Main Dam* adalah sebagai berikut

#### 1. Tinggi Efektif *Main Dam*

Tinggi *Main Dam* didasarkan pada tinggi tebing disebelah kiri atau kanan sungai yang ada di lokasi yaitu berada dibawah tinggi tebing agar apabila tampungan sedimen telah penuh aliran air masih mampu ditampung oleh alur sungai.

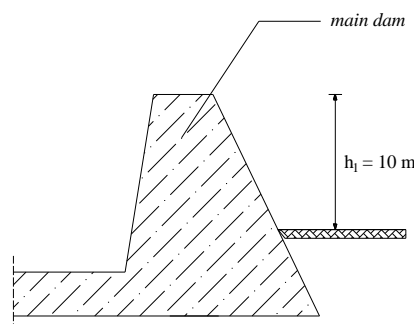
Data geometri sungai adalah sebagai berikut ini.

- a. Elevasi dasar sungai di lokasi + 666,92 m
- b. Elevasi tebing kiri + 694,50 m
- c. Elevasi tebing kanan +701,72 m
- d. Kemiringan dasar sungai 0,07

Berdasarkan tebing sebelah kiri sungai di lokasi berelevasi +579 m, maka dasar penentuan tinggi *Main Dam* adalah tinggi tebing sebelah kiri sungai antara lain sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Perbedaan tinggi tebing dan dasar sungai} &= \text{Elevasi tebing sungai} - \text{Elevasi} \\
 &\quad \text{dasar sungai di lokasi} \\
 &= 694,50 - 666,92 \\
 &= 27,58 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tinggi *Main Dam* harus berada di bawah tinggi tebing sungai, oleh karena itu tinggi *Main Dam* direncanakan 10 m dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5. 11 Tinggi Efektif *Main Dam*

## 2. Perencanaan lebar peluap *Main Dam*

Menghitung lebar peluap *Main Dam* digunakan Persamaan 3.51 Hasil perhitungan lebar peluap dapat dilihat pada Gambar 5.12.

$$B_1 = a \cdot \sqrt{Q_d}$$

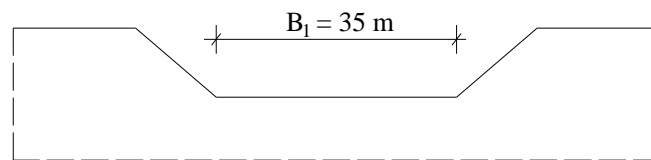
$$B_1 = 3 \cdot \sqrt{126,45} = 33,73 \approx 35 \text{ m}$$

dengan :

$B_1$  = Lebar peluap (m)

$Q_d$  = Debit desain = 126,45 m<sup>3</sup>/det

$a$  = Koefisien limpasan = 3 untuk luas DAS 9,33 km<sup>2</sup> dari Tabel 3.2.



Gambar 5. 12 Sketsa Lebar Peluap *Main Dam*

## 3. Tinggi limpasan peluap

Perancangan ini nilai koefisien peluap ( $C$ ) = 0,6 dan kemiringan tepi peluap ( $m_2$ ) = 0,5 digunakan Persamaan 3.52 untuk menghitung  $h_3$

$$Q_d = [0,71 \cdot h_3 + 1,77 \cdot B_1] \cdot h_3^{3/2}$$

$$126,45 = [0,71 \cdot h_3 + 1,77 \cdot 44] \cdot h_3^{3/2}$$

$$126,45 = 0,71 \cdot h_3^{5/2} + 21,24 \cdot h_3^{3/2}$$

Nilai  $h_3$  dapat diperoleh dengan cara trial and error :

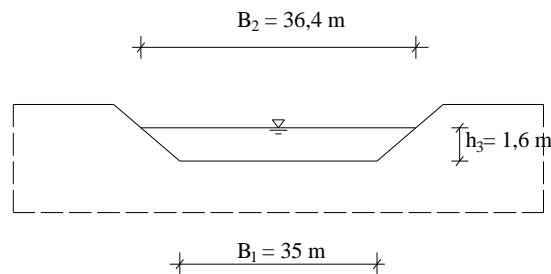
Misalkan  $h_3 = 1,59 \text{ m}$

$$126,45 = [0,71 \cdot h_3 + 1,77 \cdot 12] \cdot h_3^{3/2}$$

$$Q_d = 126,47 \approx 126,45 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B_2 = (B_1 + 2 \cdot m_2 \cdot h_3) = (35 + 2 \cdot 0,5 \cdot 1,4) = 36,4 \text{ m}$$

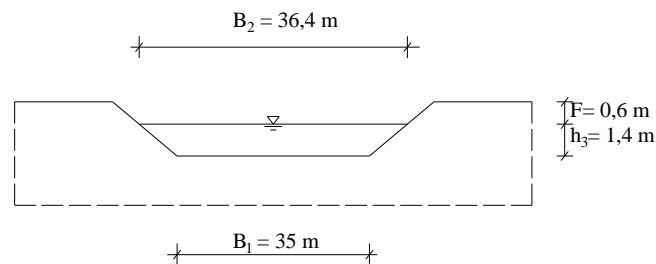
Maka diambil  $h_3 = 1,6 \text{ m}$ , untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.13



Gambar 5. 13 Sketsa Lebar Peluap dan Tinggi Limpasan *Main Dam*

#### 4. Tinggi jagaan

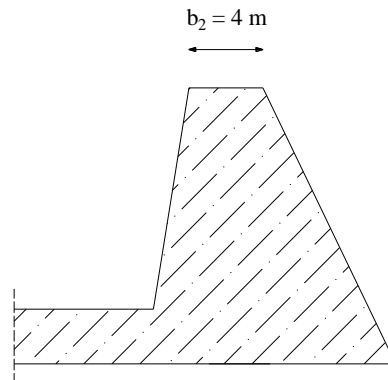
Tinggi jagaan diperhitungkan untuk menghindari meluapnya aliran air ke samping sungai. Tinggi jagaan diperhitungkan berdasarkan ketinggian banjir rencana. Berdasarkan Tabel 3.3 Tinggi jagaan ditentukan sebesar 0,6 m seperti pada Gambar 5.14.



Gambar 5.14 Sketsa Lebar Peluap, Tinggi Limpasan dan Tinggi Jagaan

#### 5. Tebal mercu peluap *Main Dam*

Tebal mercu peluap harus diperhitungkan terhadap segi stabilitas dan kemungkinan kerusakan akibat hidraulik aliran *debris*. Mercu berbentuk ambang lebar. Penentuan lebar mercu peluap *Main Dam* digunakan Tabel 3.4, yaitu sebesar 4 m dapat dilihat pada Gambar 5.15, karena aliran yang melewatinya merupakan aliran *debris*.



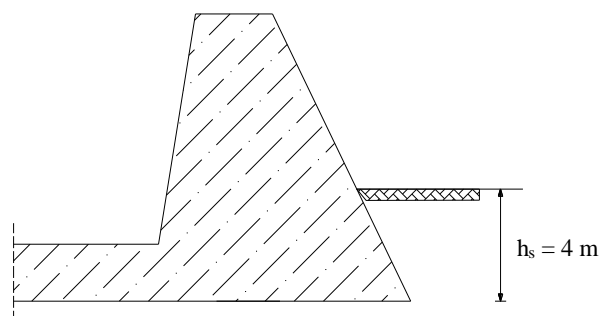
Gambar 5.15 Sketsa Tebal Mercu Peluap *Main Dam*

6. Kedalaman pondasi *Main Dam*

Perhitungan kedalaman pondasi *Main Dam* digunakan Persamaan 3.53 sebagai berikut, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.16.

$$h_s = \left(\frac{1}{3} \text{ s/d } \frac{1}{4}\right)(h_3 + h_1)$$

$$h_s = \left(\frac{1}{3} \text{ s/d } \frac{1}{4}\right)(1,6 + 10) = 3,86 \text{ s/d } 2,9 \text{ m diambil } 4 \text{ m}$$



Gambar 5.16 Sketsa Kedalaman Pondasi *Main Dam*

7. Kemiringan tubuh *Main Dam*

Kemiringan pada *Main Dam* terdiri dari kemiringan pada hulu dan hilir, dimana kemiringan pada hilir lebih kecil dari pada kemiringan pada hulu, hal ini berfungsi untuk menghindari benturan akibat batu-batuan yang melimpas dari

peluap *Main Dam* yang dapat menyebabkan abrasi pada bagian hilir *Main Dam*. Kemiringan hilir sangat dipengaruhi kestabilan dari *Main Dam*.

a. Kemiringan hilir

Kemiringan hilir tubuh *Main Dam* didasarkan kecepatan kritis air dan material yang melewati peluap yang diteruskan jatuh bebas secara gravitasi ke lantai terjun. Kemiringan hilir *Main Dam* diambil sebesar 1 : 0,2

b. Kemiringan hulu

Kemiringan hulu *Main Dam* yang memiliki tinggi *Main Dam* maksimal 15 m dihitung berdasarkan Persamaan 3.54 sebagai berikut ini.

$$(1+\alpha)m^2+[2(n+\beta)+n(4\alpha+\gamma)+2\alpha\beta]m-(1+3\alpha)+\alpha\beta(4n+\beta)+\gamma(3n\beta+\beta^2+n^2)=0$$

$$\alpha = \frac{h_3 + F}{h} = \frac{1,6+0,6}{5} = 0,44$$

$$\beta = \frac{b_2}{h_s + h_1} = \frac{3}{3+5} = 0,38$$

$$\gamma = \frac{\gamma_c}{\gamma_w} = \frac{2,3}{1} = 2,3$$

sehingga persamaan menjadi seperti berikut.

$$(1+0,44)m^2+[2(0,2+0,38)+0,2(4\cdot 0,44+2,3)+2\cdot 0,44\cdot 0,38]m-(1+3\cdot 0,44)+0,44\cdot 0,38(4\cdot 0,2+0,38)+2,3(3\cdot 0,2\cdot 0,38+0,38^2+0,2^2)=0$$

$$1,44 m^2 + 2,29 m - (-1,19) = 0$$

$$m = 0,41$$

maka diambil  $m = 0,5$

8. Konstruksi sayap *Main Dam*

Sayap *Main Dam* direncanakan sebagai sayap yang tidak dilimpasi air dan mempunyai kemiringan ke arah dalam dari kedua sisi *Main Dam*.

a. Kemiringan sayap

Kemiringan sayap ditentukan sesuai kemiringan dasar sungai arus deras alur tersebut, kemiringan dasar sungai adalah 0,07 maka kemiringan sayap *Main Dam* adalah 1 : 15.

b. Lebar mercu sayap

Lebar mercu sayap diambil sama dengan lebar mercu peluap, karena sayap juga harus diperhitungkan terhadap gaya tumbukan terhadap gaya tumbukan aliran *debris* maka ditentukan lebar sayap adalah 4 m.

c. Penetrasi sayap

Berdasarkan kondisi tanah dilapangan mudah tergerus oleh aliran air maka sayap harus direncanakan masuk ke dalam tebing minimal 2 m.

### 5.8 PERANCANGAN *SUB DAM* dan LANTAI TERJUN

Perancangan *Sub Dam* dan lantai terjun sangat dibutuhkan agar bangunan *Main Dam* tidak terguling akibat adanya gerusan oleh aliran air. Perhitungan bagian-bagian *Sub Dam* dan lantai terjun adalah sebagai berikut.

1. Lebar dan tebal peluap *Sub Dam*

Lebar dan tebal peluap *Sub Dam* direncanakan sesuai dengan perhitungan lebar dan tebal *main dam*. Lebar peluap *Sub Dam* direncanakan sebesar 35 m.

2. Perhitungan tebal lantai terjun

Tebal lantai kerja diperhitungkan menggunakan Persamaan 3.56 sebagai berikut, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.17.

$$t = c (0,6h_1 + 3.h_3 - 1,0)$$

dengan :

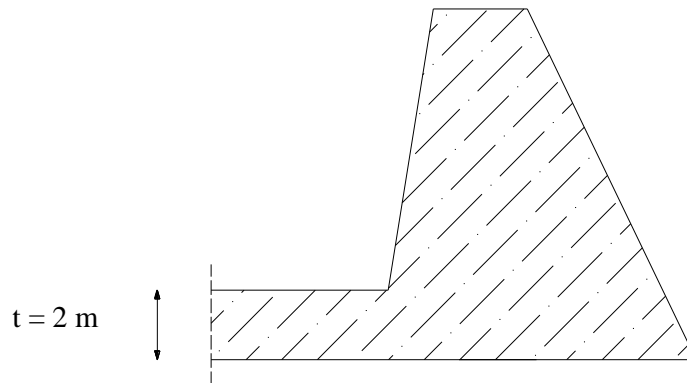
$$\begin{aligned} c &= \text{Koefisien untuk pelindung air} \\ &= 0,1 \text{ bila menggunakan pelindung} \\ &= 0,2 \text{ bila tanpa pelindung} \end{aligned}$$

$$t = 0,2 (0,6(h_1 - t) + 3.h_3 - 1,0)$$

$$t = 0,2(0,6(10-t) + 3.1,6 - 1,0)$$

$$t = 1,96 - 0,12t$$

$$t = 1,84 \text{ m} \approx 2 \text{ m}$$



Gambar 5.17 Sketsa Tebal Lantai Terjun

### 3. Tinggi *Sub Dam*

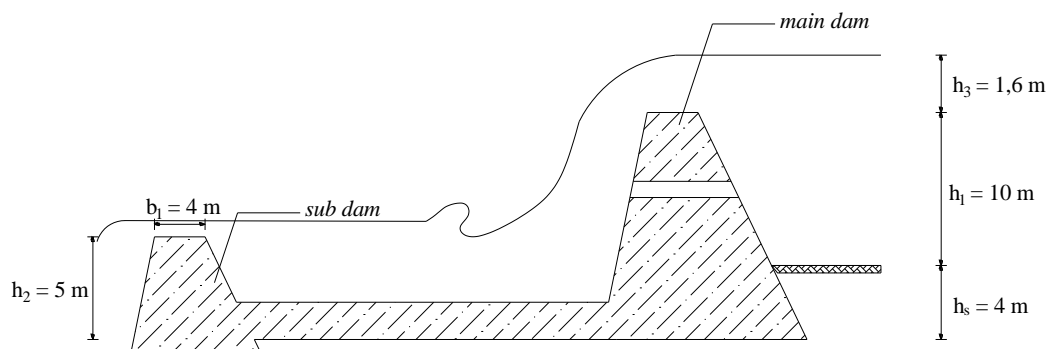
Tinggi *Sub Dam* direncanakan menggunakan Persamaan 3.56, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.18.

$$h_2 = \left( \frac{1}{3} \text{ s/d } \frac{1}{4} \right) \times (h_1 + h_s)$$

$$h_2 = \frac{1}{3} \times (h_1 + h_s) = \frac{1}{3} \times (10 + 4) = 4,67 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{1}{4} \times (h_1 + h_s) = \frac{1}{4} \times (10 + 4) = 3,5 \text{ m}$$

ambil  $h_2 = 5,00 \text{ m}$

Gambar 5.18 Sketsa *Main Dam* , Lantai Terjun dan *Sub Dam*

#### 4. Panjang lantai terjun

Panjang lantai terjun dibatasi oleh jarak *Main Dam* dan *Sub Dam*, dimana rumus perhitungannya menggunakan Persamaan 3.58 sampai 3.67 Sebagai berikut ini.

$$L = (1,2 \sqrt[3]{2,0})(h + h_3)$$

$$L = l_w + x + b_2$$

$$x = \beta \cdot h_j$$

$$h_1'' = \frac{q_1}{h_3}$$

$$V_1 = \sqrt{2g(h_1'' + h_3)}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1''}}$$

$$h_j = \frac{h_1''}{2} \left[ \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right]$$

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3}$$

$$l_w = V_0 \left[ \frac{2(h_1 + \frac{1}{2}h_3)}{g} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$L = l_w + x + b_2$$

dengan :

$L$  = Jarak antara *Main Dam* dan *Sub Dam* (m)

$h_1$  = Beda tinggi antara mercu *Main Dam* sampai permukaan lantai terjun (m)

$h_2$  = Tinggi *Sub Dam* (m) = 5 m

$h_1$  = Tinggi efektif *Main Dam* (m) = 10 m

$h_s$  = Kedalaman pondasi *Main Dam* (m) = 4 m

$t$  = Tebal lantai terjun (m) = 2 m

$l_w$  = Tinggi terjunan (m)

$h_3$  = Tinggi muka air di atas mercu *Main Dam* (m) = 1,6 m

$\beta$  = Koefisien (4,50 – 5,0)

$h_j$  = tinggi muka air di atas mercu *Sub Dam* sampai permukaan lantai terjun

$F_1$  = Angka Froude dari aliran jet pada titik jatuh

$h_1''$  = Tinggi air pada titik jatuhnya terjunnya (m)

$q_1$  = Debit parameter peluap ( $m^3/det/m$ )

$Q_d$  = Debit bajir rencana ( $m^3/det$ )

$g$  = Percepatan gravitasi (9,8 m/det)

$b_1$  = Tebal mercu *Sub Dam* (m) = 3 m

$L$  = (1,5 s/d 2,0) (10 + 1,6) = 17 s/d 24 m

Perhitungannya adalah sebagai berikut :

$$h = h_1 + h_s - t = 10 + 4 - 2 = 12 \text{ m}$$

$$q_0 = Q_d/B_1 = 126,45/35 = 3,61 \text{ m}^2/det$$

$$V_0 = 3,61/1,6 = 2,26 \text{ m}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot 9,8(2,17 + 1,6)} = 8,59 \text{ m/det}$$

$$q_1 = 126,45/36,4 = 3,47 \text{ m}^2/det$$

$$h_1'' = 3,47/1,6 = 2,17 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{8,59}{\sqrt{9,8 \cdot 2,17}} = 1,86$$

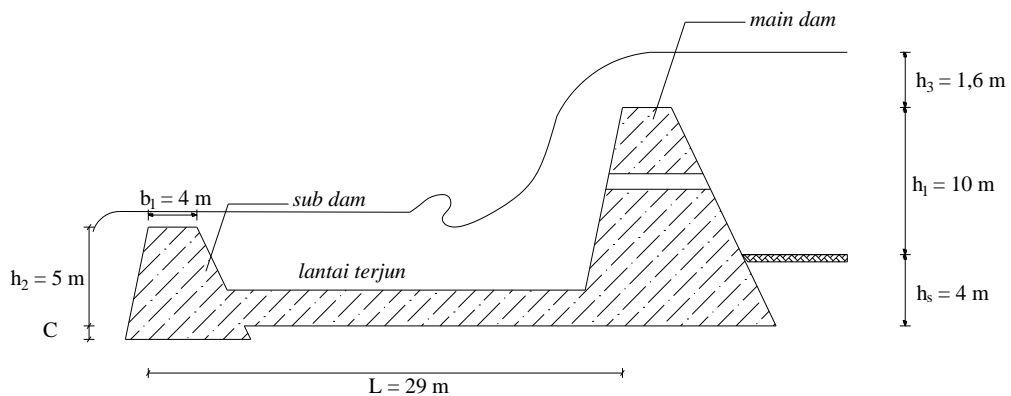
$$h_j = \frac{2,17}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot 1,86^2} - 1 \right] = 4,72 \text{ m}$$

$$l_w = 2,26 \left[ \frac{2(10 + \frac{1}{2} \cdot 1,6)}{9,8} \right]^{1/2} = 3,35 \text{ m}$$

$$x = 4,5 \times 4,72 = 21,24 \text{ m}$$

$$L = 4 + 21,24 + 3,35 = 28,59 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan di atas diambil  $L$  29 m, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.19.



Gambar 5.19 Sketsa *Main Dam* , *Lantai Terjun* dan *Sub Dam*

#### 5. Perhitungan pondasi *Sub Dam*

Kedalaman pondasi *Sub Dam* diperhitungkan berdasarkan *scouring* yang akan terjadi pada hilir.

Digunakan Persamaan 3.68 yaitu sebagai berikut ini.

$$Z_s = 2,89 \left( \frac{q^{0,82}}{d_{85}^{0,23}} \right) \left( \frac{h_3}{q^{0,667}} \right)^{0,93} - h_3$$

dengan :

$d_{85}$  = Diameter partikel 85 % dari *grain size distribution* = 7,00 mm

$q$  = Debit parameter peluap ( $\text{m}^3/\text{det}/\text{m}$ ) = 3,47 ( $\text{m}^3/\text{det}/\text{m}$ )

$$Z_s = 2,89 \left( \frac{3,47^{0,82}}{0,007^{0,23}} \right) \left( \frac{1,6}{3,47^{0,667}} \right)^{0,93} - 1,6 = 20,86 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan *scouring* terlalu dalam menyebabkan pondasi *Sub Dam* menjadi dalam. Pondasi yang terlalu dalam akan menyebabkan pekerjaan sulit dilaksanakan, maka di hilir diberi bronjong untuk mengurangi kedalaman *scouring*, bronjong direncanakan dengan batu kali diameter 10 cm dengan ketebalan bronjong 1,50 m.

$$Z_s = 2,89 \left( \frac{3,47^{0,82}}{0,10^{0,23}} \right) \left( \frac{1,6}{3,47^{0,667}} \right)^{0,93} - 1,6 = 8,14 \text{ m}$$

Setelah *scouring* diketahui kemudian dapat dihitung kedalaman pondasi *Sub Dam* dengan Persamaan 3.68 sebagai berikut.

$$C > Z_s - h_2$$

dengan :

$C$  = Kedalaman pondasi *Sub Dam* (m)

$$Z_s = \text{Scouring yang terjadi} = 8,14 \text{ m}$$

$$C > 8,14 - 5 = 3,14 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan  $C$  diambil 3,5 m.

d. Panjang *riverbed protection*

Penentuan panjang *riverbed protection* menggunakan Persamaan 3.69 sebagai berikut.

$$L_{rp} = 0,67 \times c \times \sqrt{q \cdot Z_s} = 0,67 \times 4 \times \sqrt{3,47 \cdot 8,14} = 14,24 \text{ m} \approx 15 \text{ m}$$

#### 6. Kemiringan tubuh *Sub Dam*

Penentuan kemiringan tubuh *Sub Dam* sama dengan kemiringan tubuh pada *Main Dam*.

#### 7. Konstruksi sayap *Sub Dam*

Kedalaman pondasi sayap *Sub Dam* diperhitungkan sama dengan kedalaman pondasi *Main Dam*, hal ini berfungsi untuk menghindari *scouring*.

### 5.9 BANGUNAN PELENGKAP

Bangunan pelengkap merupakan bangunan untuk mendukung kestabilan bangunan *Sabo Dam*. Perhitungan bangunan pelengkap adalah sebagai berikut.

#### 1. Konstruksi dinding tepi

Dinding tepi berfungsi untuk menahan erosi dan longsor antara *Main Dam* dan *sub dam* yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati mercu *Main Dam*. Syarat yang harus diperhatikan dalam perancangan dinding tepi adalah :

$$\text{Tinggi tembok tepi } h = t + h_j + F = 2 + 4,72 + 0,6 = 7,32 \text{ m} \approx 9 \text{ m}$$

Karena  $h > 3 \text{ m}$ , maka tembok tepi dibuat bertingkat dengan pembagian sebagai berikut.

$$\text{Trap 1} = 3 \text{ m} \quad \text{Trap 3} = 3$$

$$\text{Trap 2} = 3 \text{ m}$$

Asumsi desain trap 1 dan 2 sama pertimbangan  $h_1 > h_2$  maka dalam perhitungan stabilitas tembok cukup dihitung trap 1.

$$\phi = 34^\circ \text{ (pasir)}$$

$$\delta = 2/3 \phi = 2/3 \cdot 34 = 22,67^\circ$$

$$t_a = 0,5 \text{ m}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$m = 0,2$$

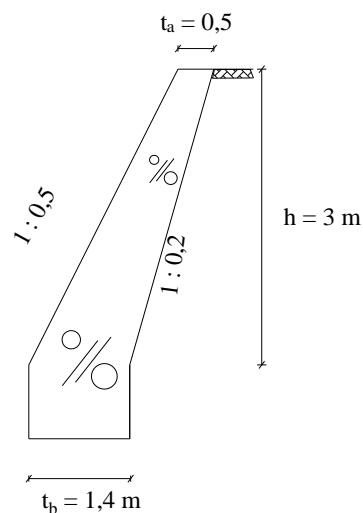
$$n = 0,5$$

$$t_b = t_a + n \cdot h - m \cdot h$$

$$t_b = 0,5 + 0,5 \cdot 3 - 0,2 \cdot 3$$

$$t_b = 1,4 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan ukuran dinding tepi dapat dilihat pada Gambar 5.20.



Gambar 5. 20 Sketsa Dinding Tepi

## 2. Lubang drainase

Lubang drainase pada *Main Dam* direncanakan berukuran  $2 \times 2$  m sampai dengan 2 kali diameter butiran sedimen terbesar, untuk memenuhi kebutuhan air

di hilir *Main Dam* maka dibuat lubang drainase pada *Main Dam*. Perhitungan dimensi lubang drainase digunakan Persamaan 3.71 sebagai berikut.

$$Q_d = C.A\sqrt{2.g.h_o}$$

$$126,45 = 0,8.A\sqrt{2.9,8.5}$$

$$A = 15,96 \text{ m}^2$$

Lubang direncanakan berbentuk persegi dengan lebar dan tinggi 1,5 m

$$A = n.b.d$$

$$15,96 = n.2.2$$

$$n = 3,99 \text{ buah dibulatkan } 4 \text{ buah}$$

## 5.10 STABILITAS MAIN DAM

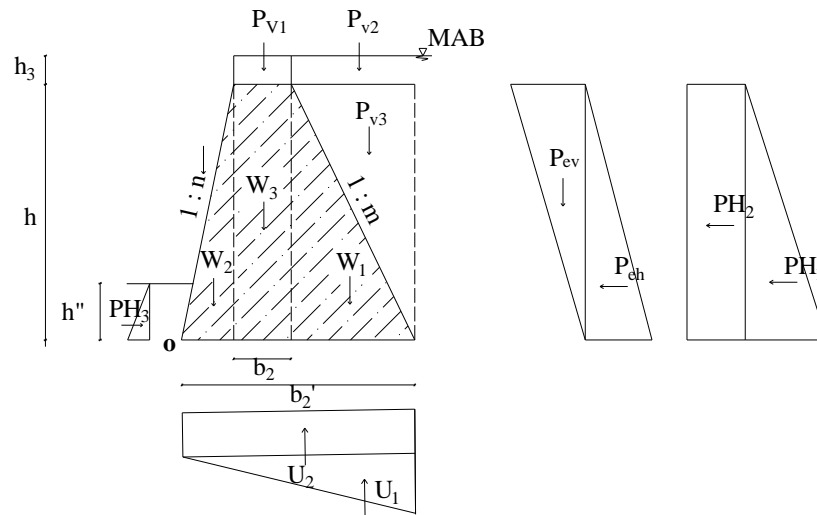
Stabilitas *main dam* pada saat kondisi banjir harus diperhitungkan dalam dua keadaan yaitu pada banjir dan kondisi air normal.

### 5.10.1 Stabilitas *Main Dam* pada Saat Kondisi Banjir

Stabilitas *Main Dam* pada saat kondisi banjir harus diperhitungkan adapun gaya yang bekerja adalah sebagai berikut :

1. Gaya akibat berat sendiri konstruksi
2. Gaya akibat tekanan air statik
3. Gaya akibat tekanan tanah sedimen
4. Gaya akibat tekanan air ke atas (*uplift pressure*) dengan koefisien uplift ( $\mu$ ) 0,5.

Akibat pengaruh gaya-gaya di atas maka tubuh *Main Dam* harus aman antara lain terhadap guling, geser, dan daya dukung, dimana angka keamanan harus melebihi dari yang diisyaratkan. Berikut gaya-gaya yang berkerja pada *Main Dam* pada saat banjir dapat dilihat pada Gambar 5.21.



Gambar 5. 21 Gaya yang Bekerja pada Main Dam pada Saat Banjir

Data saat kondisi banjir seperti pada Tabel 5.25 dan gaya yang bekerja pada tubuh *Main Dam* dapat diperhitungkan seperti pada Tabel 5.26 dan Tabel 5.27 berikut ini.

Tabel 5. 25 Data Saat Kondisi Banjir

No.	Keterangan	Notasi	Nilai
1	Tinggi total <i>Main Dam</i> (m)	$h$	14
2	Lebar peluap <i>Main Dam</i> (m)	$b_2$	4
3	Kemiringan hulu <i>Main Dam</i>	$m$	0,5
4	Kemiringan hilir <i>Main Dam</i>	$n$	0,2
5	Tinggi air di atas peluap (m)	$h_3$	1,6
6	Berat jenis air (sedimen) (t/m)	$\gamma_w$	1
7	Berat jenis bahan konstruksi	$\gamma_m$	2,3
8	Lebar total dasar <i>Main Dam</i>	$b_2'$	13,8
9	Koefisien gesekan dasar <i>Main Dam</i>	$f$	0,6
10	Tinggi air atas lantai terjun (m)	$h_1''$	2,17
11	Berat jenis sedimen (t/m)	$\gamma_s$	1,91
12	Tinggi efektif <i>Main Dam</i>	$h_1$	10
13	Kondisi tanah aktif	$K_a$	0,282
14	Berat jenis sedimen <i>submerged</i>	$\gamma'$	0,91

Tabel 5. 26 Gaya Vertikal pada Kondisi Banjir

Notasi	Gaya vertikal (V) (ton)	Lengan momen (L)(m)	V (ton)	L (m)	Momen (V x L)	Keterangan
W <sub>1</sub>	$0,5.m.h^2. \gamma_m$	$(1/3.m.h)+b_2+(n.h)$	112,70	9,13	1029,33	Berat sendiri
W <sub>2</sub>	$b_2.h. \gamma_m$	$(1/2.b_2)+(n.h)$	128,80	4,80	618,24	Berat sendiri
W <sub>3</sub>	$0,5.n.h^2. \gamma_m$	$2/3.n.h$	45,08	1,87	84,15	Berat sendiri
P <sub>ev</sub>	$0,5.m.h^2. \gamma'$	$(2/3.m.h)+b_2+(n.h)$	44,59	11,47	511,30	Tekanan sedimen
P <sub>v1</sub>	$b_2.h_3. \gamma_w$	$(1/2.h_3)+h$	6,40	14,80	94,72	Tekanan air
P <sub>v2</sub>	$m.h.h_3. \gamma_w$	$1/3.n.h$	11,20	0,93	10,45	Tekanan air
P <sub>v3</sub>	$\frac{1}{2}.m.h^2. \gamma_w$	$(2/3.m.h)+b_2+(n.h)$	49	11,46	561,87	Tekanan air
U <sub>1</sub>	$\gamma_w . b_2' . h_1'' . 0,5$	$\frac{1}{2}.b_2'$	-14,97	6,90	-103,31	Tekanan up lift
U <sub>2</sub>	$\frac{1}{2} . \gamma_w . b_2' . (h+h_3-h_1'') . 0,5$	$2/3.b_2'$	-61,31	9,20	-564,02	Tekanan up lift
		Jumlah	321,49		2242,72	

Tabel 5. 27 Gaya Horizontal Saat Kondisi Banjir

Notasi	Gaya yang Bekerja	Panjang Lengan Terhadap Titik O	H (Ton)	L (m)	Momen (ton.m)	Keterangan
PH <sub>1</sub>	$\frac{1}{2} (h_1)^2. \gamma_w$	$1/3.h_1$	50,00	3,33	166,67	Tekanan air
PH <sub>2</sub>	$h_1.h_3. \gamma_w$	$\frac{1}{2}.h_1$	16,00	5	80,00	Tekanan air
P <sub>eh</sub>	$0,5.m.h_1^2. \gamma'_{ka}$	$1/3.h_1$	6,42	3,33	21,38	Tekanan sedimen
PH <sub>3</sub>	$\frac{1}{2} h_1''^2. \gamma_w$	$1/3.h''$	2,35	0,72	1,703	Tekanan air
		Jumlah	74,77		269,75	

## a. Stabilitas terhadap guling

Perhitungan stabilitas terhadap guling digunakan Persamaan 3.73

$$SF = \frac{M_t}{M_g} > 1,5$$

$$= \frac{2242,72}{269,75} = 8,31 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

## b. Stabilitas terhadap geser

Perhitungan stabilitas terhadap geser digunakan Persamaan 3.74

$$SF = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} > 1,5$$

dengan :

$$f = \text{Koefisien geser} = 0,6$$

$$SF = \frac{0,6 \cdot 321,49}{74,77} = 2,58 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

c. Kontrol terhadap daya dukung

Perhitungan control terhadap penurunan (Terzaghi) digunakan Persamaan 3.75 sebagai berikut

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot c \cdot N_c + h_s \cdot \gamma \cdot N_q + 0,4 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dengan :

$$Q_{ult} = \text{Daya dukung } ultimate \text{ tanah (ton/m}^2\text{)}$$

$$c = \text{Nilai cohesi tanah (ton/m}^2\text{)} = 0$$

$$h_s = \text{Kedalaman pondasi (m)} = 4 \text{ m}$$

$$b_2' = \text{Lebar dasar } Main \text{ Dam (m)} = 13,8 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$N_c = 18,05$$

$$N_q = 8,66$$

$$N_\gamma = 8,2$$

$$Q_{ult} = (1,3 \cdot 0 \cdot 18,05) + (4 \cdot 1,91 \cdot 8,66) + (0,4 \cdot 13,8 \cdot 1,91 \cdot 8,2) \\ = 152,62 \text{ ton/m}^2$$

$$Q = Q_{ult}/SF \\ = 152,62 / 3 = 50,87 \text{ ton/m}^2$$

Tegangan yang terjadi akibat beban dapat dihitung dengan Persamaan 3.76 sebagai berikut :

$$Q_{maks/min} = \frac{\sum V}{b_2'} \left[ 1 \pm \frac{6e}{b_2'} \right] < Q_{ult}$$

dengan :

$e$  = Eksentrisitas gaya akibat berat *Main Dam* (m)

$$= (0,5 \cdot b_2') - x$$

$$x = \frac{Mt - Mg}{V} = \frac{2242,72 - 269,75}{321,49} = 6,14 \text{ m}$$

$$e = (0,5 \cdot 13,8) - 6,14 = 0,76 \text{ m}$$

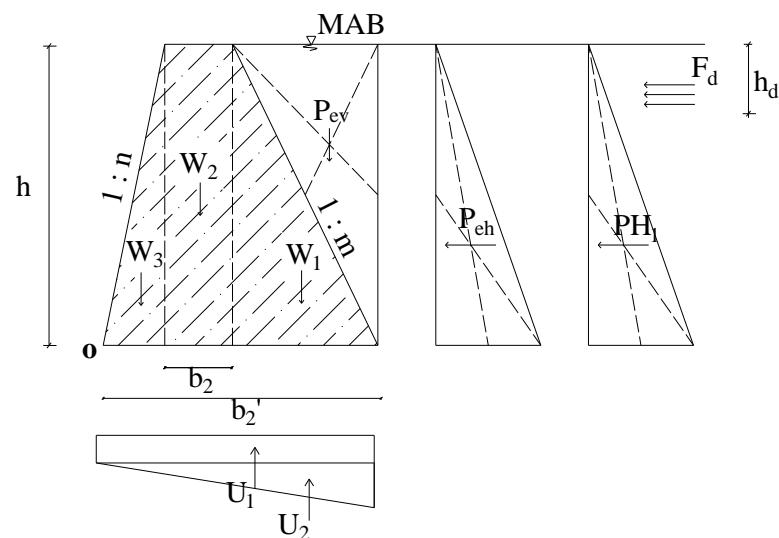
$$Q_{\text{mak/min}} = \frac{321,49}{13,8} \left[ 1 \pm \frac{6 \cdot 0,76}{13,8} \right] < Q_{\text{ult}}$$

$$Q_{\text{maks}} = 31,03 < 50,87 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{\text{min}} = 15,57 < 50,87 \text{ ton/m}^2$$

### 5.10.2 Stabilitas *Main Dam* pada Saat Kondisi Normal

Stabilitas *Main Dam* pada saat kondisi normal harus diperhitungkan, untuk sungai pada daerah gunung api, pada saat kondisi normal akan terjadi tumbukan pada dinding bagian hulu *main dam* oleh aliran *debris*, oleh sebab itu maka gaya tumbukan tersebut perlu dipertimbangkan dalam perencanaan *Main Dam* untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.22.



Gambar 5.22 Gaya yang Bekerja Pada *Main Dam* Pada Saat Air Normal

Pada saat kondisi normal gaya-gaya yang bekerja pada *Sabo Dam* harus diperhitungkan, perhitungan gaya yang bekerja pada *Sabo Dam* adalah sebagai berikut ini.

1. Besarnya gaya tumbukan adalah sebagai berikut.

Debit banjir	$Q_d$	$= 116,01 \times \alpha$	$= 126,45 \text{ m}^3/\text{det}$
Lebar sungai	$B$	$=$	$= 56 \text{ m}$
Kemiringan dasar sungai	$I$	$=$	$= 0,07$
Kedalaman aliran <i>debris</i>	$h_d$	$= \{(n \times \alpha \times q)/I^{1/2}\}^{3/5}$	$= 0,72 \text{ m}$
Kecepatan aliran <i>debris</i>	$V_d$	$= 1/n \times h_d^{2/3} \times I^{1/2}$	$= 4 \text{ m/det}$
Kekasaran <i>Manning</i>	$n$	$=$	$= 0,04$
Koefisien debit debris	$\alpha$	$=$	$= 1,09$
Konstanta	$\gamma_a$	$=$	$= 1$
Percepatan gravitasi	$g$	$=$	$= 9,8 \text{ m/det}$
Gaya akibat aliran <i>debris</i>	$F'$	$= \gamma_a (\gamma_s / g) \cdot V_d^2$	$= 3,13 \text{ ton/m}$

Pada saat kondisi normal gaya-gaya yang bekerja pada *Sabo Dam* seperti pada Tabel 5.28 harus diperhitungkan, perhitungan gaya yang bekerja pada *Sabo Dam* dapat dilihat pada Tabel 5.29 dan Tabel 5.30 sebagai berikut ini.

Tabel 5. 28 Data Saat Kondisi Normal

No.	Keterangan	Notasi	Nilai
1	Tinggi total <i>main dam</i> (m)	$h$	14
2	Lebar peluap <i>main dam</i> (m)	$b_2$	4
3	Kemiringan hulu <i>main dam</i>	$m$	0,5
4	Kemiringan hilir <i>main dam</i>	$n$	0,2
5	Tinggi air di atas peluap (m)	$h_3$	1,6
6	Berat jenis air (sedimen) (t/m)	$\gamma_w$	1
7	Berat jenis bahan konstruksi	$\gamma_m$	2,3
8	Lebar total dasar <i>main dam</i>	$b_2'$	13,8

Lanjutan Tabel 5. 28 Data Saat Kondisi Normal

No.	Keterangan	Notasi	Nilai
9	Koefisien gesekan dasar <i>main dam</i>	f	0,6
10	Tinggi air atas lantai terjun (m)	$h_1''$	2,17
11	Berat jenis sedimen (t/m)	$\gamma_s$	1,91
12	Tinggi efektif <i>main dam</i>	$h_1$	10
13	Kondisi tanah aktif	$K_a$	0,282
14	Berat jenis sedimen <i>submerged</i>	$\gamma'$	0,91

Tabel 5. 29 Gaya Vertikal pada Kondisi Normal

Notasi	Gaya vertikal (V) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	V (Ton)	L (m)	Momen (V x L) $T_M$	Keterangan
$W_1$	$0,5.m.h^2. \gamma_m$	$(1/3.m.h)+b_2+(n.h)$	112,7	9,13	1029,33	Berat sendiri
$W_2$	$b_2.h. \gamma_m$	$(1/2.b_2)+(n.h)$	128,8	4,80	618,24	Berat sendiri
$W_3$	$0,5.n.h^2. \gamma_m$	$2/3.n.h$	45,08	1,87	84,15	Berat sendiri
$P_{ev}$	$0,5.m.h^2. \gamma'$	$(2/3.m.h)+b_2+(n.h)$	112,7	11,47	1292,30	Tekanan sedimen
$U_1$	$0.5. \gamma_w .b_2'.(h+h_3-h_1'').0.5$	$1/2. b_2'$	-92,67	6,9	-639,40	Tekanan <i>up lift</i>
$U_2$	$0.5. \gamma_w .b_2'.(h+h_3-h_1'').0.5$	$2/3.b_2'$	-46,34	9,20	-426,27	Tekanan <i>up lift</i>
		Jumlah	260,28		1958,34	

Tabel 5. 30 Gaya Horizontal Saat Kondisi Normal

Notasi	Gaya horizontal (H) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	H (Ton)	L (m)	Momen (H x L) (tonm)	Keterangan
$PH_1$	$1/2.h_1^2. \gamma_w$	$1/3.h_1$	50	3,33	166,67	Tekanan air
$P_{eh}$	$1/2.m.h_1^2. \gamma'$	$1/3.h_1$	6,42	3,33	21,38	Tekanan sedimen
$F_d$	$F'.h_d$	$h-(1/2.h_d)$	2,26	13,64	30,79	Aliran <i>debris</i>
		Jumlah	58,67		218,85	

## a. Stabilitas terhadap guling

Perhitungan stabilitas terhadap guling digunakan Persamaan 3.73

$$\begin{aligned} \text{SF} &= \frac{M_t}{M_g} > 1,5 \\ &= \frac{1958,34}{218,85} = 8,95 > 1,5 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

b. Stabilitas terhadap geser

Perhitungan stabilitas terhadap geser digunakan Persamaan 3.74

$$\text{SF} = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} > 1,5$$

dengan :

$$f = \text{Koefisien geser} = 0,6$$

$$\text{SF} = \frac{0,6 \cdot 260,28}{58,67} = 2,66 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

c. Kontrol terhadap daya dukung daya dukung (Terzaghi) digunakan Persamaan 3. 75 sebagai berikut.

$$Q_{\text{ult}} = 1,3 \cdot c \cdot N_c + h_s \cdot \gamma \cdot N_q + 0,4 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dengan :

$$Q_{\text{ult}} = \text{Daya dukung ultimate tanah (ton/m}^2\text{)}$$

$$c = \text{Nilai kohesi tanah (ton/m}^2\text{)} = 0$$

$$h_s = \text{Kedalaman pondasi (m)} = 4 \text{ m}$$

$$b_2' = \text{Lebar dasar Man Dam (m)} = 13,8 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$N_c = 18,05$$

$$N_q = 8,66$$

$$N_\gamma = 8,2$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{ult}} &= (1,3 \cdot 0 \cdot 18,05) + (4 \cdot 1,91 \cdot 8,66) + (0,4 \cdot 13,8 \cdot 1,91 \cdot 8,2) \\ &= 152,62 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q = Q_{\text{ult}}/\text{SF}$$

$$= 152,62 / 3 = 50,87 \text{ ton/m}^2$$

Tegangan yang terjadi akibat beban dapat dihitung dengan Persamaan 3.76 sebagai berikut ini.

$$Q_{\text{maks/min}} = \frac{\sum V}{b_2'} \left[ 1 \pm \frac{6e}{b_2'} \right] < Q_{\text{ult}}$$

dengan :

$$e = \text{Eksentrisitas gaya akibat berat Main Dam (m)} \\ = 0,5 b_2' - x$$

$$x = \frac{Mt - Mg}{V} = \frac{1958,34 - 218,85}{260,28} = 6,68 \text{ m}$$

$$e = (0,5 \cdot 13,8) - 6,68 = 0,22$$

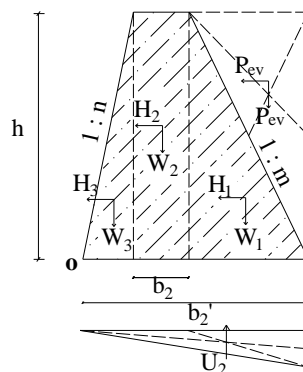
$$Q_{\text{mak/min}} = \frac{260,28}{13,8} \left[ 1 \pm \frac{6 \cdot 0,22}{13,8} \right] < Q_{\text{ult}}$$

$$Q_{\text{maks}} = 20,64 < 50,87 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{\text{min}} = 17,08 < 50,87 \text{ ton/m}^2$$

### 5.10.3 Stabilitas Main Dam Akibat Gempa

Stabilitas *Main Dam* akibat gempa harus diperhitungkan, adapun gaya-gaya yang bekerja akibat gaya gempa dapat dilihat pada Gambar 5.23 berikut. Perhitungan gaya vertikal dan horizontal akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 5.31 dan Tabel 5.32.



Gambar 5.23 Sketsa Gaya Akibat Gempa

Gaya gempa yang bekerja pada *Main Dam* dapat dihitung dengan Persamaan 3.71 Sebagai berikut ini.

$$H = k \times W$$

Tabel 5. 31 Gaya Vertikal pada Kondisi Gempa

Notasi	Gaya Vertikal (V) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	W (Ton)	Jarak Horizontal (m)	Momen (V x L) (tonm)	Keterangan
W <sub>1</sub>	$0,5.m.h^2 \cdot \gamma_m$	$(1/3.m.h)+b_2+(n.h)$	112,70	9,13	1029,33	Berat sendiri
W <sub>2</sub>	$b_2.h \cdot \gamma_m$	$(1/2.b_2)+(n.h)$	128,80	4,80	618,24	Berat sendiri
W <sub>3</sub>	$0,5.n.h^2 \cdot \gamma_m$	$2/3.n.h$	45,08	1,87	84,15	Berat sendiri
P <sub>ev</sub>	$0,5.m.h^2 \cdot \gamma'$	$(2/3.m.h)+b_2+(n.h)$	44,59	11,47	511,30	Tekanan sedimen
U <sub>2</sub>	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot b_2' \cdot (h+h_3-h'') \cdot 0,5$	$2/3.b_2'$	-46,33	9,20	-426,27	Tekanan <i>up lift</i>
		Jumlah	284,84		1816,75	

Tabel 5. 32 Gaya Horizontal Saat Kondisi Gempa

Notasi	Gaya horizontal (H) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	H (Ton)	Jarak Vertikal (m)	Momen (HxL) (Tonm)
H <sub>1</sub>	$k.W_1$	$1/3.h$	33,81	4,67	157,78
H <sub>2</sub>	$k.W_2$	$1/2 .h$	38,64	7	270,48
H <sub>3</sub>	$k.W_3$	$1/3.h$	13,52	4,67	63,11
P <sub>ev</sub>	$k.W_{Pev}$	$2/3.h_1$	13,38	6,67	89,18
		Jumlah	99,35		580,55

a. Stabilitas terhadap guling

Perhitungan stabilitas terhadap guling digunakan Persamaan 3.73

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{M_t}{M_g} > 1,5 \\
 &= \frac{1816,75}{580,55} = 3,13 > 1,2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

b. Stabilitas terhadap geser

Perhitungan stabilitas terhadap geser digunakan Persamaan 3.74

$$SF = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} > 1,5$$

dengan :

$$f = \text{Koefisien geser} = 0,6$$

$$SF = \frac{0,6 \cdot 284,84}{99,35} = 1,72 > 1,2 \text{ (Aman)}$$

c. Kontrol terhadap daya dukung

Perhitungan kontrol terhadap daya dukung (Terzaghi) digunakan Persamaan 3. 75 sebagai berikut.

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot c \cdot N_c + h_s \cdot \gamma \cdot N_q + 0,4 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dengan :

$$Q_{ult} = \text{Daya dukung ultimate tanah (ton/m}^2\text{)}$$

$$c = \text{Nilai kohesi tanah (ton/m}^2\text{)} = 0$$

$$h_s = \text{Kedalaman pondasi (m)} = 4 \text{ m}$$

$$b_2' = \text{Lebar dasar Man Dam (m)} = 13,8 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$N_c = 18,05$$

$$N_q = 8,66$$

$$N_\gamma = 8,2$$

$$Q_{ult} = (1,3 \cdot 0 \cdot 18,05) + (4 \cdot 1,91 \cdot 8,66) + (0,4 \cdot 13,8 \cdot 1,91 \cdot 8,2) \\ = 152,62 \text{ ton/m}^2$$

$$Q = Q_{ult} / SF \\ = 152,62 / 3 = 50,87 \text{ ton/m}^2$$

Tegangan yang terjadi akibat beban dapat dihitung dengan Persamaan 3.76 sebagai berikut ini.

$$Q_{maks/min} = \frac{\sum V}{b_2'} \left[ 1 \pm \frac{6e}{b_2'} \right] < Q_{ult}$$

dengan :

$e$  = Eksentrisitas gaya akibat berat *Main Dam* (m)

$$= (0,5 b_2') - x$$

$$x = \frac{Mt - Mg}{V} = \frac{1816,75 - 580,55}{284,84} = 4,34 \text{ m}$$

$$e = (0,5 \cdot 13,8) - 4,34 = 2,56$$

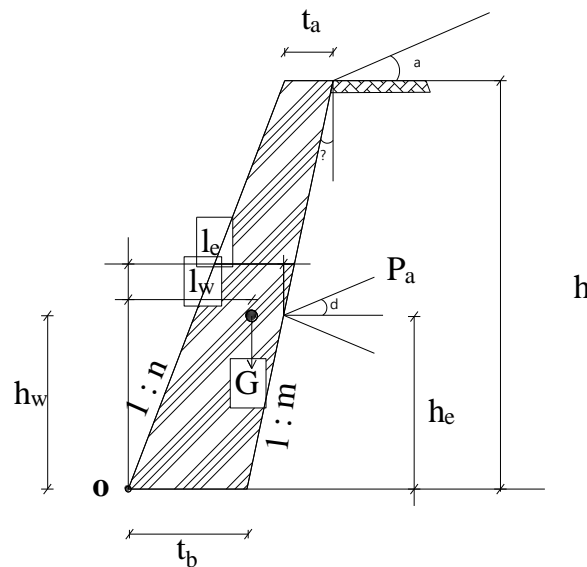
$$Q_{\text{maks/min}} = \frac{284,84}{13,8} \left[ 1 \pm \frac{6 \cdot 2,56}{13,8} \right] < Q_{\text{ult}}$$

$$Q_{\text{maks}} = 43,61 < 50,87 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{\text{min}} = 2,33 < 50,87 \text{ ton/m}^2$$

#### 5.10.4 Stabilitas Dinding Tepi

Gaya yang bekerja pada dinding tepi dapat dilihat pada Gambar 5.24 seperti berikut. Perhitungan gaya vertikal dan horizontal pada dinding tepi dapat dilihat pada Tabel 5.33 dan Tabel 5.34.



Gambar 5.24 Gaya yang Bekerja Pada Dinding Tepi

Tabel 5. 33 Gaya Vertikal pada Dinding Tepi

Notasi	Gaya vertikal (V)	Lengan momen (L) (m)	W (Ton)	L	Momen (V x L) (Tonm)	Keterangan
$W_G$	$h/2 \cdot (t_a + t_b) \cdot \gamma_m$	$(t_b^2 + t_b \cdot t_a + t_a^2)/3(t_b + t_a) + (n \cdot h/3) + (t_b + 2 \cdot t_a / (t_b + t_a))$	6,56	0,56	3,67	Berat sendiri
$W_s$	$1/2 \cdot m \cdot \gamma_s \cdot h^2$	$h/3$	1,72	1,00	1,72	Berat tanah
$P_{av}$	$1/2 \text{ ka} \cdot \gamma_s \cdot h^2 \cdot \sin \delta$	$t_b + 1/3 \cdot m \cdot h$	0,93	1,60	1,49	Tekanan tanah aktif
		Jumlah	8,27		6,88	

Tabel 5. 34 Gaya Horizontal Saat Kondisi Banjir

Notasi	Gaya horizontal H (Ton)	Lengan momen (L) (m)	W (Ton)	L	Momen (V x L)
$P_{ah}$	$1/2 \text{ ka} \cdot \gamma_s \cdot h^2 \cdot \cos \delta$	$1/3 \cdot h$	2,24	1,00	2,24
		Jumlah	2,24		2,24

## a. Stabilitas terhadap guling

Perhitungan stabilitas terhadap guling digunakan Persamaan 3.73

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{M_t}{M_g} > 1,5 \\
 &= \frac{6,88}{2,24} = 3,08 > 1,5 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

## b. Stabilitas terhadap geser

Perhitungan stabilitas terhadap geser digunakan Persamaan 3.74

$$SF = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} > 1,5$$

dengan :

$$f = \text{Koefisien geser} = 0,75$$

$$SF = \frac{0,75 \cdot 8,27}{2,24} = 2,77 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

## c. Kontrol terhadap daya dukung

Perhitungan kontrol terhadap daya dukung (Terzaghi) digunakan Persamaan 3.75 sebagai berikut.

$$Q_{ult} = 1,3.c.N_c + H_p.\gamma.N_q + 0,4.B.\gamma.N_\gamma$$

dengan :

$$Q_{ult} = \text{Daya dukung ultimate tanah (ton/m}^2\text{)}$$

$$c = \text{Nilai kohesi tanah (ton/m}^2\text{)} = 0$$

$$t_b = \text{Lebar dasar dinding tepi (m)} = 1,4 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$N_c = 18,05$$

$$N_q = 8,66$$

$$N_\gamma = 8,2$$

$$Q_{ult} = (1,3.0.18,05) + (2.1,91.8,66) + (0,4.1,4.1,91.8,2) \\ = 41,85 \text{ ton/m}^2$$

$$Q = Q_{ult}/SF \\ = 41,85/3 \\ = 13,95 \text{ ton/m}^2$$

Tegangan yang terjadi akibat beban dapat dihitung dengan Persamaan 3.76 sebagai berikut ini.

$$Q_{maks/min} = \frac{\sum V}{t_b} \left[ 1 \pm \frac{6e}{t_b} \right] < Q_{ult}$$

dengan :

$$e = \text{Eksentrisitas gaya akibat berat Main Dam (m)} \\ = (t_b/6) - x$$

$$x = \frac{Mt - Mg}{V} = \frac{6,88 - 2,24}{8,27} = 0,56 \text{ m}$$

$$e = (0,5.1,4) - 0,56 = 0,14$$

$$Q_{maks/min} = \frac{8,27}{1,4} \left[ 1 \pm \frac{6.0,14}{1,4} \right] < Q_{ult}$$

$$Q_{maks} = 9,41 < 13,95 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{\min} = 2,41 < 13,95 \text{ ton/m}^2$$

## 5.11 KONTROL TEBAL LANTAI DAN REMBESAN

Tebal lantai terjun harus mampu menahan gaya angkat yang diakibatkan oleh rembesan air yang berada dibawahnya, hal ini harus dilakukan untuk menghindari pecahnya lantai terjun.

### 5.11.1 Tebal Lantai Terjun Terhadap Gaya Angkat

Perhitungan gaya angkat dapat dilihat pada Tabel 5.35. Data uplift seperti pada Tabel 5.35 digunakan untuk menghitung gaya akibat berat dan gaya akibat angkat pada Tabel 5.37 dan Tabel 5.38 Panjang garis rembesan dapat dilihat pada Gambar 5.25.

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{\sum L} \Delta h$$

dengan :

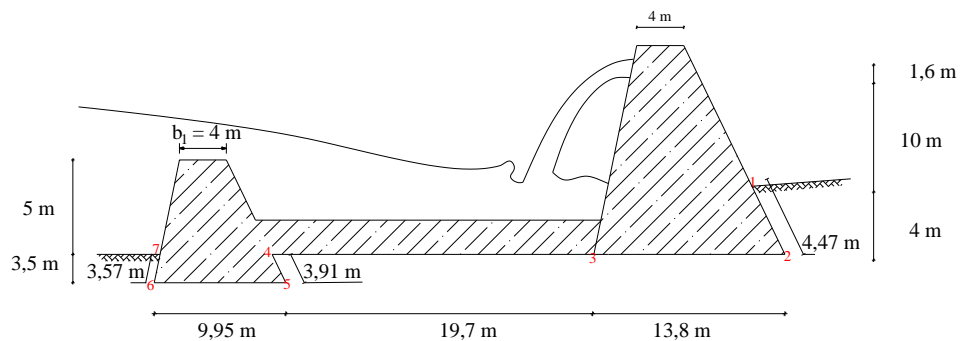
$U_x$  = Gaya angkat pada titik x (ton)

$H_x$  = Tinggi tekan dari titik x sampai muka air hulu (m)

$L_x$  = Panjang garis rembesan sampai titik yang ditinjau (m)

$\sum L$  = Panjang garis rembesan total (m)

$\Delta h$  = Beda tinggi energi =  $676,69 - 669,26 = 7,43$  m



Gambar 5.25 Panjang Garis Rembesan pada *Sabo Dam*

Tabel 5.35 Gaya Angkat

No	$L_v$ (m)	$1/3L_h$ (m)	$L_x$ (m)	$H_x$ (m)	$\Delta h$ (m)	$U_x$ (t/m <sup>2</sup> )
1			0,00	11,60	7,43	11,60
	4,47					
2			4,47	15,60	7,43	14,34
		4,60				
3			9,07	15,60	7,43	13,05
		6,57				
4			15,64	15,60	7,43	11,20
	3,91					
5			19,55	19,1	7,43	13,61
		3,32				
6			22,87	19,1	7,43	12,67
	3,57					
7			26,44	15,60	7,43	8,17

Tabel 5.36 Data *Uplift*

Keterangan	Notasi	
Tebal lantai terjun (m)	t	2
Gaya angkat dititik 3	$U_3$	13,05
Gaya angkat dititiik 4	$U_4$	11,20
Panjang lantai terjun	L	19,70
Berat jenis air (t/m)	$\gamma_w$	1
Berat jenis material (t/m)	$\gamma_m$	2,3
Tinggi air di atas lantai terjun	$h''$	2,17

Tabel 5.37 Gaya Akibat Berat Lantai Terjun

Notasi	Gaya	Lengan	V (ton)	L m	Momen tm
W	$t \times L \times \gamma_m$	$\frac{1}{2} L$	90,62	9,85	892,61
H	$h'' \times L \times \gamma_w$	$\frac{1}{2} L$	42,75	9,85	421,08
		jumlah	133,37		1313,70

Tabel 5.38 Gaya Akibat Gaya Angkat

Notasi	Gaya	Lengan	V (ton)	L M	Momen tm
$P_1$	$U_4 \times L \times \mu$	$\frac{1}{2} \times L$	66,19	9,85	651,97
$P_2$	$\frac{1}{2} \times (U_3 - U_4) \times L \times \mu$	$\frac{2}{3} \times L$	5,46	13,13	71,69
		Jumlah	71,66		723,66

Stabilitas terhadap gaya angkat :

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{133,37}{71,66} = 1,86 > 1,5 \text{ Aman}$$

Stabilitas terhadap guling :

$$SF = \frac{\sum MV}{\sum MU} = \frac{1313,70}{723,66} = 1,82 > 1,5 \text{ aman}$$

Dengan :

$$\sum V = \text{Gaya akibat berat rantai terjun (ton)}$$

$$\sum U = \text{Gaya angkat (ton)}$$

$$\sum MV = \text{Momen akibat berat rantai terjun (tonm)}$$

$$\sum MU = \text{Momen akibat gaya angkat (tonm)}$$

### 5.11.2 Kontrol Terhadap Rembesan

Menentukan stabilitas bangunan terhadap rembesan digunakan Persamaan 3.79 Sebagai berikut ini.

$$L = L_v + 1/3 L_h$$

$$L = c \cdot \Delta h$$

dengan :

$$L = \text{Panjang rembesan (m)} = 26,44 \text{ m}$$

$$L_v = \text{Panjang rembesan arah vertikal (m)}$$

$$L_h = \text{Panjang rembesan arah horizontal (m)}$$

$$c = \text{Koefisien Lane} = 3,00 \text{ (untuk kerikil kasar termasuk batu kali)}$$

$$\Delta h = \text{Beda tinggi energi} = 676,69 - 669,26 = 7,43 \text{ m}$$

$$26,44 > 3 \times 7,43 \text{ m}$$

$$26,44 > 22,29 \text{ m (panjang rembesan memenuhi syarat)}$$

## 5.12 VOLUME TAMPUNG SABO DAM

Perancangan ini dibangun Sabo Dam dengan tipe tertutup. Estimasi volume tampung dam tipe tertutup dipengaruhi oleh tinggi efektif bangunan ( $h_1$ ), lebar sungai ( $B$ ), dan kemiringan dasar sungai ( $I_0$ ). Dari data peta topografi dan hasil analisis diperoleh lebar sungai ( $B$ ) = 56 m. Desain tinggi efektif dam (5 m), kemiringan dasar sungai awal ( $I_0$ ) = 0,07

### 1. Hitung volume tampungan mati ( $V_D$ )

Perhitungan volume tampungan mati (*dead volume*) dam tipe tertutup dalam perancangan ini menggunakan rumus empiris berikut.

$$V_D = \frac{1}{2} \times h \times B \times L_1$$

$$L_1 = \frac{h_1}{I_0 - I_2}$$

$$I_2 = \frac{1}{2} \times I_0 = \frac{1}{2} \times 0,07 = 0,035$$

$$L_1 = \frac{10}{0,07 - 0,035} = 285,71 \text{ m}$$

Maka volume tampungan mati yang terbentuk adalah

$$V_D = \frac{1}{2} \times 10 \times 56 \times 285,71 = 79998,8 \text{ m}^3$$

### 1. Hitung volume tampungan total ( $V_{tot}$ )

Perhitungan volume tampungan total dam tipe tertutup dalam perencanaan ini menggunakan persamaan berikut.

$$V_{tot} = \frac{1}{2} \times h \times B \times L_2$$

$$L_2 = \frac{h}{I_0 - I_D}$$

$$I_D = \frac{2}{3} \times I_0 = \frac{2}{3} \times 0,07 = 0,046$$

$$L_2 = \frac{10}{0,07 - 0,046} = 416,67 \text{ m}$$

Maka volume tampungan total ( $V_{\text{tot}}$ ) yang terbentuk adalah

$$\begin{aligned} V_{\text{tot}} &= \frac{1}{2} \times 10 \times 56 \times 416,67 \\ &= 116667,6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

## 2. Hitung volume terkendali ( $V_c$ )

Perhitungan volume yang terkendali (*Control Volume*) akibat bangunan tersebut dihitung dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= V_{\text{tot}} - V_D \\ &= 116667,6 - 79998,8 \\ &= 36668,8 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Pada kondisi tetap (statis) : } I_s = \frac{1}{2} I_0$$

$$\text{Pada kondisi dinamis : } I_d = \frac{2}{3} I_0 \text{ \textit{and} } \frac{3}{4} I_0$$

## 5.13 PEMBAHASAN

Perancangan *Sabo Dam* di sungai Woro direncanakan untuk mengurangi kecepatan aliran, menahan laju sedimen, memperkecil aliran debris, mereduksi debit puncak sedimen serta mengubah sifat aliran massa menjadi aliran individu. Perancangan *Sabo Dam* di sungai Woro ini menggunakan data-data sekunder. Pengumpulan data sekunder yang diperoleh antara lain data curah hujan maksimum tercatat 10 tahun yaitu dari tahun 2005-2014, peta situasi sungai Woro, peta topografi 1 : 1000.

### 5.13.1 HASIL ANALISIS DATA PETA

Hasil pengumpulan data peta yaitu peta DAS sungai Woro diperoleh hasil analisis karakteristik sungai berupa Luas DAS = 9,33 km<sup>2</sup>, panjang sungai 10,720 km, kemiringan sungai = 0,07, lebar sungai = 56 m. Dengan metode HSS Gama I diperoleh waktu puncak banjir 2,09 jam, debit puncak aliran = 0,88 m<sup>3</sup>/det, aliran

dasar =  $4,90 \text{ m}^3/\text{det}$ , dan indeks infiltrasi ( $\Phi$ ) =  $10,49 \text{ mm/jam}$ . Metode Nakayasu diperoleh waktu puncak banjir =  $1,768 \text{ jam}$ , debit puncak aliran =  $0,946 \text{ m}^3/\text{det}$ .

### 5.13.2 HASIL ANALISIS DATA HIDROLOGI

Data hidrologi berupa data curah hujan kemudian dianalisis menggunakan metode analisis frekuensi. Metode ini diperoleh beberapa hitungan parameter statistik data yaitu curah hujan maksimum rata-rata ( $\bar{x}$ ) =  $137,39 \text{ mm}$ , standar deviasi ( $s$ ) =  $31,63 \text{ mm}$ , koefisien variasi ( $C_v$ ) =  $0,23$ , koefisien kemencengan ( $C_s$ ) =  $0,08$ , dan koefisien kurtosis ( $C_k$ ) =  $2,67$ . Melihat nilai  $C_s$  dan  $C_k$  dari hasil perhitungan parameter statistik kita dapat menentukan jenis sebaran/distribusi. Berdasarkan syarat-syarat dari hasil analisis untuk menentukan jenis distribusi, didapatkan bahwa data tersebut mengikuti distribusi Log Pearson III dimana distribusi tipe ini digunakan jika nilai  $C_s$  dan  $C_k$  hasil analisis tidak memenuhi syarat-syarat metode lainnya. Hasil pemilihan distribusi dapat dilihat di Tabel 5.5. Analisis menggunakan metode log pearson III, diperoleh kedalaman hujan  $134,05 \text{ mm}$  untuk periode ulang 2 tahun,  $163,48 \text{ mm}$  untuk periode ulang 5 tahun,  $181,34 \text{ mm}$  untuk periode ulang 10 tahun,  $202,54$  untuk periode ulang 20 tahun,  $217,53 \text{ mm}$  untuk periode ulang 50 tahun,  $231,93 \text{ mm}$  untuk periode ulang 100 tahun. Dengan menggunakan metode ABM diperoleh hasil hyetograph hujan rencana periode ulang 100 tahun (interval hujan = 1-6 jam) yang hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.20. Langkah berikutnya menghitung hujan efektif ( $h_e$ ) dengan periode ulang yang hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.21. Hasil analisis dari data peta di peroleh debit total rencana dari metode Gama I dan metode Nakayasu. Berdasarkan hasil analisis dipilih debit terbesar sebagai debit rancangan yaitu metode Nakayasu  $116,01 \text{ m}^3/\text{det}$  periode ulang 100 tahun.

### 5.13.3 DESAIN SABO DAM

#### 1. Desain Dam utama (*Main Dam*)

Desain lebar peluap ( $B_1$ ) =  $35 \text{ m}$ , tinggi air di atas peluap ( $h_3$ ) =  $1,6 \text{ m}$ ,  $Q_{\text{peluap}} = 116,01 \text{ m}^3/\text{dek}$ , tinggi ( $h$ ) =  $14 \text{ m}$ , lebar mercu peluap ( $b_2$ ) =  $4 \text{ m}$ , kemiringan bagian hilir ( $n$ ) =  $1 : 0,2$ , kemiringan bagian hulu ( $m_1$ ) =  $1 : 0,5$  lebar Dasar *Main Dam* ( $b_2'$ ) =  $13,8 \text{ m}$

2. Desain Sub Dam dan lantai terjun

Panjang lantai terjun ( $L$ ) = 29 m, tebal lantai kolam olak ( $t$ ) = 2 m, tinggi efektif dam ( $h_1$ ) = 10 m, tinggi sub dam ( $h_2$ ) = 5 m, ambang dasar ( $h_1'$ ) = 3 m.

3. Cek stabilitas *Sabo Dam* kondisi banjir

a. Stabilitas terhadap guling ( $SF_{guling}$ ) = 8,31 > 1,5 Aman

b. Stabilitas terhadap geser ( $SF_{geser}$ ) = 2,58 > 1,5 Aman

c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah pondasi

1) Tekanan tanah normal maksimum = 31,02 ton/m<sup>2</sup> < 50,87 ton/m<sup>2</sup>

2) Tekanan tanah normal minimum = 15,57 ton/m<sup>2</sup> < 50,87 ton/m<sup>2</sup>

4. Cek stabilitas sabo dam kondisi normal

a. Stabilitas terhadap guling ( $SF_{guling}$ ) = 8,95 > 1,5 Aman

b. Stabilitas terhadap geser ( $SF_{geser}$ ) = 2,66 > 1,5 Aman

c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah pondasi

1) Tekanan tanah normal maksimum = 20,64 ton/m<sup>2</sup> < 50,87 ton/m<sup>2</sup>

2) Tekanan tanah normal minimum = 17,08 ton/m<sup>2</sup> < 50,87 ton/m<sup>2</sup>

5. Cek stabilitas sabo dam kondisi gempa

a. Stabilitas terhadap guling ( $SF_{guling}$ ) = 3,13 > 1,2 Aman

b. Stabilitas terhadap geser ( $SF_{geser}$ ) = 1,72 > 1,2 Aman

c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah pondasi

1) Tekanan tanah normal maksimum = 43,61 ton/m<sup>2</sup> < 50,87 ton/m<sup>2</sup>

2) Tekanan tanah normal minimum = 2,33 ton/m<sup>2</sup> < 50,87 ton/m<sup>2</sup>

6. Cek stabilitas dinding tepi

a. Stabilitas terhadap guling ( $SF_{guling}$ ) = 3,08 > 1,5 Aman

b. Stabilitas terhadap geser ( $SF_{geser}$ ) = 2,77 > 1,5 Aman

c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah pondasi

1) Tekanan tanah normal maksimum = 9,41 ton/m<sup>2</sup> < 13,95 ton/m<sup>2</sup>

2) Tekanan tanah normal minimum = 2,41 ton/m<sup>2</sup> < 13,95 ton/m<sup>2</sup>

7. Kontrol tebal lantai dan rembesan

a. Stabilitas terhadap angkat ( $SF_{angkat}$ ) = 1,86 < 1,5 Aman

b. Stabilitas terhadap guling ( $SF_{guling}$ ) = 1,82 < 1,5 Aman

c. Panjang garis rembesan = 26,44 > 22,29 Aman

Desain tinggi bangunan ( $h$ ) = 10 m, kemiringan dasar sungai awal ( $I_0$ ) = 0,07, tipe Sabo Dam merupakan tipe tertutup, maka dari hasil analisis diperoleh volume tampungan dam yaitu : volume tampungan mati (*Dead Volume*) adalah 79998,8 m<sup>3</sup> dengan panjang  $L_1 = 285,71$  m, dengan kemiringan dasar sungai statis yang terbentuk ( $I_s$ ) = 0,035. Volume tampungan total ( $V_{total}$ ) adalah sebesar 116667,6 m<sup>3</sup> dengan panjang ( $L_2$ ) = 416,67 m, dengan kemiringan dasar sungai dinamis yang terbentuk ( $I_D$ ) = 0,046. Volume yang terkendali (*Control Volume*) akibat adanya bangunan tersebut adalah sebesar = 36668,8 m<sup>3</sup>.