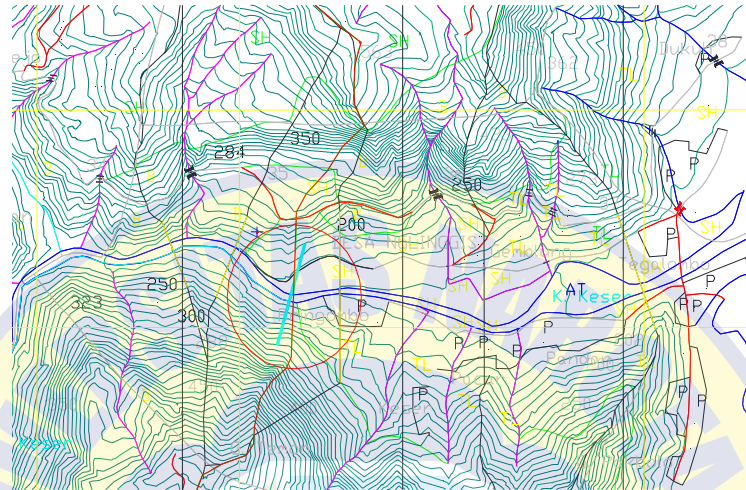


## BAB IV

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Analisis Topografi

Bendungan Tugu merupakan bendungan yang terletak di Kecamatan Tugu, Kabupaten Trenggalek, tepatnya di Sungai Keser. Berikut merupakan lokasi Bendungan Tugu yang melintasi Sungai Keser.



**Gambar 4.1** Lokasi Bendungan Tugu berdasarkan kontur

**Gambar 4.1** menunjukkan kontur lokasi Bendungan Tugu. Garis biru merupakan Sungai Keser, yaitu sungai yang akan menjadi lokasi dibangunnya Bendungan Tugu. Rencana lokasi pembangunan bendungan berada pada lingkaran merah. Perbedaan elevasi pada lokasi Bendungan Tugu yang ditunjukkan oleh garis kontur adalah sebesar 12,5 m, dengan elevasi terendah +175 dan elevasi tertinggi +450. Dengan demikian, dari peta topografi tersebut dapat diketahui rencana tinggi bendungan.

#### 4.2 Penentuan Lokasi Bendungan

Penentuan lokasi bendungan ditentukan dari beberapa kriteria, antara lain :

1. Terdapat lembah sempit yang terbuka ke arah hulu yang kokoh dan tidak mudah longsor.
2. Daerah sekitar lokasi merupakan perbukitan berbatuan yang cukup curam diselingi tebing-tebing dan afoor di kiri kanan sungai lokasi rencana bendungan dengan tipe tanah yang ada di sekitar lokasi adalah batuan keras.
3. Keperluan pembuatan bangunan untuk masyarakat setempat.

#### 4.3 Daerah Aliran Sungai

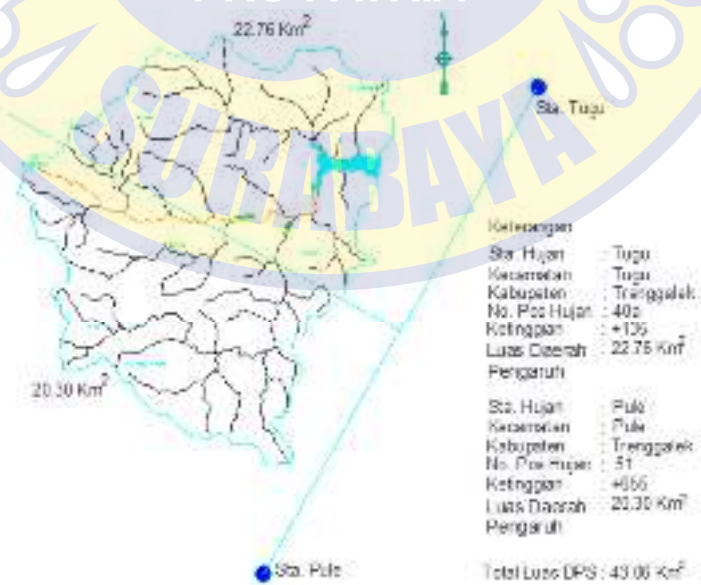
Dalam penentuan batas DAS (Daerah Aliran Sungai) yang ditinjau untuk perencanaan Bendungan Tugu diperoleh dari pengolahan data peta topografi yang didapatkan dalam bentuk AutoCad. Dilakukan deliniasi (menghubungkan garis kontur) dengan melihat elevasi tiap garis

dan bentuk garis kontur berupa bukit/punggung atau lembah. Setelah didapatkan batas DAS dari peta tersebut, dapat diketahui luas DAS dan luas daerah pengaruh stasiun hujan yang ditinjau. Stasiun hujan yang ditinjau adalah Stasiun Hujan Tugu dan Stasiun Hujan Pule. Penentuan lokasi stasiun hujan dengan melihat data lokasi stasiun hujan, kemudian di plot sesuai dengan letak geografisnya pada peta topografi yang tersedia.

Langkah-langkah untuk memperoleh luasan DAS dan luas daerah pengaruh stasiun hujan adalah sebagai berikut :

1. Peta yang ada dalam bentuk Autocad.
2. Pada peta tersebut sudah dilakukan deliniasi batas DAS dan letak stasiun hujan yang ditinjau. Dimana letak stasiun hujan yang ditinjau semuanya berada diluar batas DAS.
3. Dari stasiun hujan yang ditinjau ditarik garis yang menghubungkan antara letak keduanya. Kemudian garis penghubung tersebut dicari titik tengah yang memotong sama panjang di kedua sisinya.
4. Dari titik tersebut ditarik garis tegak lurus dan terbentuklah garis pengaruh. Dari garis pengaruh tersebut diperpanjang hingga memotong batas DAS terluar.
5. Dengan memakai ikon bantu *polyline* untuk membuat batas DAS dan batas pengaruh stasiun hujan supaya dapat dicari luasannya. Kemudian pakai ikon bantu list.
6. Maka bisa diketahui luasan tiap stasiun hujan.
7. Luas DAS bisa dihitung juga dengan menjumlah luas kedua stasiun tersebut.

Berikut merupakan hasil deliniasi daerah aliran sungai yang melibatkan Stasiun Hujan Tugu dan Stasiun Hujan Pule :



**Gambar 4.2** Deliniasi daerah aliran Sungai Keser

Berdasarkan hasil deliniasi batas daerah aliran sungai dengan menggunakan tinjauan Stasiun Hujan Tugu yang terletak pada elevasi +135, diperoleh luasan daerah pengaruh sebesar 22,76 km<sup>2</sup>. Serta dengan menggunakan tinjauan Stasiun Hujan Pule yang terletak pada elevasi +655, diperoleh luasan daerah pengaruh sebesar 20,30 km<sup>2</sup>. Dengan demikian total luas daerah pengaruh sungai sebesar 43,06 km<sup>2</sup>.

#### 4.4 Analisis Curah Hujan

Untuk perhitungan analisis hidrologi di Bendungan Tugu, dibutuhkan data hujan pada kawasan yang akan dibangun bendungan. Dalam perhitungan analisis curah hujan terdapat tiga metode yang sering digunakan, yaitu Metode Aritmatik, Metode Poligon Thiessen, dan Metode Ishoyet. Dari ketiga metode tersebut perlu dipilih metode yang sesuai untuk digunakan pada suatu daerah tangkapan air. Berikut merupakan ketentuan-ketentuan yang digunakan untuk menentukan metode dalam perhitungan analisis curah hujan:

**Tabel 4. 1** Penentuan metode perhitungan analisis curah hujan (*Suripin, 2004*)

Parameter	Kondisi	Cara yang dapat digunakan
Jumlah stasiun hujan	Cukup	Aritmatika, <i>Thiessen Polygon</i> , Ishoyet
	Terbatas	Rerata Aritmatik, <i>Thiessen Polygon</i>
Luas DAS	>5000 km <sup>2</sup> (Besar) 501-5000 km <sup>2</sup> (sedang)	Ishoyet, <i>Thiessen Polygon</i>
	<500 km <sup>2</sup> (kecil)	Rerata Aritmatika
Kondisi Topografi	Pegunungan	<i>Thiessen Polygon</i>
	Dataran	Aljabar
	Berbukitan dan tidak beraturan	Ishoyet dan <i>Thiessen Polygon</i>

Kondisi daerah Bendungan Tugu dengan jumlah stasiun yang ada termasuk kategori cukup, terletak pada wilayah pegunungan dan memiliki luas DAS < 500 km<sup>2</sup>, maka untuk menghitung curah hujan digunakan cara Poligon Thiessen.

Karena data hujan yang tersedia adalah data hujan harian selama 26 tahun, maka dicari curah hujan maksimal tiap tahunnya. Dari curah hujan maksimal tersebut dihitung curah hujan wilayah menggunakan Metode Poligon Thiessen.

Contoh perhitungan curah hujan wilayah:

Data curah hujan tahun 1991

$R_1$  (Stasiun Tugu) = 97 mm

$R_2$  (Stasiun Pule) = 62 mm

$A_1$  (Stasiun Tugu) = 22,76 km<sup>2</sup>

$A_2$  (Stasiun Pule) = 20,30 km<sup>2</sup>

Curah hujan wilayah;

$$\bar{R} = \frac{(97\text{mm} \times 22,76 \text{ km}^2) + (62\text{mm} \times 20,30\text{km}^2)}{(22,76 \text{ km}^2 + 20,30\text{km}^2)}$$

$$\bar{R} = 80,50 \text{ mm}$$

Setelah dilakukan perhitungan curah hujan wilayah, maka diperoleh curah hujan rata-rata wilayah pada setiap tahunnya dan diketahui pula curah hujan maksimum pada tahun tersebut. Hasil dari perhitungan ini terangkum dalam **Tabel 4.2**.

**Tabel 4.2** Perhitungan curah hujan wilayah

Tahun ke-	Tahun	Stasiun Hujan				Curah Hujan Wilayah	Curah Hujan Max
		Tugu		Pule			
		Tgl	CH	Tgl	CH		
1	1990	8-Mar	96	31-Oct	53	75.73	96
2	1991	15-Jan	97	14-Nop	62	80.50	97
3	1992	31-Ags	160	8-Oct	135	148.21	160
4	1993	12-Jun	97	24-Dec	87	92.29	97
5	1994	4-Mar	60	26-Apr	43	51.99	60
6	1995	19-Oct	92	12-Jun	90	91.06	92
7	1996	21-Nop	95	14-Dec	70	83.21	95
8	1997	14-Feb	64	25-Feb	23	44.67	64
9	1998	18-Jan	68	23-Sep	85	76.01	85
10	1999	2-Jun	72	17-Nop	91	80.96	91
11	2000	1-May	86	4-Mar	65	76.10	86
12	2001	19-Feb	52	18-Nop	64	57.66	64
13	2002	4-Feb	64	9-Feb	45	55.04	64

Tahun ke-	Tahun	Stasiun Hujan				Curah Hujan Wilayah	Curah Hujan Max
		Tugu		Pule			
		Tgl	CH	Tgl	CH		
14	2003	28-Jan	110	8-Dec	85	98.21	110
15	2004	22-Nop	98	28-May	68	83.86	98
16	2005	13-Mar	120	22-Jan	157	137.44	157
17	2006	20-Apr	106	20-Apr	89	97.99	106
18	2007	27-Dec	160	27-Dec	234	194.89	234
19	2008	9-Mar	75	4-Peb	81	77.83	81
20	2009	24-Jan	95	16-Jan	100	97.36	100
21	2010	26-Mar	73	7-Dec	120	95.16	120
22	2011	3-Jan	118	20-May	103	110.93	118
23	2012	22-Feb	91	2-Jan	87	89.11	91
24	2013	7-Jan	107	6-Jan	85	96.63	107
25	2014	28-Feb	75	29-Dec	85	79.71	85
26	2015	30-Jan	118	22-Jan	75	97.73	118
27	2016	Oct	106	Apr	95	100.81	106
28	2017	Oct	106	Mar	61	84.79	106
29	2018	Nop	115	Nop	56	87.19	115
30	2019	Apr	110	Mar	124	116.60	124
31	2020	Jan	81	Nop	107	93.26	107

Sumber : Data Hujan (Th 1990 - Th. 2020) Dinas PU Pengairan Kab. Trenggalek

#### 4.5 Perhitungan Parameter Dasar Statistika

Perhitungan parameter dasar statistika digunakan untuk menentukan metode distribusi yang paling sesuai dengan data yang ada. Dalam perhitungan parameter dasar statistika ini akan dicari nilai  $C_s$ ,  $C_k$ ,  $C_v$ , Standar Deviasi, dan  $\bar{X}$  rata-rata. Adapun perhitungannya sebagai berikut:

**Tabel 4. 3** Perhitungan parameter statistika

NO	CH (mm)	CH (mm)	( $X_i - \bar{X}$ )	( $X_i - \bar{X}$ ) <sup>2</sup>	( $X_i - \bar{X}$ ) <sup>3</sup>	( $X_i - \bar{X}$ ) <sup>4</sup>
1	75.73	194.89	100.72	10145.47	1021899.34	102930518.21
2	80.50	148.21	54.05	2921.69	157924.84	8536252.44
3	148.21	137.44	43.28	1873.30	81079.35	3509244.72
4	92.29	116.60	22.44	503.49	11297.63	253503.00
5	73.87	110.93	16.77	281.13	4713.73	79034.98
6	91.06	100.81	6.65	44.26	294.44	1958.83
7	83.21	98.21	4.05	16.42	66.56	269.74

8	44.67	97.73	3.57	12.72	45.38	161.85
9	76.01	97.36	3.20	10.21	32.64	104.29
10	80.96	96.63	2.47	6.09	15.01	37.04
11	91.96	95.16	1.00	0.99	0.99	0.98
12	72.40	93.26	-0.90	0.82	-0.74	0.67
13	69.64	92.81	-1.35	1.82	-2.45	3.29
14	98.21	92.29	-1.88	3.52	-6.60	12.38
15	92.81	91.96	-2.20	4.86	-10.72	23.63
16	137.44	91.06	-3.10	9.64	-29.92	92.87
17	90.91	90.91	-3.25	10.55	-34.25	111.21
18	194.89	89.11	-5.05	25.47	-128.58	648.95
19	86.79	87.19	-6.98	48.67	-339.51	2368.47
20	97.36	86.79	-7.38	54.40	-401.23	2959.32
21	95.16	84.79	-9.38	87.91	-824.26	7728.31
22	110.93	83.21	-10.95	119.84	-1311.99	14362.81
23	89.11	80.96	-13.20	174.35	-2302.18	30398.45
24	96.63	80.50	-13.66	186.64	-2549.86	34835.50
25	79.71	79.71	-14.45	208.72	-3015.40	43563.98
26	97.73	76.01	-18.15	329.32	-5976.15	108449.69
27	100.81	75.73	-18.43	339.78	-6263.29	115452.54
28	84.79	73.87	-20.29	411.69	-8353.26	169488.80
29	87.19	72.40	-21.76	473.57	-10305.56	224265.30
30	116.60	69.64	-24.52	601.17	-14739.77	361399.46
31	93.26	44.67	-49.49	2449.29	-121216.35	5999037.70
Jumlah	2448.20		146	17082.29	1260436.08	115556645.62
Rata-rata (X) =	94.16					

Berikut merupakan contoh perhitungan parameter dasar statistika:

- Nilai rata-rata (mean)  $\bar{X}$

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} = \frac{2448,20}{26} = 94,16 \text{ mm}$$

- Standar deviasi :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \sum (x_i - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{17082,29}{30}} = 23,86 \text{ mm}$$

- Koefisien variasi (Cv)

$$Cv = \frac{s}{\bar{x}}$$

$$Cv = \frac{23,86}{94,16} = 0,25 \text{ mm}$$

- Koefisien kemencengan (Cs)

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

$$Cs = \frac{1260436.08 \times 26}{30 \times 29 \times 23,86^3}$$

$$Cs = 4,02$$

➤ Koefisien ketajaman (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)S^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4$$

$$Ck = \frac{31^2}{30 \times 29 \times 23,86^4} \times 115556645.62$$

$$Ck = 17,46$$

Setiap distribusi memiliki syarat-syarat parameter statistika. Pada **Tabel 4.4** akan dipaparkan penentuan distribusi hujan berdasarkan syarat-syarat parameter statistika.

**Tabel 4.4** Jenis distribusi (*Triatmodjo, 2008*)

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan	Keterangan
1	Distribusi Normal	Cs = 0	4,02	Tidak Dipilih
		Ck = 3	17,46	Tidak Dipilih
2	Distribusi Gumbel	Cs = 1,14	4,02	Tidak Dipilih
		Ck = 5,40	17,46	Tidak Dipilih
3	Distribusi Log Pearson Tipe III	Cs = Bebas	4,02	Dipilih
		Ck = Bebas	17,46	Dipilih

Sumber : Parameter Statistik Hidrologi Terapan (*Triatmodjo, 2008*)

Berdasarkan perhitungan parameter dasar statistika, distribusi frekuensi yang sesuai adalah distribusi *Log Pearson tipe III*.

#### 4.6 Analisis Distribusi Frekuensi

Dari perhitungan dasar statistika, distribusi frekuensi yang sesuai adalah distribusi *Log Pearson tipe III*. Bentuk distribusi *Log Pearson* yang digunakan adalah *Log Pearson Tipe III*

dengan menggunakan variasi nilai logaritma. Perhitungan ini akan dihasilkan hujan rencana pada periode yang telah ditentukan.

**Tabel 4. 5** Perhitungan *Log Pearson Tipe III*

NO	X	Log X	LogX-LogX <sub>rata2</sub>	(LogX-LogX <sub>rata2</sub> ) <sup>2</sup>	(LogX-LogX <sub>rata2</sub> ) <sup>3</sup>	(LogX-LogX <sub>rata2</sub> ) <sup>4</sup>
1	194.89	2.29	0.3283	0.1078	0.035380	0.011615
2	148.21	2.17	0.2094	0.0438	0.009181	0.001922
3	137.44	2.14	0.1766	0.0312	0.005510	0.000973
4	116.60	2.07	0.1052	0.0111	0.001164	0.000122
5	110.93	2.05	0.0835	0.0070	0.000583	0.000049
6	100.81	2.00	0.0420	0.0018	0.000074	0.000003
7	98.21	1.99	0.0307	0.0009	0.000029	0.000001
8	97.73	1.99	0.0285	0.0008	0.000023	0.000001
9	97.36	1.99	0.0269	0.0007	0.000019	0.000001
10	96.63	1.99	0.0236	0.0006	0.000013	0.000000
11	95.16	1.98	0.0169	0.0003	0.000005	0.000000
12	93.26	1.97	0.0082	0.0001	0.000001	0.000000
13	92.81	1.97	0.0061	0.0000	0.000000	0.000000
14	92.29	1.97	0.0036	0.0000	0.000000	0.000000
15	91.96	1.96	0.0021	0.0000	0.000000	0.000000
16	91.06	1.96	-0.0022	0.0000	0.000000	0.000000
17	90.91	1.96	-0.0029	0.0000	0.000000	0.000000
18	89.11	1.95	-0.0115	0.0001	-0.000002	0.000000
19	87.19	1.94	-0.0211	0.0004	-0.000009	0.000000
20	86.79	1.94	-0.0230	0.0005	-0.000012	0.000000
21	84.79	1.93	-0.0332	0.0011	-0.000037	0.000001
22	83.21	1.92	-0.0413	0.0017	-0.000070	0.000003
23	80.96	1.91	-0.0532	0.0028	-0.000151	0.000008
24	80.50	1.91	-0.0557	0.0031	-0.000173	0.000010
25	79.71	1.90	-0.0600	0.0036	-0.000216	0.000013
26	76.01	1.88	-0.0806	0.0065	-0.000524	0.000042
27	75.73	1.88	-0.0822	0.0068	-0.000556	0.000046
28	73.87	1.87	-0.0930	0.0087	-0.000805	0.000075
29	72.40	1.86	-0.1018	0.0104	-0.001054	0.000107
30	69.64	1.84	-0.1186	0.0141	-0.001669	0.000198
31	44.67	1.65	-0.3115	0.0970	-0.030216	0.009411
Jumlah =		60.81	0.0000	0.3629	0.016491	0.024602
Rata-rata X =		1.96				
S LogX =		0.12				
CS =		0.409				
CK =		5.720				

Setelah melakukan perhitungan seperti pada **Tabel 4.5** di atas, maka dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai standard deviasi pada Log, perhitungan koefisien *skewness* (Cs) serta perhitungan curah hujan rencana seperti pada contoh perhitungns di bawah ini:

➤ Perhitungan Standar Deviasi

$$S \log X = \sqrt{\frac{\sum(\log X - \overline{\log X})^2}{n - 1}}$$



$$\overline{S \log x} = \sqrt{\frac{0,3629}{30}} = 0,12 \text{ mm}$$

➤ Perhitungan koefisien *skewness* (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum (\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S \text{Log } X})^3}$$

$$Cs = \frac{31 \times (0.016491)}{30 \times 29 \times 0,12^3}$$

$$Cs = 0,489 \approx 0,5$$

➤ Perhitungan Curah Hujan Rencana

Nilai distribusi Log Pearson Tipe III dengan  $Cs = 0,5$  maka dapat ditentukan nilai  $k$  untuk setiap periode ulang. Dalam perencanaan Bendungan Tugu, digunakan curah hujan rencana dengan menggunakan periode ulang 1000 tahun dengan perhitungan sebagai berikut :

➤ 1000 tahun:

$$\text{Log } X_{1000} = \overline{\text{Log } X} + k \cdot (\overline{S \cdot \text{Log } X})$$

$$\text{Log } X_{1000} = 1,96 + (3.822) \times 0,12$$

$$\text{Log } X_{1000} = 260,40 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada **Tabel 4.6** berikut ini :

**Tabel 4.6** Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

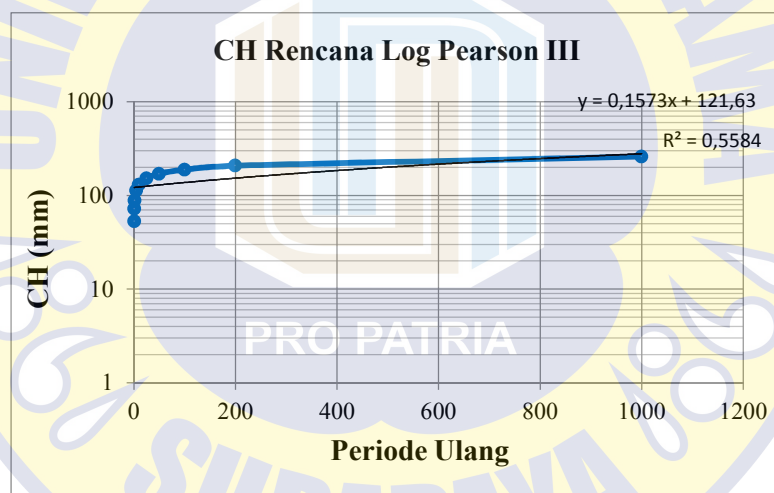
No	Periode Ulang (Tahun)	LogX	XT
1	2	1.95	88.63
2	5	2.05	112.93
3	10	2.11	129.96
4	25	2.18	152.52
5	50	2.23	170.16
6	100	2.28	188.58
7	200	2.32	207.77
8	1000	2.42	260.40

Berdasarkan perhitungan peluang kejadian hujan tersebut, maka dapat diperoleh tabel hujan rancangan dalam kala ulang tertentu seperti pada **Tabel 4.7**.

**Tabel 4. 7** Perhitungan hujan maksimum rancangan dalam kala ulang tertentu

No	CH	Periode Ulang	Peluang
	(mm)	(Tahun)	(%)
1	52.921	1.0101	99
2	71.879	1.25	80
3	88.63	2	50
4	112.93	5	20
5	129.96	10	10
6	152.52	25	4
7	170.16	50	2
8	188.52	100	1
9	207.774	200	0.5
10	260.400	1000	0.1

Berdasarkan peluang kejadian curah hujan maksimum, maka dapat diperoleh grafik logaritmik hubungan antara curah hujan maksimum dengan periode ulang sebagai berikut:



**Gambar 4.3** Grafik CH Rencana Log Pearson III

Grafik distribusi curah hujan rencana Log *Pearson III* pada Gambar 4.3 menunjukkan pada curah hujan rencana pada periode ulang tertentu. Seperti pada periode ulang 1000 tahun yang menunjukkan curah hujan sebesar 260,40 mm.

#### 4.7 Uji Kesesuaian

Untuk menentukan kesesuaian distribusi frekuensi dari contoh data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat mewakili distribusi frekuensi tersebut, maka diperlukan pengujian parameter. Uji parameter yang dilakukan dalam analisis kali ini adalah uji parameter :

- a. Uji *Chi-Kuadrat*
- b. Uji *Smirnov-Kolmogorov*.

#### 4.7.1 Uji *Chi Kuadrat*

Uji *Chi Kuadrat* dilakukan untuk menentukan persamaan distribusi peluang yang telah dipilih sehingga dapat mewakili distribusi sampel data yang dianalisis.

Dari analisis curah hujan rencana yang diambil yaitu metode *Log Pearson Tipe III*, maka dilakukan uji *Chi-Kuadrat* :

- Banyaknya data (n) = 26
- Sub kelompok =  $1 + 3,322 \text{ Log } (26)$   
= 5,70  
 $\approx 6$  sub kelompok
- Derajat kebebasan (dk) =  $G - (R + 1)$   
R = 2  
Dk =  $6 - 2 - 1 = 3$
- Derajat signifikan  $\alpha = 5\%$  (artinya kira-kira dari tiap-tiap 100% kesimpulannya yang diperoleh 5% ditolak dan 95% yakin dapat diterima)

**Tabel 4.8** Perhitungan peluang *chi kuadrat*

DATA	Peringkat	Peluang
2.29	1	4%
2.17	2	7%
2.14	3	11%
2.05	4	15%
1.99	5	19%
1.99	6	22%
1.99	7	26%
1.99	8	30%
1.98	9	33%
1.97	10	37%
1.97	11	41%
1.96	12	44%
1.96	13	48%

DATA	Peringkat	Peluang
1.96	14	52%
1.95	15	56%
1.94	16	59%
1.92	17	63%
1.91	18	67%
1.91	19	70%
1.90	20	74%
1.88	21	78%
1.88	22	81%
1.87	23	85%
1.86	24	89%
1.84	25	93%
1.65	26	96%
X rata2	1.96	
S	0.12	

**Tabel 4.8** merupakan tabel yang menunjukkan peluang pada setiap data log pada perhitungan sebelumnya. Kemudian diperoleh X rata-rata serta standard deviasi yang nantinya digunakan untuk mendapatkan batas pengelompokan data.

- Curah hujan pada waktu t :

$$XT = \bar{X} + k.S$$

Berikut merupakan contoh perhitungan nilai XT pada **Tabel 4.9** :

Untuk P = 14,81% → k = 1,07

$$X_1 = \bar{X} + k.S$$

$$X_1 = 1,96 + (1,07 \times 0,12)$$

$$X_1 = 2,08 \text{ mm}$$

- Menentukan Ei

Ei adalah frekuensi (banyak pengamatan) yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya (Triatmodjo, 2008). Maka, untuk mencari Ei menggunakan rumus :

$$Ei = \frac{\text{jumlah data } (n)}{\text{jumlah kelas } (G)}$$

$$Ei = \frac{26}{6} = 4,3 \sim 5$$

Pada perhitungan di atas,  $E_i = 5$ , artinya terdapat 5 sub kelompok. Dengan mengacu pada perhitungan curah hujan pada waktu  $t$ , maka dapat ditentukan nilai batas pada sub kelompok tersebut seperti pada **Tabel 4.9**.

**Tabel 4. 9** Pembagian kelompok distribusi

Peluang	K	XT
14.81%	1.07	2.08
29.63%	0.53	2.02
44.44%	0.11	1.97
59.26%	-0.23	1.93
74.07%	-0.64	1.88

Nilai  $k$  didapat dari tabel *Variabel Reduksi Gauss* (**Tabel 4.10**) dengan cara interpolasi.

**Tabel 4. 10** Nilai Variabel Reduksi Gauss (Soewarno,1995)

Periode Ulang T (tahun)	Peluang (P)	K
1.001	0.999	-3.05
1.005	0.995	-2.58
1.01	0.99	-2.33
1.05	0.95	-1.64
1.11	0.9	-1.28
1.25	0.8	-0.84
1.33	0.75	-0.67
1.43	0.7	-0.52
1.67	0.6	-0.25
2	0.5	0
2.5	0.4	0.25
3.33	0.3	0.52
4	0.25	0.67
5	0.2	0.84
10	0.1	1.28
20	0.05	1.64
50	0.02	2.05
100	0.01	2.33

Periode Ulang T (tahun)	Peluang (P)	K
200	0.005	2.58
500	0.002	2.88
1000	0.001	3.09

➤ Menentukan *Chi-Kuadrat* hitung ( $Xh^2$ )

Rumus untuk menentukan *Chi-Kuadrat* adalah:

$$Xh^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Contoh perhitungan:

$$Xh^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(23,33)^2}{4,33}$$

$$Xh^2 = 5,38$$

$O_i$  merupakan jumlah nilai pengamatan pada tiap sub kelompok. Sehingga perhitungan *Chi-Kuadrat* hitung bisa dilihat pada **Tabel 4.11**.

**Tabel 4. 11** Perhitungan *Chi-Kuadrat* hitung

Nilai Batas		$E_i$	$O_i$	$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2/E_i$
<x≤	1.882	4.33	6	2.78	0.64
1.88	<x≤	1.93	4	0.11	0.03
1.93	<x≤	1.97	4.33	7	1.64
1.97	<x≤	2.02	4.33	5	0.10
2.02	<x≤	2.08	4.33	1	2.56
2.08	<x≤	4.33	3	1.78	0.41
Σ		26	26	23.33	5.38

**Tabel 4. 12** Nilai Chi Kuadrat Teoritis (Soewarno, 1995)

Dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860

Dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,848	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Nilai *Chi-Kuadrat* hitung = 5,38

Derajat Kebebasan (DK) = 3

Derajat signifikan alpha = 5%

Nilai *Chi* Teoritis = 7,82

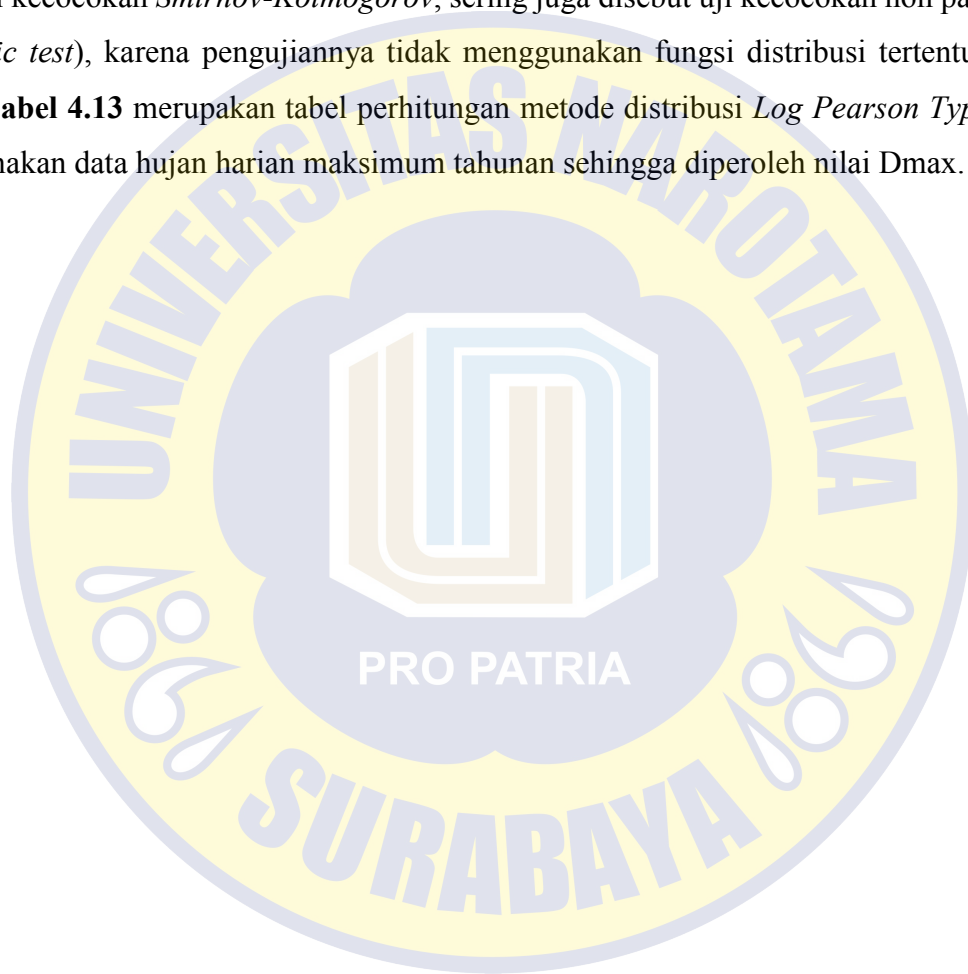
Dari perhitungan *Chi-Kuadrat* untuk distribusi hujan dengan metode *Log Pearson tipe III*, diperoleh nilai *Chi-Kuadrat* hitung 4,46. Dengan derajat kebebasan (DK) 3, dan derajat signifikan alpha 5%, maka diperoleh *Chi-Kuadrat* teoritis sebesar 7,82 .

Perhitungan akan diterima apabila nilai *Chi-Kuadrat* teoritis  $>$  nilai *Chi-Kuadrat* hitung. Dari perhitungan diatas diperoleh  $7,82 > 5,38$  dengan demikian, nilai *Chi-Kuadrat* dapat diterima.

#### 4.7.2 Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Pada uji kecocokan ini yang akan diuji adalah data curah hujan rencana dengan menggunakan distribusi *Log Pearson Tipe III* sesuai dengan syarat sebaran.

Uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorov*, sering juga disebut uji kecocokan non parametik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno, 1995). **Tabel 4.13** merupakan tabel perhitungan metode distribusi *Log Pearson Type III* dengan menggunakan data hujan harian maksimum tahunan sehingga diperoleh nilai  $D_{max}$ .





**Tabel 4. 13** Perhitungan metode distribusi *Log Pearson Tipe III*

<b>xi</b>	<b>m</b>	<b>P(xi)=m/(n+1)</b>	<b>P(xi&lt;)</b>	<b>f(t)=(xi-x)/s</b>	<b>P'(xi)=m/(n-1)</b>	<b>P'(xi&lt;)</b>	<b>D</b>
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4 = 1 - 3</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7 = 1 - 6</b>	<b>8 = 4 - 7</b>
194.89	1	0.037	194.849	3.33	0.040	194.85	0.003
148.21	2	0.074	148.140	1.83	0.080	148.13	0.006
137.44	3	0.111	137.332	1.49	0.120	137.32	0.009
110.93	4	0.148	110.780	0.63	0.160	110.77	0.012
98.21	5	0.185	98.029	0.23	0.200	98.01	0.015
97.99	6	0.222	97.763	0.22	0.240	97.75	0.018
97.73	7	0.259	97.469	0.21	0.280	97.45	0.021
97.36	8	0.296	97.061	0.20	0.320	97.04	0.024
96.63	9	0.333	96.295	0.18	0.360	96.27	0.027
95.16	10	0.370	94.787	0.13	0.400	94.76	0.030
92.29	11	0.407	91.878	0.04	0.440	91.85	0.033
91.06	12	0.444	90.613	0.00	0.480	90.58	0.036
89.11	13	0.481	88.633	-0.07	0.520	88.59	0.039
83.86	14	0.519	83.338	-0.23	0.560	83.30	0.041
83.21	15	0.556	82.659	-0.26	0.600	82.61	0.044
80.96	16	0.593	80.365	-0.33	0.640	80.32	0.047
80.50	17	0.630	79.870	-0.34	0.680	79.82	0.050
79.71	18	0.667	79.048	-0.37	0.720	78.99	0.053
77.83	19	0.704	77.125	-0.43	0.760	77.07	0.056
76.10	20	0.741	75.359	-0.48	0.800	75.30	0.059
76.01	21	0.778	75.237	-0.49	0.840	75.17	0.062
75.73	22	0.815	74.913	-0.50	0.880	74.85	0.065
57.66	23	0.852	56.805	-1.08	0.920	56.74	0.068
55.04	24	0.889	54.154	-1.16	0.960	54.08	0.071
51.99	25	0.926	51.060	-1.26	1.000	50.99	0.074
44.67	26	0.963	43.708	-1.49	1.040	43.63	0.077
						Dmax =	0.077

Dari hasil perhitungan tabel di atas diperoleh  $D_{maks} = 0,077$  maka  $D_0$  dapat dihitung melalui tabel berikut :

**Tabel 4. 14** Nilai kritis untuk *Uji Smirnov Kolmogorov* (Soewarno, 1995)

$n \backslash \alpha$	0,20	0,10	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	0,30	0,34	0,40
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	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$n > 50$	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

Sumber : Hidrologi (Soewarno, 1995)

Berdasarkan tabel nilai kritis untuk  $n = 26$ ,  $\alpha = 5\%$ , didapat  $D_0$  berada diantara nilai kritis 25 dan 30. Untuk itu, dilakukan uji interpolasi pada kedua data tersebut. Sehingga diperoleh  $D_0 = 0,264$ .

$$D_{max} = 0,077 < D_0 = 0,264$$

(maka distribusi teoritis dapat diterima)

#### 4.7.3 Curah Hujan Terpilih

Dari hasil pengujian menggunakan metode *Uji Chi-Kuadrat* dan *Uji Smirnov Kolmogorov* dapat ditetapkan jenis distribusi yang diterima yaitu Distribusi *Log Person III*. Hasil akan disajikan dalam bentuk tabel sebagai berikut :

**Tabel 4. 15** Perhitungan curah hujan rencana terpilih Distribusi *Log Person III*

Periode Ulang (Tahun)	Peluang (%)	Distribusi
		<b>D. Log Person III</b>
1.001	99	52.92
2	50	88.63
5	20	112.93
10	10	129.96
25	4	152.52
50	2	170.16

100	1	188.52
200	0.5	207.77
1000	0.1	260.40

#### 4.8 Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana adalah debit banjir yang diperkirakan terjadi pada periode ulang tertentu. Berdasarkan peraturan SNI 3432:2020 Tentang Cara Penetapan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpah untuk Bendungan, Bendungan Tugu merupakan bendungan baru dengan tipe urugan yang memiliki tinggi bendungan sebesar 70,96 meter dan bendungan tugu masuk dalam katagori dalam Katagori Kelas Bahaya Bendungan (kelas 4) yang mempunyai tingkat konsekuensi besar. Penentuan Katagori kelas bahaya Bendungan didasarkan pada konsekuensi pada daerah hilir Bendungan Tugu terdapat permukiman penduduk yang sangat padat, jarak penduduk terdampak terdekat sejauh kurang lebih 1 km. Dari beberapa parameter tersebut, merujuk pada peraturan SNI 3432:2020 pada Tabel Banjir Desain Bendungan Baru (Tabel 3 dibawah) maka debit banjir Srencana atau banjir desain Bendungan Tugu menggunakan Q1000 atau BMBJ (Banjir Maksimum Boleh Jadi). Pada perencanaan bendungan ini digunakan periode ulang 1000 tahun dalam penentuan Banjir Desain. Berikut adalah tabel perarutan SNI dalam penentuan Banjir Desain.

**SNI 3432:2020**

**Tabel 3 - Banjir desain bendungan baru**

Tipe Bendungan	Ukuran Bendungan	Tinggi Bendungan (meter)	Bendungan Baru	
			Tingkat konsekuensi besar	Tingkat konsekuensi kecil
			Banjir Desain (Inflow)	Banjir Desain (Inflow)
Bendungan Urugan	Kecil	$h < 5$ m	$Q_{1000}$	$Q_{100}$
		$5 \leq h < 10$ m	$Q_{1000}$ atau $0,5BMBJ^*$	$Q_{100}$
		$10 \leq h < 15$ m	$Q_{1000}$ atau $0,5BMBJ^*$	$Q_{100}$
	Besar	$15 \leq h < 40$ m	BMBJ	$0,5BMBJ^*$
		$40 \leq h < 80$ m	BMBJ	$0,75BMBJ^*$
		$h \geq 80$ m	BMBJ	BMBJ
Bendungan Beton			$Q_{1000}$	$Q_{1000}$

##### 4.8.1 Koefisien Pengaliran

Berdasarkan kondisi daerah pengaliran yang merupakan daerah pegunungan, serta karakteristik hujan yang jatuh di daerah Bendungan Tugu maka untuk perencanaan *maindam* dan *spillway* Bendungan Tugu, digunakan koefisien pengaliran sebesar 0,90. (Tabel 2.4)

##### 4.8.2 Distribusi Hujan Jam - Jaman

Untuk menghitung debit banjir rencana dengan cara hidrograf satuan perlu diketahui sebaran hujan jam-jaman dengan suatu interval tertentu. Dari data yang telah disusun dalam range tinggi hujan dipilih distribusi tinggi hujan rancangan dengan analisis frekuensi dan frekuensi kemunculan tertinggi pada hujan jam-jaman tertentu.

Untuk waktu hujan harian terpusat 5 jam maka dilakukan perhitungan curah hujan rata-rata. Berikut merupakan contoh perhitungan curah hujan rata-rata:

$$R_T = \frac{R_{24}}{t} \left( \frac{t}{T} \right)^{2/3}$$

$$T = 1 \text{ jam}, R_{T1} = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{1} \right)^{2/3} = 0,585 \times R_{24}$$

Kemudian dilakukan perhitungan tinggi hujan pada jam ke-t dengan contoh perhitungan sebagai berikut:

$$R_{t'} = T \times R_t - (t - 1) \times R(t - 1)$$

$$R_1 = 1 \times R_1 - 0 = 0,584. R_{24}$$

#### 4.8.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Dari hasil peninjauan lokasi di lapangan, didapat koefisien pengaliran DAS Bendungan Tugu sebesar 0,9. Perhitungan curah hujan efektif yang diperoleh dari perkalian antara data *Log Pearson III* dengan koefisien pengaliran dapat dilihat pada **Tabel 4.16**. Curah hujan efektif pada **Tabel 4.16** kemudian digunakan untuk mendapatkan curah hujan jam-jaman seperti pada **Tabel 4.17**.

Perencanaan Bendungan Tugu menggunakan periode ulang 1000 tahun, sehingga curah hujan efektifnya diperoleh sebesar 234,36 mm dan curah hujan efektif jam-jamannya ditunjukkan seperti pada **Tabel 4.17** pada periode 1000 tahun.

**Tabel 4. 16** Curah Hujan Efektif pada Periode Ulang

No	Periode Ulang	X (mm)	C	Reff
1	25	152.52	0.90	137.27
2	50	170.16	0.90	153.13
3	100	188.52	0.90	169.67
4	200	207.77	0.90	187.00
5	1000	260.40	0.90	234.36

**Tabel 4.17** Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

		Jam Ke-

Periode Ulang	R Efektif	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
		0.58	0.15	0.11	0.09	0.07
		R24	R24	R24	R24	R24
25	137.27	80.27	20.86	14.64	11.65	9.84
50	153.15	89.56	23.28	16.33	13.00	10.98
100	169.67	99.22	25.79	18.09	14.40	12.16
200	187.00	109.36	28.42	19.94	15.87	13.40
1000	234.36	137.05	35.62	24.99	19.89	16.80

#### 4.9 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Dalam perencanaan bangunan air seperti bendungan, *spillway*, dan sebagainya perlu memperkirakan debit terbesar dari aliran sungai atau saluran yang mungkin terjadi dalam satu periode tertentu atau biasa disebut dengan debit banjir rencana. Perhitungan banjir rencana pada Bendungan Tugu dihitung menggunakan *Metode Hidrograf Nakayasu* dengan menghitung periode ulang Q25 tahun, Q50 tahun, Q100 tahun, Q200 tahun, dan Q1000 tahun. juga menggunakan Metode Gama 1 dan Metode Rasional.

##### 4.9.1 Perhitungan Hidrograf Nakayasu

Berikut merupakan data yang digunakan dalam perhitungan *Hidrograf Nakayasu* :

$$\text{Luas DAS (A)} = 43,06 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 3,65 \text{ km}$$

$$\text{Koefisien Aliran (C)} = 0,90$$

$$\alpha = 3,0 \text{ (untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian turun melambat)}$$

- Menentukan waktu konsentrasi ( $t_g$ )

$$T_g = 0,21 \times L^{0,7}, (L < 15 \text{ Km})$$

$$= 0,21 \times 3,65^{0,7}$$

$$= 0,52 \text{ jam}$$

- Menentukan satuan waktu dari curah hujan ( $T_r$ )

$$T_r = 0,75 \times T_g$$

$$= 0,75 \times 0,52$$

$$= 0,39 \text{ jam}$$

- Menentukan tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir ( $T_p$ )

$$T_p = T_g + 0,8 \times T_r$$

$$= 0,53 + 0,8 \times 0,39$$

$$= 0,83 \text{ jam}$$

- Menentukan waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak  $T_{0,3}$

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha \times T_g \\ &= 3 \times 0,52 \\ &= 1,56 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$R_0 = 1 \text{ mm}$$

- Menentukan debit puncak banjir ( $Q_p$ )

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{C \times A \times R_0}{3,6 \times (0,3T_p + T_{0,3})} \\ &= \frac{0,9 \times 43,06 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 0,83 \times 1,56)} = 5,95 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan grafik *Hidrograf Nakayasu*, maka perlu memperhatikan syarat-syarat sebagai berikut:

**Tabel 4.18** Perhitungan ordinat hidrograf kurva naik ( $0 \leq t \leq T_p$ ) atau  $0 \leq t \leq 0,832$

T	$(t/T_p)^{2,4}$	$Q_a$
0.00	0.00	0.00
0.42	0.19	1.12
0.83	1.00	5.92

**Tabel 4.19** Perhitungan ordinat hidrograf kurva turun tahap I ( $T_p \leq t \leq T_p + T_{0,3}$ ) atau  $0,83 \leq t \leq 2,39$

T	$(t-T_p)/T_{0,3}$	$Q_{d1}$
0.83	0.00	5.92
1.25	0.27	4.31
1.66	0.53	3.14
2.08	0.80	2.27
2.39	1.00	1.79

**Tabel 4.20** Perhitungan ordinat hidrograf kurva turun tahap II ( $T_p + T_{0,3} \leq t \leq T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}$ ) atau  $2,39 \leq t \leq 4,73$

t	$(t - T_p + 0,5T_{0,3})/1,5T_{0,3}$	$Q_{d2}$
---	-------------------------------------	----------

2.49	1.04	1.70
2.91	1.22	1.37
3.32	1.40	1.11
3.74	1.57	0.89
4.15	1.75	0.72
4.57	1.93	0.58

**Tabel 4.21** Perhitungan ordinat hidrograf kurva turun tahap III ( $t \geq T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}$ ) atau  $t \geq 4,73$

t	$(t - T_p + 1,5T_{0,3})/2T_{0,3}$	Qd <sub>3</sub>
4.57	1.93	0.58
4.98	2.08	0.49
5.40	2.21	0.41
5.81	2.35	0.35
6.23	2.48	0.30
6.64	2.61	0.26
7.06	2.75	0.22
7.47	2.88	0.19
7.89	3.01	0.16
8.30	3.14	0.13
8.72	3.28	0.12
9.13	3.41	0.10
9.55	3.54	0.08
9.96	3.68	0.07
10.38	3.81	0.06
10.79	3.94	0.05
11.21	4.08	0.04
11.62	4.21	0.04
12.04	4.34	0.03
12.45	4.48	0.03
12.87	4.61	0.02
13.28	4.74	0.02
13.70	4.87	0.02
14.11	5.01	0.01

<b>t</b>	<b>(t-Tp+1,5T0,3)/2T0,3</b>	<b>Qd<sub>3</sub></b>
14.53	5.14	0.01
14.94	5.27	0.01
15.36	5.41	0.01
15.77	5.54	0.01
16.19	5.67	0.01
16.60	5.81	0.01
17.02	5.94	0.00
17.43	6.07	0.00
17.85	6.21	0.00
18.26	6.34	0.00
18.68	6.47	0.00
19.09	6.60	0.00
19.51	6.74	0.00
19.92	6.87	0.00
20.34	7.00	0.00
20.75	7.14	0.00
21.17	7.27	0.00
21.58	7.40	0.00
22.00	7.54	0.00
22.41	7.67	0.00
22.83	7.80	0.00
23.24	7.94	0.00
23.66	8.07	0.00

**Perhitungan Hidrograf Banjir 1000 Tahun**

**Tabel 4. 22** Perhitungan debit banjir periode ulang 1000 tahun

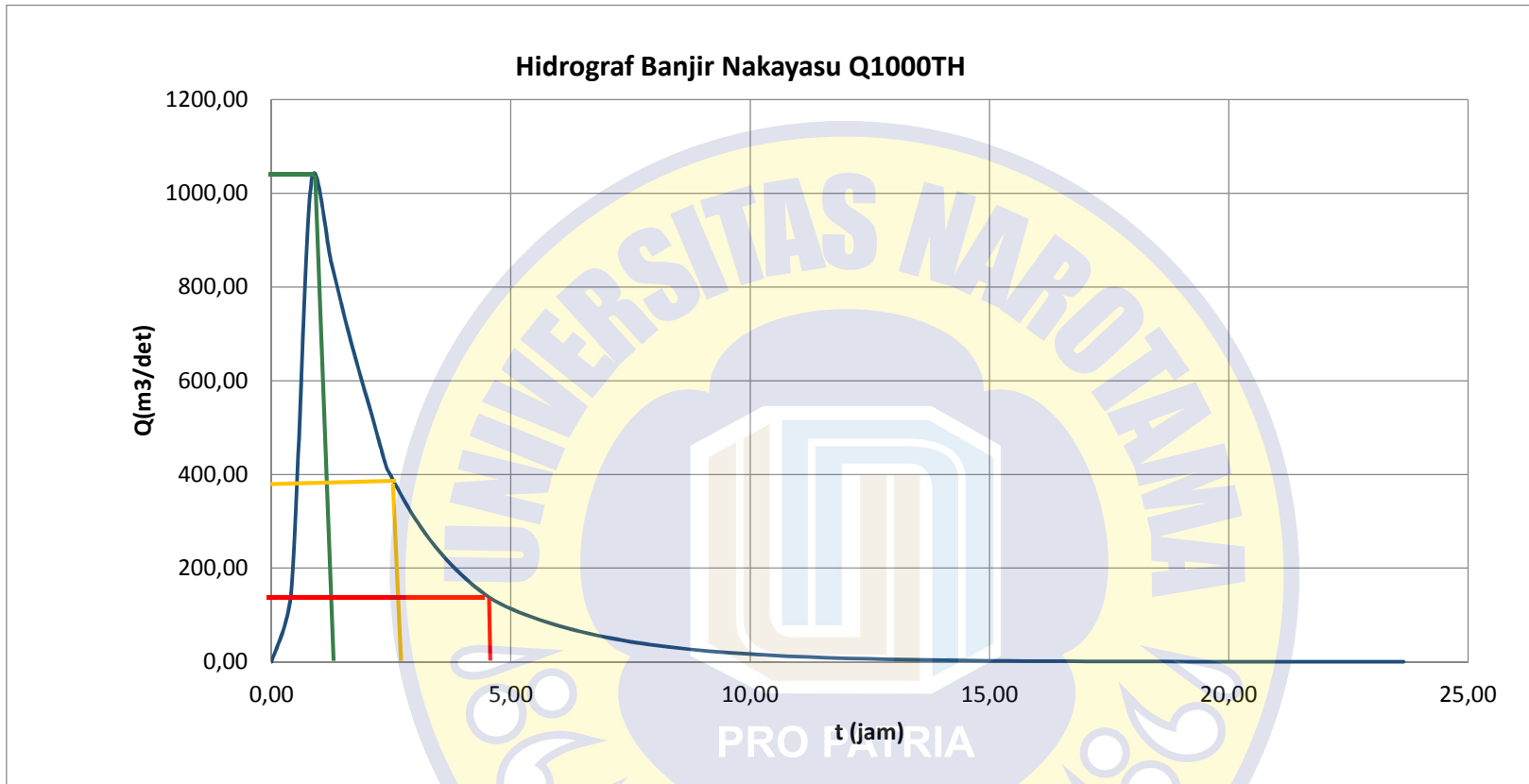
<b>t</b> <b>(Jam)</b>	<b>Qd</b> <b>(m<sup>3</sup>/det)</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>	<b>R4</b>	<b>R5</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/det)</b>
		<b>137.05</b>	<b>35.62</b>	<b>24.99</b>	<b>19.89</b>	<b>16.80</b>	
0.00	0.00	0.00					0.00
0.42	1.12	153.80	0.00				153.80
0.83	5.92	811.75	210.99	0.00			1022.75
1.25	4.31	590.51	153.49	107.67	0.00		851.66



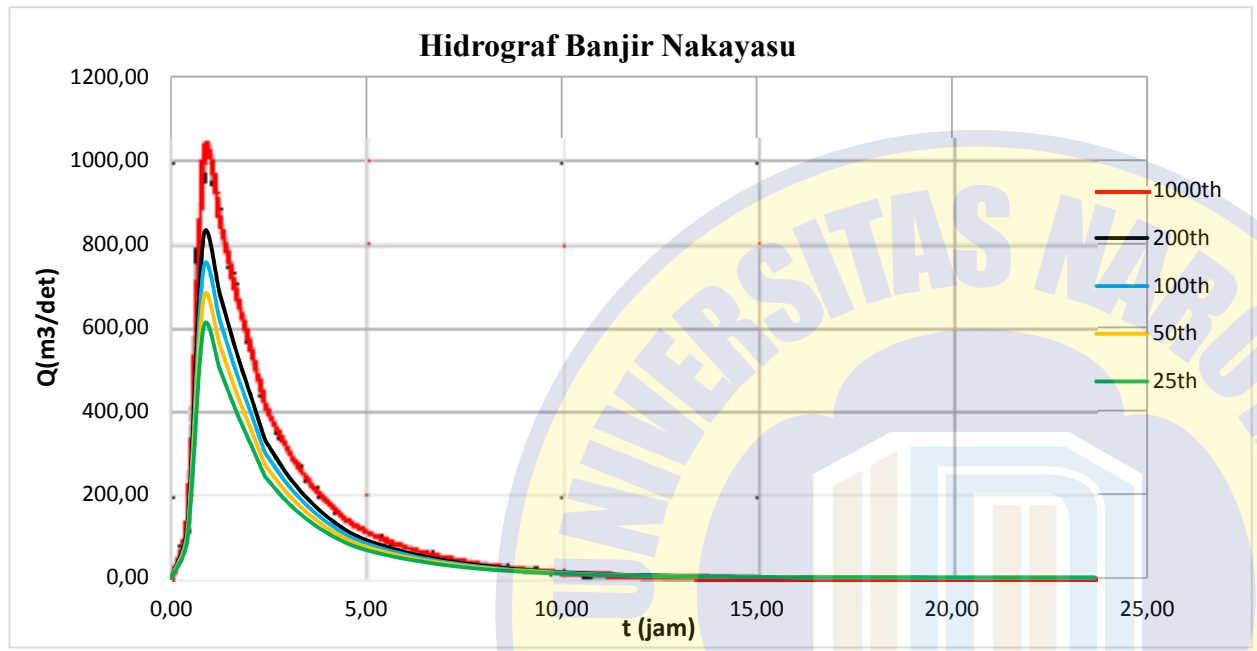
t (Jam)	Qd (m <sup>3</sup> /det)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /det)
		137.05	35.62	24.99	19.89	16.80	
1.66	3.14	430.28	111.84	78.45	62.46	0.00	683.02
2.08	2.27	311.11	80.86	56.72	45.16	38.13	531.99
2.39	1.79	244.89	63.65	44.65	35.55	30.02	418.75
2.49	1.70	232.54	60.44	42.40	33.75	28.50	397.64
2.91	1.37	187.81	48.82	34.24	27.26	23.02	321.16
3.32	1.11	151.69	39.43	27.66	22.02	18.59	259.39
3.74	0.89	122.51	31.84	22.34	17.78	15.02	209.50
4.15	0.72	98.95	25.72	18.04	14.36	12.13	169.20
4.57	0.58	79.92	20.77	14.57	11.60	9.80	136.66
4.98	0.49	66.66	17.33	12.15	9.68	8.17	113.98
5.40	0.41	56.79	14.76	10.35	8.24	6.96	97.11
5.81	0.35	48.38	12.58	8.82	7.02	5.93	82.73
6.23	0.30	41.22	10.71	7.52	5.98	5.05	70.48
6.64	0.26	35.12	9.13	6.40	5.10	4.30	60.05
7.06	0.22	29.92	7.78	5.46	4.34	3.67	51.16
7.47	0.19	25.49	6.63	4.65	3.70	3.12	43.59
7.89	0.16	21.72	5.64	3.96	3.15	2.66	37.13
8.30	0.13	18.50	4.81	3.37	2.69	2.27	31.64
8.72	0.12	15.76	4.10	2.87	2.29	1.93	26.95
9.13	0.10	13.43	3.49	2.45	1.95	1.65	22.96
9.55	0.08	11.44	2.97	2.09	1.66	1.40	19.56
9.96	0.07	9.75	2.53	1.78	1.41	1.19	16.67
10.38	0.06	8.30	2.16	1.51	1.21	1.02	14.20
10.79	0.05	7.08	1.84	1.29	1.03	0.87	12.10
11.21	0.04	6.03	1.57	1.10	0.87	0.74	10.31
11.62	0.04	5.14	1.33	0.94	0.75	0.63	8.78
12.04	0.03	4.38	1.14	0.80	0.64	0.54	7.48
12.45	0.03	3.73	0.97	0.68	0.54	0.46	6.37
12.87	0.02	3.18	0.83	0.58	0.46	0.39	5.43
13.28	0.02	2.71	0.70	0.49	0.39	0.33	4.63
13.70	0.02	2.31	0.60	0.42	0.33	0.28	3.94
14.11	0.01	1.96	0.51	0.36	0.29	0.24	3.36

t (Jam)	Qd (m <sup>3</sup> /det)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /det)
		137.05	35.62	24.99	19.89	16.80	
14.53	0.01	1.67	0.43	0.31	0.24	0.21	2.86
14.94	0.01	1.43	0.37	0.26	0.21	0.17	2.44
15.36	0.01	1.21	0.32	0.22	0.18	0.15	2.08
15.77	0.01	1.03	0.27	0.19	0.15	0.13	1.77
16.19	0.01	0.88	0.23	0.16	0.13	0.11	1.51
16.60	0.01	0.75	0.20	0.14	0.11	0.09	1.28
17.02	0.00	0.64	0.17	0.12	0.09	0.08	1.09
17.43	0.00	0.55	0.14	0.10	0.08	0.07	0.93
17.85	0.00	0.46	0.12	0.08	0.07	0.06	0.79
18.26	0.00	0.40	0.10	0.07	0.06	0.05	0.68
18.68	0.00	0.34	0.09	0.06	0.05	0.04	0.58
19.09	0.00	0.29	0.07	0.05	0.04	0.04	0.49
19.51	0.00	0.24	0.06	0.04	0.04	0.03	0.42
19.92	0.00	0.21	0.05	0.04	0.03	0.03	0.36
20.34	0.00	0.18	0.05	0.03	0.03	0.02	0.30
20.75	0.00	0.15	0.04	0.03	0.02	0.02	0.26
21.17	0.00	0.13	0.03	0.02	0.02	0.02	0.22
21.58	0.00	0.11	0.03	0.02	0.02	0.01	0.19
22.00	0.00	0.09	0.02	0.02	0.01	0.01	0.16
22.41	0.00	0.08	0.02	0.01	0.01	0.01	0.14
22.83	0.00	0.07	0.02	0.01	0.01	0.01	0.12
23.24	0.00	0.06	0.02	0.01	0.01	0.01	0.10
23.66	0.00	0.05	0.01	0.01	0.01	0.01	0.08

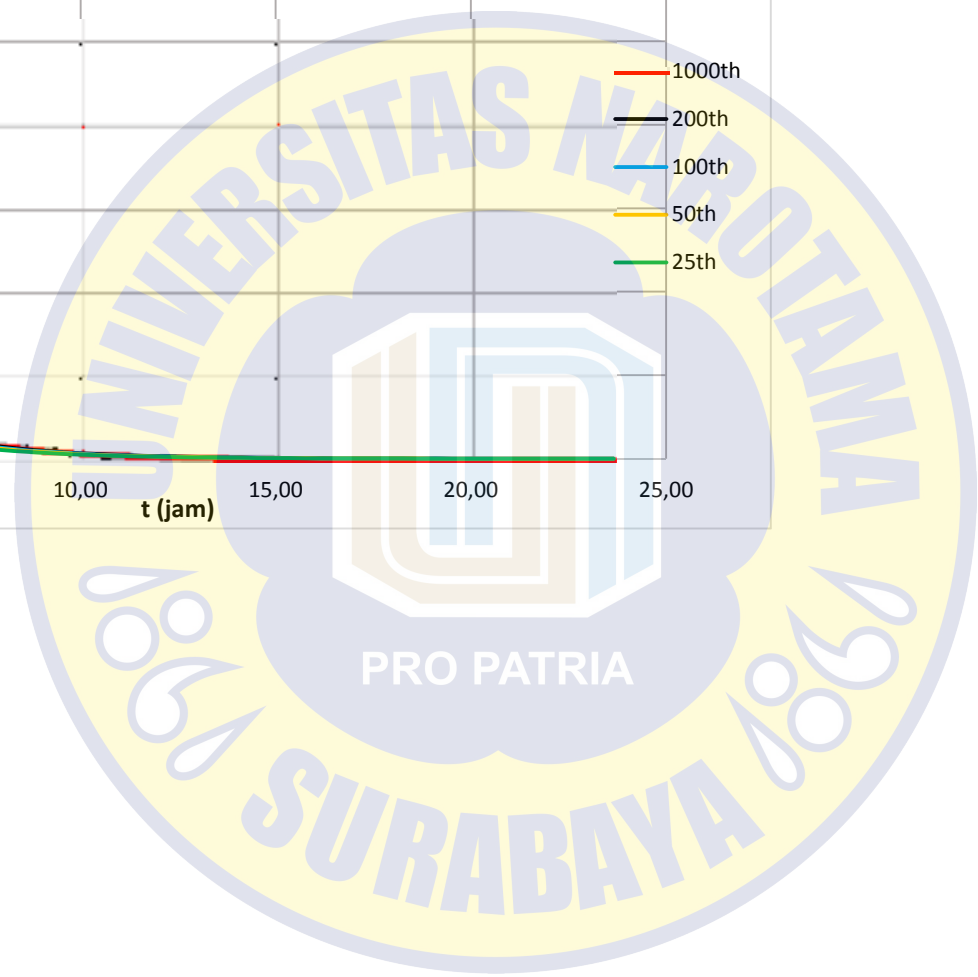
Dari perhitungan hidrograf dengan periode ulang 1000 tahun, diperoleh nilai debit banjir puncak pada waktu 0,83 jam sebesar 1022,75 m<sup>3</sup>/det. Dengan memperhitungkan nilai kenaikan, nilai puncak dan nilai penurunan dapat diperoleh grafik seperti pada **Gambar 4.4**.



**Gambar 4.4** Grafik *Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Q1000 Tahun*



**Gambar 4.5** Grafik *Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu* Q1000, Q200, Q100, Q50 dan Q25 Tahun



Setelah melakukan perhitungan hidrograf banjir *Metode Nakayasu* dengan memperhitungkan periode ulang Q25, Q50, Q100, Q200 dan Q1000 maka dapat diperoleh grafik perbandingan *Hidrograf Nakayasu* seperti pada **Gambar 4.5**. Dalam perencanaan Bendungan Tugu, digunakan debit banjir periode ulang 1000 tahun karena sesuai dengan tujuan pembangunan Bendungan Tugu yaitu sebagai pengendali banjir. Selain itu, kebutuhan volume air untuk PLTMH, irigasi dan air baku membutuhkan volume yang begitu besar, maka perhitungan dalam penentuan besarnya kapasitas tampungan waduk harus dipertimbangkan. Dengan demikian, perencanaan dengan debit banjir rencana periode ulang 1000 tahun sangat dianjurkan dalam penentuan desain sesuai dengan beberapa pertimbangan tersebut. Berdasarkan perhitungan hidrograf banjir *Metode Nakayasu* periode ulang 1000 tahun diperoleh debit banjir rencana sebesar 1022,75 m<sup>3</sup>/det. Debit banjir rencana tersebut akan digunakan untuk menghitung analisis hidraulika bangunan pelimpah dan analisis hidraulika bangunan utama.

#### 4.9.2 Perhitungan Metode HSS Gama I

HSS Gama I terdiri dari tiga bagian pokok yaitu, sisi naik (*rising clim*), Puncak (*Crest*) dan sisi turun (*Recession clim*) yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan (K) yang mengikuti persamaan berikut :

$$Q_t = Q_p \times (e)^{-t/K}$$

(Sumber : *Triatmodjo, B. Hidrologi Terapan. 2008*)

Dengan :

Q<sub>t</sub> = debit pada jam ke t (m<sup>3</sup>/d)

Q<sub>p</sub> = debit puncak (m<sup>3</sup>/d)

t = waktu saat terjadinya debit puncak (jam)

K = koefisien tampungan (jam)

Persamaan yang digunakan dalam HSS Gama I adalah :

A = Luas DAS (km<sup>2</sup>)

L = Panjang Sungai Utama (km)

S = Kemiringan Sungai

SF = Faktor Sumber, Perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat

- SN = Frekuensi sumber, perbandingan antara pangsa sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat
- WF = Faktor lebar, perbandingan antara DAS yang diukur dari titik sungai yang berjarak 0,75L dengan lebar DAS yang diukur dari di sungai yang berjarak 0,25L dari stasiun hidrometri,
- JN = Jumlah pertemuan sungai
- SIM = Faktor simetri, hasil perkalian antara WF dengan luas DAS di sebelah hulu (RUA)
- RUA = Luas DAS sebelah hulu, perbandingan antara luas DAS yang diukur dari di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS melalui titik tersebut,
- D = Kerapatan jaringan kuras, jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan DAS,

- Faktor Sumber (SF) = 0,728
- Frekuensi Sumber (SN) = 0,817
- Faktor Lebar (WF) = 0,82
- Lebar DAS di hulu (Wu) = 2,01 km
- Lebar DAS di hilir (WL) = 2,44 km
- Luas DAS (A) = 43.06 km<sup>2</sup>
- Luas DAS sebelah hulu (RUA) = 0,47
- Luas DAS sebelah hulu (Au) = 21.14 km<sup>2</sup>
- Faktor Simetri (SIM) = 0,390
- Panjang Sungai Utama (L) = 3,65 Km
- Slope Sungai Utama (s)
- Ketinggian sungai di hulu = 3,84 m
- Ketinggian sungai di hilir = 6,32 m
- Kerapatan Jaringan Kuras (D) = 2,902
- Jumlah Percabangan Sungai (JN) = 48

(Sumber Data : Kementerian PUPR BBWS Brantas, 2010. Laporan Akhir Bendungan Tugu Kabupaten Trenggalek. PT. Indra Karya. Malang)

#### 1. Waktu puncak HSS Gama I (TR)

$$TR = 0,43 \frac{L^3}{100 SF} + 1,0065 SIM + 1,2775$$

$$TR = 0,43 \frac{3,65^3}{100 SF} + 1,0065 \cdot 0,39 + 1,2775$$

$$TR = 1,9572557 = 2 \text{ Jam}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan waktu puncak yang terjadi adalah 2Jam

2. Debit puncak Banjir (QP)

$$Q_P = 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot TR^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381}$$

$$Q_P = 0,1836 \cdot (43,06^{0,5886}) \cdot (1,9572557^{-0,4008}) \cdot (48^{0,2381})$$

$$Q_P = 3,2292365 \text{ m}^3/\text{det} = 3,23 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dari perhitunga diatas didapatkan nilai Debit Puncak Banjir (QP) sebesar 3,23 m<sup>3</sup>/det.

Dari hasil perhitungan debit puncak banjir metode gama I didapatkan nilai debit puncak banjir (QP) sebesar 3,23 m<sup>3</sup>/det dengan waktu puncak 2 jam dibandingkan dengan hasil perhitungan debit puncak banjir menggunakan metode Nakayasu didapatkan nilai debit banjir puncak sebesar 5,95 m<sup>3</sup>/det. Maka perhitungan debit banjir tetap menggunakan nilai dengan metode nakayasu diambil nilai yang terbesar.

**4.9.3 Perhitungan Metode Rasional**

Metode yang umum digunakan dalam perhitungan untuk analisis debit banjir rencana adalah metode Rasional. Dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A \text{ (m}^3/\text{det)}$$

(Sumber : *Triatmodjo, B. Hidrologi Terapan. 2008*)

Dengan :

Q<sub>p</sub> = Debit Banjir (m<sup>3</sup>/dt)

I = Intensitas Hujan (mm/jam)

A = Luas DAS (km<sup>2</sup>)

C = Koefisien aliran = 0.9

Berdasarkan kondisi daerah pengaliran yang merupakan daerah pegunungan, serta karakteristik hujan yang jatuh di daerah Bendungan Tugu maka untuk perencanaan *maindam* dan *spillway* Bendungan Tugu, digunakan koefisien pengaliran sebesar 0,90. (Tabel 2.4)

- Perhitungan Curah Hujan terpilih dengan menggunakan metode *Log Person tipe III*

**Tabel 4. 23** Perhitungan Curah Hujan Metode *Log Person tipe III*

Periode Ulang (Tahun)	Peluang (%)	Distribusi
		D. Log Person III
1.001	99	52.92
2	50	88.63
5	20	112.93
10	10	129.96

25	4	152.52
50	2	170.16
100	1	188.52
200	0.5	207.77
1000	0.1	260.40

- Perhitungan Intensitas Hujan menggunakan metode perhitungan mononobe dengan rumus sebagai berikut : (Sumber : Triatmodjo, B. Hidrologi Terapan. 2008)

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left[ \frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

Maka didapatkan hasil perhitungan intensitas hujan sebagai berikut :

**Tabel 4. 24** Perhitungan Intensitas hujan (mm/hari)

t (jam)	R24					
	2	5	50	100	200	1000
	88.63	112.63	170.16	188.52	207.77	260.40
1	30.759	39.088	59.054	65.426	72.106	90.371
2	19.372	24.618	37.193	41.206	45.414	56.917
3	14.782	18.785	28.380	31.442	34.652	43.430
4	12.201	15.505	23.425	25.952	28.602	35.847
5	10.514	13.361	20.185	22.363	24.647	30.890
6	9.310	11.831	17.874	19.803	21.825	27.353
7	8.400	10.675	16.127	17.868	19.692	24.680
8	7.684	9.765	14.753	16.345	18.014	22.577
9	7.104	9.027	13.639	15.110	16.653	20.871
10	6.622	8.415	12.713	14.085	15.523	19.455
11	6.214	7.897	11.930	13.217	14.567	18.257
12	5.863	7.451	11.257	12.472	13.745	17.227
13	5.559	7.064	10.672	11.824	13.031	16.332
14	5.291	6.723	10.157	11.253	12.402	15.544
15	5.053	6.421	9.701	10.747	11.845	14.845
16	4.840	6.150	9.292	10.294	11.346	14.219
17	4.648	5.907	8.924	9.886	10.896	13.656
18	4.474	5.686	8.590	9.517	10.488	13.145
19	4.316	5.484	8.285	9.179	10.117	12.679
20	4.170	5.300	8.007	8.871	9.777	12.253
21	4.037	5.130	7.750	8.587	9.464	11.861
22	3.914	4.973	7.514	8.324	9.174	11.498
23	3.799	4.828	7.294	8.081	8.906	11.162
24	3.693	4.693	7.090	7.855	8.657	10.850



- Perhitungan Debit Banjir Rancangan :

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A \text{ (m}^3\text{/det)}$$

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times 0,9 \times 90,371 \text{ mm/jam} \times 43,06 \text{ km}^2$$

$$Q_p = 972,8438 \text{ m}^3\text{/det}$$

Dengan :

I = Intensitas Hujan (mm/jam) dengan menggunakan waktu (t=1jam) dan pada periode ulang 1000 th

A = Luas DAS (km<sup>2</sup>) = 43.06 km<sup>2</sup>

C = Koefisien aliran = 0.9

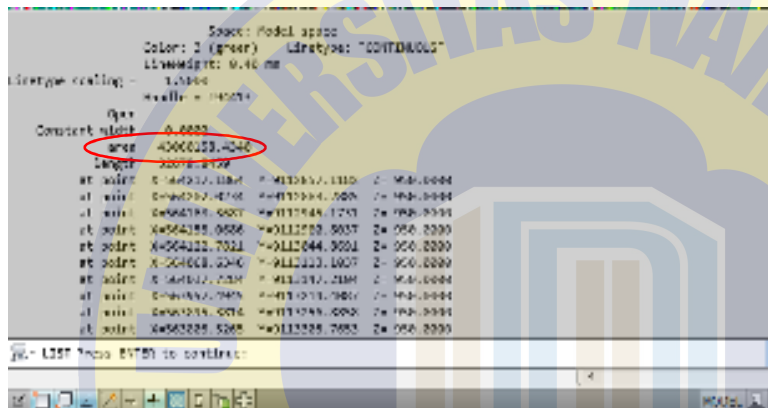
Dari hasil perhitungan debit banjir menggunakan metode rasional dengan kala ulang 1000 Tahun didapatkan nilai debit banjir rancangan sebesar 972, 84 m<sup>3</sup>/det. Dari hasil tersebut jika dibandingkan dengan hasil perhitungan debit banjir rancangan menggunakan metode Nakayasu dengan kala ulang 1000 tahun dan nilai sebesar 1022,75 m<sup>3</sup>/det, nilai debit banjir rancangan dengan metode Nakayasu lebih besar dibandingkan dengan metode Rasional. Maka debit banjir rancangan yang digunakan adalah 1022,75 m<sup>3</sup>/det

#### 4.10 Kurva Tampang Waduk

Kurva tampungan waduk merupakan kurva untuk mengetahui perbandingan antara elevasi, luas area genangan, dan volume tampungan waduk. Kurva tampungan waduk didapat dari hubungan antara grafik elevasi dan luas area dengan elevasi dan volume tampungan.

Adapun cara untuk menghitung luas area genangan menggunakan program bantu AutoCad adalah sebagai berikut:

1. Membuat garis batas/tempat dibangunnya bendungan.
2. Pastikan garis kontur yang ada merupakan *polyline*.
3. Klik pada garis atau kontur yang akan dihitung areanya.
4. Ketikkan LI pada kolom *comment* yang terdapat dibagian bawah. Maka akan terlihat jendela seperti gambar di bawah ini.



Gambar 5.1 List Area

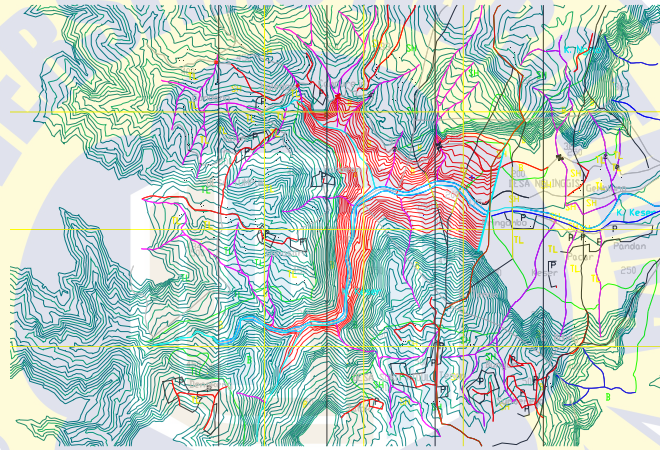
5. Salin angka yang menunjukkan area pada program *Microsoft Excel*.
6. Lakukan poin 3-6 untuk tiap elevasi/ garis kontur.
7. Data yang diperoleh merupakan data luas area genangan seperti tabel berikut

Tabel 5. 1 Luas area genangan

No	Elevasi (m)	Luas Genangan $\times 10^6$ (m <sup>2</sup> )
0	175.00	0.03
1	187.50	0.08
2	200.00	0.14
3	212.50	0.24
4	225.00	0.36
5	237.50	0.48
6	250.00	0.60
7	262.50	0.74

8	275.00	0.90
9	287.50	1.05
10	300.00	1.22
11	312.50	1.40

Kemudian perhitungan volume tampungan dilakukan dengan menggunakan data dari luas area dan program bantu *Microsoft Excel*. Rumus untuk menghitung volume tampungan adalah dengan rumus trapesium  $v = \frac{A_1+A_2}{2} \times \text{jarak antar elevasi}$ . Dengan menghitung luas area disetiap elevasi selanjutnya dihitung volumenya dengan rumus tersebut dan kemudian dikumulatikan sesuai dengan tingkat elevasi. Semakin besar elevasinya, maka semakin besar volume tampungannya. Seperti gambar berikut ini yang menunjukkan luas area genangan yang ditandai dengan garis kontur berwarna merah.



**Gambar 5.2** Luas Area Genangan

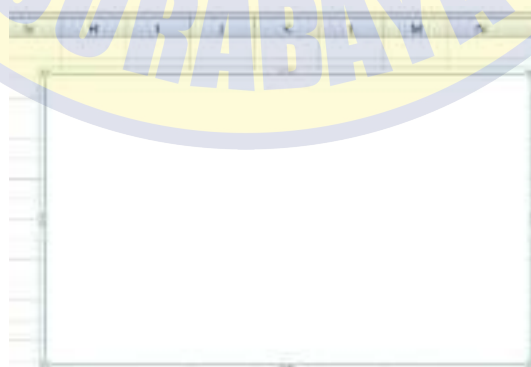
Dari luas genangan yang ditunjukkan oleh kontur berwarna merah tersebut, dapat diperoleh data luas genangan tiap-tiap elevasi dan volume genangan tiap-tiap elevasi. Berdasarkan data tersebut, dapat ditarik hubungan antara elevasi, luas genangan dan volume genangan sehingga diperoleh volume komulatif genangan, dapat dilihat pada (**Tabel 5.2**). Dalam hal ini peta kontur yang digunakan adalah peta rupa bumi dengan hasil interval garis kontur sebesar 12,5 meter. Jadi, hasil volume dan luas genangan yang didapatkan adalah pada elevasi-elevasi yang setiap interval kontur 12,5 meter, selebihnya pada elevasi tertentu menggunakan cara perhitungan interpolasi didalam penentuan luas dan volume genangan.

**Tabel 5. 2** Perhitungan hubungan elevasi, luas area dan volume genangan

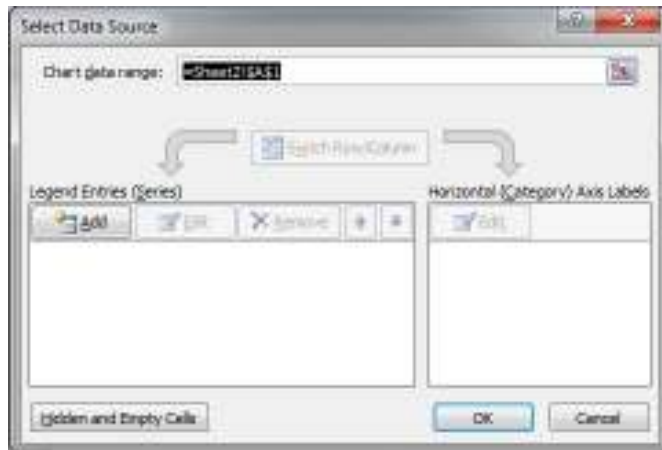
No	Elevasi	Tinggi H	Luas Genangan	Volume Genangan	Kom. Volume Genangan
	(m)	(m)	$\times 10^6$ (m <sup>2</sup> )	$\times 10^6$ (m <sup>3</sup> )	$\times 10^6$ (m <sup>3</sup> )
0	175.00	0.00	0.03	0.00	0.00
1	187.50	12.50	0.08	0.66	0.66
2	200.00	25.00	0.14	1.38	2.04
3	212.50	37.50	0.24	2.41	4.45
4	225.00	50.00	0.36	3.75	8.20
5	237.50	62.50	0.48	5.21	13.41
6	250.00	75.00	0.60	6.74	20.15
7	262.50	87.50	0.74	8.40	28.55
8	275.00	100.00	0.90	10.27	38.82
9	287.50	112.50	1.05	12.21	51.03
10	300.00	125.00	1.22	14.19	65.22
11	312.50	138	1.40	16.34	81.57

Dari perhitungan sebelumnya, diperoleh data luas genangan tiap-tiap elevasi dan volume genangan tiap-tiap elevasi. Data-data tersebut kemudian diubah menjadi bentuk kurva melalui program bantu *Microsoft Excel*. Berikut merupakan cara untuk mengolah data elevasi, luas area dan volume tampungan ke dalam bentuk grafik :

1. Pilih *insert*, kemudian pilih *scatter chart*. maka akan muncul jendela *Excel* seperti gambar di bawah ini.

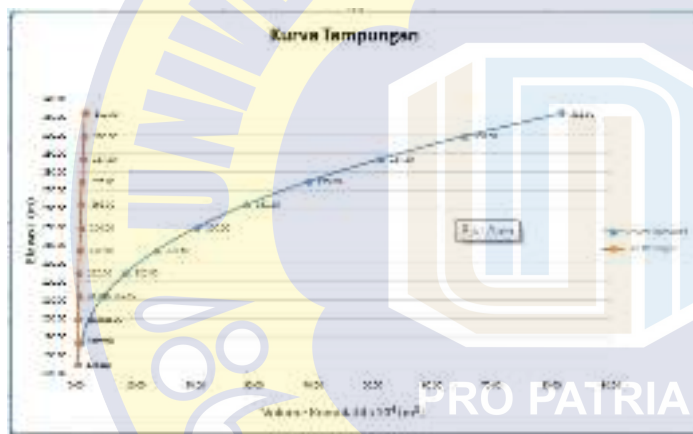


**Gambar 5.3** Scatter Bar



**Gambar 5.4** Jendela Data

2. Klik kanan dan pilih *select data*. Kemudian akan muncul *Excel Bar* seperti gambar di bawah ini.
3. Drag data elevasi sebagai sumbu Y, kemudian drag volume genangan sebagai sumbu X. Pilih item *add* dan lakukan hal yang sama yaitu *drag* data luas genangan sebagai sumbu X dan



**Gambar 5.5** Kurva Tampungan

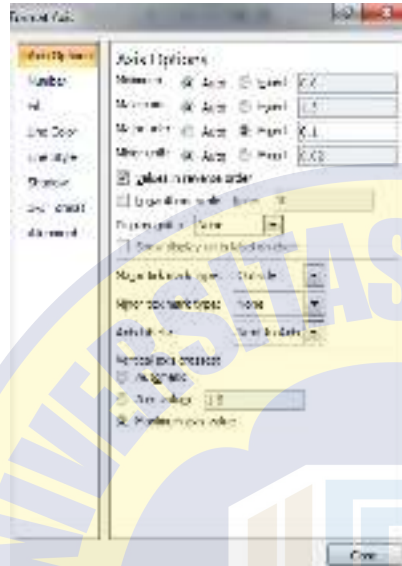
elevasi sebagai sumbu Y.

4. Klik grafik yang menunjukkan hubungan elevasi dan luas genangan.
5. Klik kanan, pilih *format data series*, maka muncul jendela *excel* seperti gambar di bawah ini.



**Gambar 5.6** Format Data Series

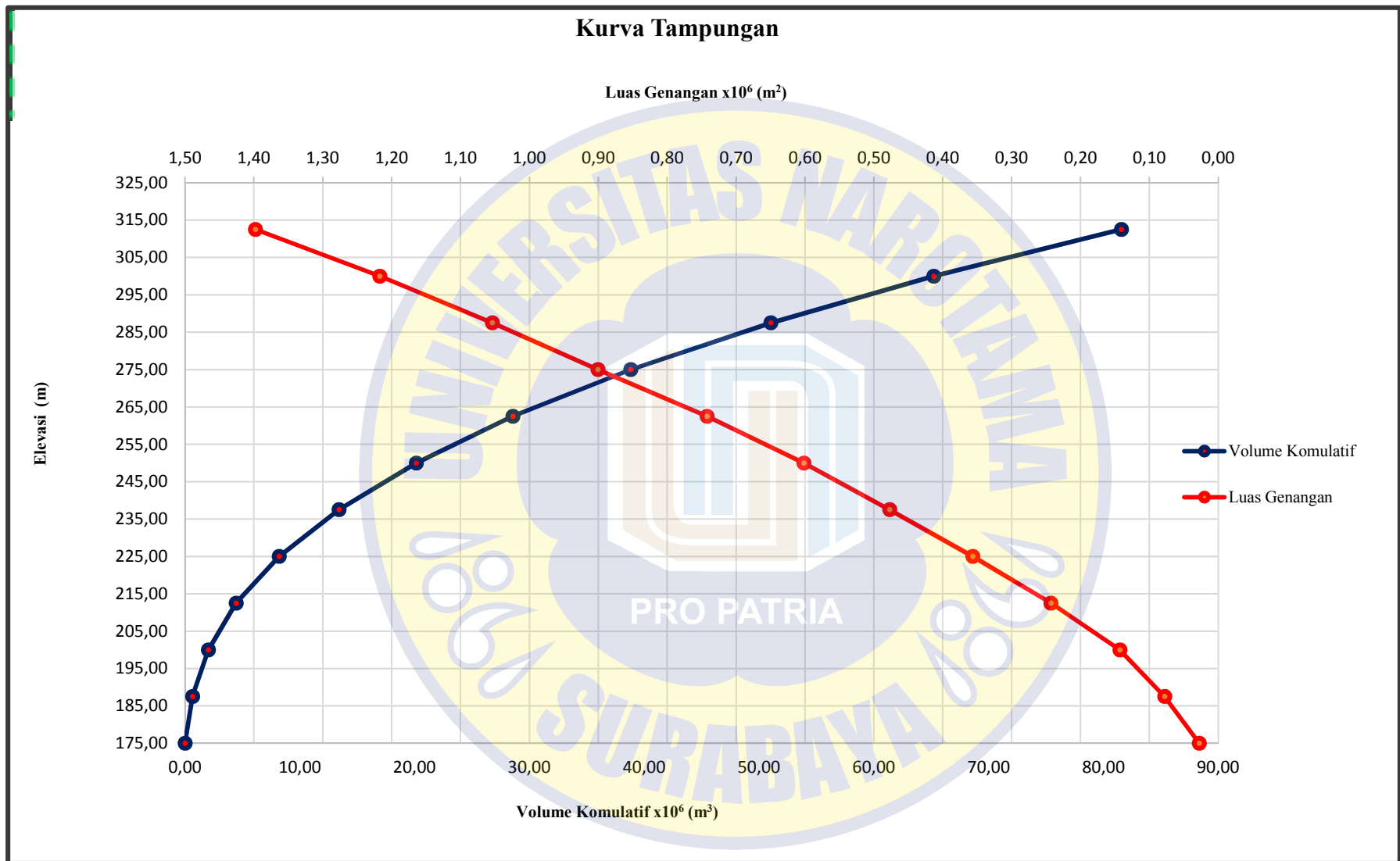
6. Pada jendela *Excel* tersebut pilih *secondary axis*, kemudian pilih layout dan pilih *axes > secondary > horizontal axis > show default axis*. Maka grafik tampungan akan muncul seperti gambar dibawah ini.
7. Klik kanan pada *axis area*, lalu pilih *format axis*. Kemudian akan muncul jendela seperti dibawah ini.
8. Dari jendela *format axis* centang *icon* yang menunjukkan *values in reverse order*.



**Gambar 5.7** Format *Axis*

9. Kurva tampungan waduk akan tampak seperti **Gambar 5.8** .





Gambar 5.8 Grafik Lengkung Kapasitas Waduk

Pada **Gambar 5.8** terlihat kurva tampungan pada waduk Bendungan Tugu. Garis berwarna biru merupakan hubungan antara elevasi dan volume, merupakan volume kumulatif dari waduk. Sedangkan garis merah merupakan hubungan antara elevasi dan luas area, yang menunjukkan luas genangan pada waduk. Pada setiap elevasi, terdapat nilai volume genangan dan luas area yang berbeda-beda. Seperti pada elevasi +175 Mdpl memiliki volume  $0 \text{ m}^3$  dan memiliki luas area sebesar  $0,03 \times 10^6 \text{ m}^2$ , sementara pada elevasi +225 Mdpl memiliki volume  $3,75 \times 10^6 \text{ m}^3$  dan memiliki luas area sebesar  $0,36 \times 10^6 \text{ m}^2$ .

#### 4.11 Debit Inflow

Untuk memenuhi ketersediaan volume air didalam waduk selama pengoperasian, diperlukan debit yang diharapkan mampu untuk mencukupi besarnya debit *outflow* (pengambilan). Pada perhitungan debit andalan Bendungan Tugu, digunakan metode statistika rangking. Penetapan rangking dilakukan dengan menggunakan analisis frekuensi atau probabilitas dengan rumus *Weibull*. Debit andalan 80% ( $Q_{80\%}$ ) mempunyai arti bahwa probabilitas debit tersebut disamai atau dilampaui sebesar 80%. Hal ini berarti juga bahwa kegagalan kemungkinan terjadi dengan probabilitas sebesar 100% dikurangi 80% atau dapat dikatakan sebesar 20%.

Berikut merupakan langkah-langkah perhitungan debit andalan dengan metode statistika rangking :

1. Data debit rata-rata sepuluh harian dari **Lampiran Debit Andalan** (Sumber Data : Kementerian PUPR BBWS Brantas, 2010. Laporan Akhir Bendungan Tugu Kabupaten Trenggalek. PT. Indra Karya. Malang) **Tabel 5. 3** diurutkan dari yang terbesar ke urutan yang terkecil kemudian disusun seperti pada

#### **Tabel 5.4.**

2. Kemudian dirangking dari satu sampai terakhir. Dicari rangking debit ke 80%.
3. Data debit pada rangking ke 80% kemudian diurutkan kembali dari yang terbesar ke yang terkecil. Dirangking kembali dari satu hingga terakhir, kemudian dicari rangking ke 80%.
4. Setelah dilakukan perhitungan rangking seperti yang telah dijelaskan pada tahap sebelumnya, maka diperoleh debit andalan seperti pada **Lampiran Debit Andalan Tabel 5.5.**

#### 4.12 Debit Outflow

Sesuai dengan tujuan dibangunnya Bendungan Tugu yaitu, untuk memenuhi kebutuhan air baku penduduk, irigasi dan PLTMH maka perlu dilakukan perhitungan untuk mendapatkan volume *outflow*. Jumlah total volume *outflow* dapat dilihat pada **Tabel 5.8**. Berikut merupakan penggunaan debit *outflow* di Bendungan Tugu:



#### 4.12.1 Perhitungan Kebutuhan Air Baku

Bendungan Tugu juga akan difungsikan untuk menyediakan air baku untuk daerah hilir dengan periode perencanaan kebutuhan air untuk penduduk berdasarkan prediksi jumlah penduduk selama 30 tahun.

Kebutuhan air baku dihitung berdasarkan:

1. Keputusan Direktur Cipta Karya nomor : 198/KPTS/CK1990 tentang petunjuk teknis pembangunan sarana penyediaan air bersih dan penyehatan lingkungan pemukiman.
2. Periode perencanaan didasarkan pada proyeksi penduduk sampai tahun 2038 dengan tingkat perencanaan tiap tahun.
3. Sumber air yang paling memenuhi syarat ditinjau dari kualitas, kuantitas dan efisiensi.

**Tabel 5.6** Kriteria Perencanaan sistem penyediaan air baku

No	Uraian	Kriteria	Satuan
1	Cakupan pelayanan SR : HU	70% : 30%	
2	Kebutuhan air rumah tangga	80	lt/orang/hari
3	Kebutuhan air hidran umum	30	lt/orang/hari
4	Periode perencanaan	30	tahun
5	Efisiensi	90%	

(Sumber Data : Kementerian PUPR Direktorat Jenderal Cipta Karya)

Perencanaan kebutuhan air baku hanya menitikberatkan pada sektor domestik karena jumlah debit andalan yang tidak cukup besar. Analisis sektor domestik untuk masa mendatang dilaksanakan dengan dasar analisis pertumbuhan penduduk pada wilayah yang direncanakan.

Dengan mempertimbangkan pertumbuhan penduduk sebesar 1,36% per-tahun di lima daerah yaitu, Nglinggis, Pucang Anak, Dermosari, Winong dan Tegaren maka dilakukan perhitungan kebutuhan air untuk daerah hilir Bendungan Tugu. Perhitungan yang dilakukan dapat dilihat pada **Tabel 5.7** sehingga diperoleh kebutuhan air baku selama 30 tahun ke depan sebesar 12,88 lt/det.

**Tabel 5.7** Proyeksi Kebutuhan air untuk daerah hilir Bendungan Tugu

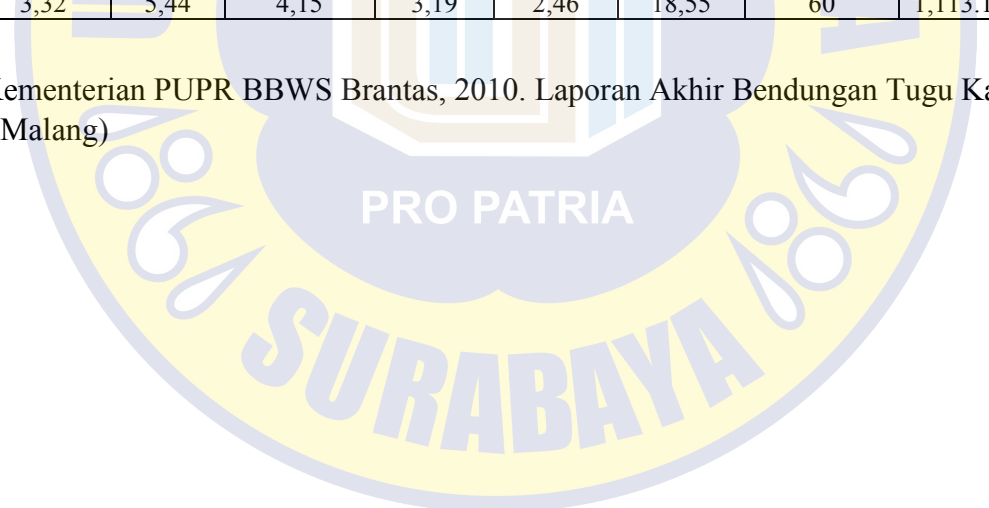
Pertumbuhan penduduk = 1.36%

No.	Tahun	Jumlah Penduduk Terlayani					Populasi Total	Konsumsi Air	Rata-rata Harian		Total
		Nglinggis	Pucang Anak	Dermosari	Winong	Tegaren			m <sup>3</sup> /hari	m <sup>3</sup> /det	
		(Jiwa)	(Jiwa)	(Jiwa)	(Jiwa)	(Jiwa)					
	2007	2180	3568	2722	2091	1615	12,18	60	730.56	0.0085	8.46
	2008	2210	3617	2759	2120	1637	12,34	60	740.55	0.0086	8.57
1	2009	2,24	3,67	2,80	2,15	1,66	12,51	60	750.68	0.009	8.69
2	2010	2,27	3,72	2,84	2,18	1,68	12,68	60	760.95	0.009	8.81
3	2011	2,30	3,77	2,87	2,21	1,71	12,86	60	771.36	0.009	8.93
4	2012	2,33	3,82	2,91	2,24	1,73	13,03	60	781.91	0.009	9.05
5	2013	2,37	3,87	2,95	2,27	1,75	13,21	60	792.60	0.009	9.17
6	2014	2,40	3,92	2,99	2,30	1,78	13,39	60	803.44	0.009	9.30
7	2015	2,43	3,98	3,04	2,33	1,80	13,57	60	814.43	0.009	9.43
8	2016	2,46	4,03	3,08	2,36	1,83	13,76	60	825.57	0.010	9.56
9	2017	2,50	4,09	3,12	2,40	1,85	13,95	60	836.86	0.010	9.69
10	2018	2,53	4,14	3,16	2,43	1,88	14,14	60	848.31	0.010	9.82
11	2019	2,57	4,20	3,20	2,46	1,90	14,33	60	859.91	0.010	9.95
12	2020	2,60	4,26	3,25	2,50	1,93	14,53	60	871.68	0.010	10.09
13	2021	2,64	4,32	3,30	2,53	1,95	14,73	60	883.60	0.010	10.23
14	2022	2,67	4,37	3,34	2,57	1,98	14,93	60	895.68	0.010	10.37
15	2023	2,71	4,43	3,38	2,60	2,01	15,13	60	907.93	0.011	10.51
16	2024	2,75	4,50	3,43	2,63	2,04	15,34	60	920.35	0.011	10.65
17	2025	2,78	4,56	3,47	2,67	2,06	15,55	60	932.94	0.011	10.80
18	2026	2,82	4,62	3,52	2,71	2,09	15,76	60	945.70	0.011	10.95
19	2027	2,86	4,68	3,57	2,74	2,12	15,98	60	958.64	0.011	11.10
20	2028	2,90	4,75	3,62	2,78	2,15	16,20	60	971.75	0.011	11.25

Pertumbuhan penduduk = 1.36%

No.	Tahun	Jumlah Penduduk Terlayani					Populasi Total	Konsumsi Air	Rata-rata Harian		Total
		Nglinggis	Pucang Anak	Deremosari	Winong	Tegaren			m <sup>3</sup> /hari	m <sup>3</sup> /det	
		(Jiwa)	(Jiwa)	(Jiwa)	(Jiwa)	(Jiwa)					
21	2029	2,94	4,81	3,67	2,82	2,18	16,42	60	985.04	0.011	11.40
22	2030	2,98	4,878	3,72	2,86	2,21	16,64	60	998.51	0.012	11.56
23	2031	3,02	4,94	3,77	2,90	2,24	16,87	60	1,012.17	0.012	11.71
24	2032	3,06	5,01	3,82	2,94	2,27	17,10	60	1,026.02	0.012	11.88
25	2033	3,10	5,08	3,88	2,98	2,30	17,33	60	1,040.05	0.012	12.04
26	2034	3,15	5,15	3,93	3,02	2,33	17,57	60	1,054.27	0.012	12.20
27	2035	3,19	5,22	3,98	3,06	2,36	17,81	60	1,068.69	0.012	12.37
28	2036	3,23	5,29	4,04	3,10	2,40	18,06	60	1,083.31	0.013	12.54
29	2037	3,28	5,36	4,09	3,14	2,43	18,30	60	1,098.13	0.013	12.71
30	2038	3,32	5,44	4,15	3,19	2,46	18,55	60	1,113.15	0.013	12.88

(Sumber Data : Kementerian PUPR BBWS Brantas, 2010. Laporan Akhir Bendungan Tugu Kabupaten Trenggalek. PT. Indra Karya. Malang)



#### 4.12.2 Perhitungan Kebutuhan Irigasi

Perhitungan kebutuhan air irigasi diperlukan untuk mencukupi keperluan bercocok tanam pada petak sawah. Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam perhitungan kebutuhan air irigasi menurut rencana pola tata tanam adalah sebagai berikut:

- Pola tanam yang direncanakan dengan pola tanam Padi-Padi-Palawija
- Luas areal yang akan ditanami
- Kebutuhan air pada petak sawah
- Efisiensi irigasi

Data evapotranspirasi digunakan sebagai penunjang perhitungan irigasi (Sumber Data : Kementerian PUPR BBWS Brantas, 2010. Laporan Akhir Bendungan Tugu Kabupaten Trenggalek. PT. Indra Karya. Malang) dapat dilihat pada **Lampiran Tabel 5.14**. Hasil perhitungan kebutuhan air irigasi dapat dilihat pada **Lampiran Tabel 5.15**.

#### 4.12.3 Perhitungan Kebutuhan PLTMH

Selain dimanfaatkan untuk memenuhi kebutuhan irigasi dan air baku penduduk sekitar Bendungan Tugu, Bendungan Tugu juga dimanfaatkan sebagai Pembangkit Listrik Tenaga Mikro Hidro (PLTMH). Potensi sumberdaya air untuk pembangkit listrik yaitu untuk debit beban dasar rata-rata ( $Q$ ) =  $0,7 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Debit *outflow* dari PLTMH beban dasar dimanfaatkan untuk kebutuhan air irigasi dan *maintenance flow*. (Sumber Data : Kementerian PUPR BBWS Brantas, 2010. Laporan Akhir Bendungan Tugu Kabupaten Trenggalek. PT. Indra Karya. Malang)

Berdasarkan kebutuhannya yaitu untuk memenuhi kebutuhan irigasi, air baku, serta PLTMH maka dilakukan perhitungan debit *outflow* per-bulan pada Bendungan Tugu seperti pada **Tabel 5.8**. Selama duabelas bulan perhitungan debit *outflow* maka diperoleh volume komulatif debit *outflow* dengan angka terbesar terletak pada bulan Desember, yaitu sebesar  $2,58 \text{ m}^3$ .

**Tabel 5.8** Perhitungan debit kebutuhan

Bulan	Kebutuhan Air						Q kebutuhan (m <sup>3</sup> /det)	Vol. Kebutuhan		Vol. Kom kebutuhan x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
	Irigasi			Air Baku		PLTMH (m <sup>3</sup> /det)		x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	
	(liter/dt/ ha)	Luas (ha)	m <sup>3</sup> /det	(liter/dt/ hari)	m <sup>3</sup> /det					
Januari	0.46	1200.00	0.55249	12.88	0.13	0.70	1.38	0.12	0.33	0.33
	0.45	1200.00	0.54554	12.88	0.13	0.70	1.37	0.12		
	0.21	1200.00	0.24659	12.88	0.13	0.70	1.08	0.09		
Februari	0.22	1200.00	0.25993	12.88	0.13	0.70	1.09	0.09	0.26	0.59
	0.19	1200.00	0.22568	12.88	0.13	0.70	1.05	0.09		
	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07		
Maret	0.60	1200.00	0.71407	12.88	0.13	0.70	1.54	0.13	0.42	1.01
	0.66	1200.00	0.79140	12.88	0.13	0.70	1.62	0.14		
	0.76	1200.00	0.91240	12.88	0.13	0.70	1.74	0.15		
April	1.41	1200.00	1.68870	12.88	0.13	0.70	2.52	0.22	0.69	1.70
	1.52	1200.00	1.82939	12.88	0.13	0.70	2.66	0.23		
	1.61	1200.00	1.93494	12.88	0.13	0.70	2.76	0.24		
Mei	1.05	1200.00	1.26090	12.88	0.13	0.70	2.09	0.18	0.53	2.23
	1.03	1200.00	1.23444	12.88	0.13	0.70	2.06	0.18		
	1.01	1200.00	1.20798	12.88	0.13	0.70	2.04	0.18		
Juni	0.96	1200.00	1.14836	12.88	0.13	0.70	1.98	0.17	0.41	2.65
	0.96	1200.00	1.14836	12.88	0.13	0.70	1.98	0.17		
	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07		
Juli	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07	0.21	2.86
	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07		
	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07		
Agustus	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07	0.21	3.08
	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07		
	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07		
September	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07	0.21	3.29
	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07		
	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07		
Oktober	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07	0.22	3.51
	0.03	1200.00	0.03087	12.88	0.13	0.70	0.86	0.07		

Bulan	Kebutuhan Air						Q kebutuhan (m <sup>3</sup> /det)	Vol. Kebutuhan		Vol. Kom kebutuhan x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
	Irigasi			Air Baku		PLTMH		x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	
	(liter/dt/ ha)	Luas (ha)	m <sup>3</sup> /det	(liter/dt/ hari)	m <sup>3</sup> /det	(m <sup>3</sup> /det)				
	0.00	1200.00	0.00000	12.88	0.13	0.70	0.83	0.07		
November	1.18	1200.00	1.41519	12.88	0.13	0.70	2.24	0.19	0.55	4.06
	1.16	1200.00	1.38707	12.88	0.13	0.70	2.22	0.19		
	0.94	1200.00	1.13264	12.88	0.13	0.70	1.96	0.17		
Desember	1.36	1200.00	1.63025	12.88	0.13	0.70	2.46	0.21	0.65	4.71
	1.44	1200.00	1.72373	12.88	0.13	0.70	2.55	0.22		
	1.43	1200.00	1.71266	12.88	0.13	0.70	2.54	0.22		



#### 4.13 Kapasitas Efektif

Perhitungan kapasitas efektif dilakukan untuk mengetahui perubahan volume waduk akibat debit *inflow* dan *outflow* pada waduk. Debit *inflow* diperoleh dari perhitungan debit andalan dengan metode statistika rangking, sedangkan debit *outflow* diperoleh dari perhitungan kebutuhan air baku penduduk, kebutuhan irigasi dan Pembangkit Listrik Tenaga Mikro Hidro (PLTMH).

Perhitungan *water balance* pada **Tabel 5.9** diperoleh melalui perhitungan antara debit *inflow*, tampungan, dan debit *outflow*. Perhitungan ini dilakukan dengan mencari selisih antara volume kumulatif *inflow* dan volume kumulatif *outflow* sehingga diperoleh besarnya volume yang bisa ditampung pada waduk tersebut. Selanjutnya data tersebut digunakan untuk menentukan kapasitas efektif waduk.

#### 4.14 Kapasitas Mati (*Dead Storage*)

Penentuan dapat dilakukan dengan menghitung besarnya endapan lumpur (sedimen) selama umur bangunan difungsikan. Pada bagian ini, tampungan bendungan tidak dapat digunakan untuk eksploitasi dan merupakan baris terendah untuk menjaga agar material endapan tidak tersangkut sewaktu di pintu pengambilan.

Dari penggolongan topografi dan geologinya maka daerah Bendungan Tugu termasuk dalam zona A daerah pengaliran yang lebih dari 1/3 bagian terdiri dari daerah gunung berapi, daerah longsor dan terutama daerah yang terbentuk dari batuan yang berasal dari gunung berapi. (Sosrodarsono, 2002)

**Tabel 5.9** Perhitungan *Water Balance*

Bulan	Debit andalan	Vol. Ketersediaan		Vol. Kom ketersediaan	Vol. Kom Kebutuhan	Storage
	(m <sup>3</sup> /dt)/10harian	m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Januari	0.74	635562.55	1.96	1.96	0.33	1.63
	0.75	648797.75				
	0.78	677479.34				
Februari	0.90	775008.00	2.53	4.49	0.59	3.90
	0.95	824458.19				
	1.07	927720.00				
Maret	0.77	661641.48	1.65	6.14	1.01	5.12
	0.63	542023.50				
	0.51	443781.82				
April	0.57	495936.00	1.21	7.35	1.70	5.65
	0.46	398046.86				
	0.36	314579.77				
Mei	0.35	304128.00	0.82	8.17	2.23	5.94
	0.29	249486.33				
	0.31	269410.91				
Juni	0.35	300672.00	0.93	9.09	2.65	6.45
	0.37	323921.30				
	0.35	301536.00				
Juli	0.29	250329.80	0.71	9.80	2.86	6.94

Bulan	Debit andalan	Vol. Ketersediaan		Vol. Kom ketersediaan	Vol. Kom Kebutuhan	Storage
	(m <sup>3</sup> /dt)/10harian	m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
	0.28	242960.72				
	0.25	213863.79				
	0.20	169004.66				
Agustus	0.19	162229.81	0.47	10.27	3.08	7.20
	0.16	140991.63				
	0.17	147915.80				
September	0.17	145869.67	0.44	10.71	3.29	7.42
	0.17	143424.00				
	0.15	131738.97				
Oktober	0.15	126144.00	0.44	11.15	3.51	7.64
	0.21	178279.01				
	0.25	214339.88				
November	0.32	277344.00	0.80	11.95	4.06	7.89
	0.36	308990.20				
	0.35	305856.00				
Desember	0.56	481954.25	1.26	13.20	4.71	8.49
	0.54	469314.47				

Analisis kapasitas efektif diperoleh dari:

- Kapasitas efektif

$$kap. efektif = storage maks - storage min$$

$$= 8,49$$

$$= 8,49 m^3 \times 10^6$$

Berdasarkan perhitungan volume ketersediaan dan volume kebutuhan, maka dapat diperoleh grafik kapasitas. Grafik kapasitas merupakan grafik hubungan volume komulatif ketersediaan dan volume komulatif kebutuhan yang menunjukkan besarnya volume tampungan pada bendungan (**Gambar 5.9**). Untuk menentukan besarnya volume tampungan waduk ditunjukkan dengan metode lengkung S.

**Gambar 5.9** merupakan grafik kapasitas waduk dengan menggunakan metode kurva S. Garis merah menunjukkan grafik volume kebutuhan, sedangkan garis biru menunjukkan grafik volume ketersediaan. Dengan memperhitungkan selisih antara volume komulatif ketersediaan dan volume komulatif kebutuhan setiap bulan, sehingga diperoleh volume kapasitas tampungan waduk setiap bulan. Kemudian untuk mendapatkan kapasitas volume waduk dihitung selisih antara tampungan volume waduk maksimum dengan tampungan volume waduk minimum (*Anwar, 2012*). Nilai kapasitas tampungan waduk semua bernilai positif sehingga digunakan nilai kapasitas tampungan waduk maksimum yaitu  $8,49 \times 10^6 m^3/bln$ .

Diperhitungkan pula kapasitas mati dan kapasitas totalnya sebagai berikut :

- Kapasitas mati

Penentuan angka satuan sedimentasi, ditinjau dengan data karakteristik lokasi Bendungan Tugu, dengan luas DAS calon lokasi bendungan  $43,06 km^2$  dan termasuk dalam zona A stadium



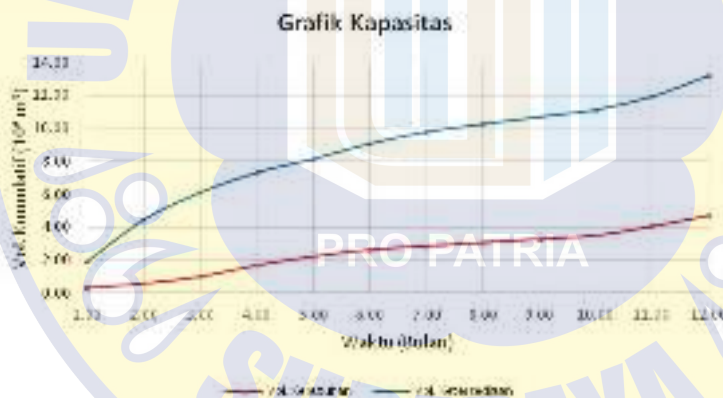
permulaan pembentukan, karena pada lokasi calon bendungan daerah pengaliran yang lebih dari 1/3 bagian adalah daerah gunung berapi, daerah longsor (Sosrodarsono, 2002), didapatkan angka satuan sedimentasi sebesar  $626,50 \text{ m}^3 \times 10^6$ . Dengan rencana umur efektif waduk 100 tahun, Volume kapasitas mati sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Vol. Sedimen total} &= P_s \times A \times n \\ &= 626,50 \times 43,06 \times 100 \\ &= 2,70 \text{ m}^3 \times 10^6 \end{aligned}$$

- Kapasitas total

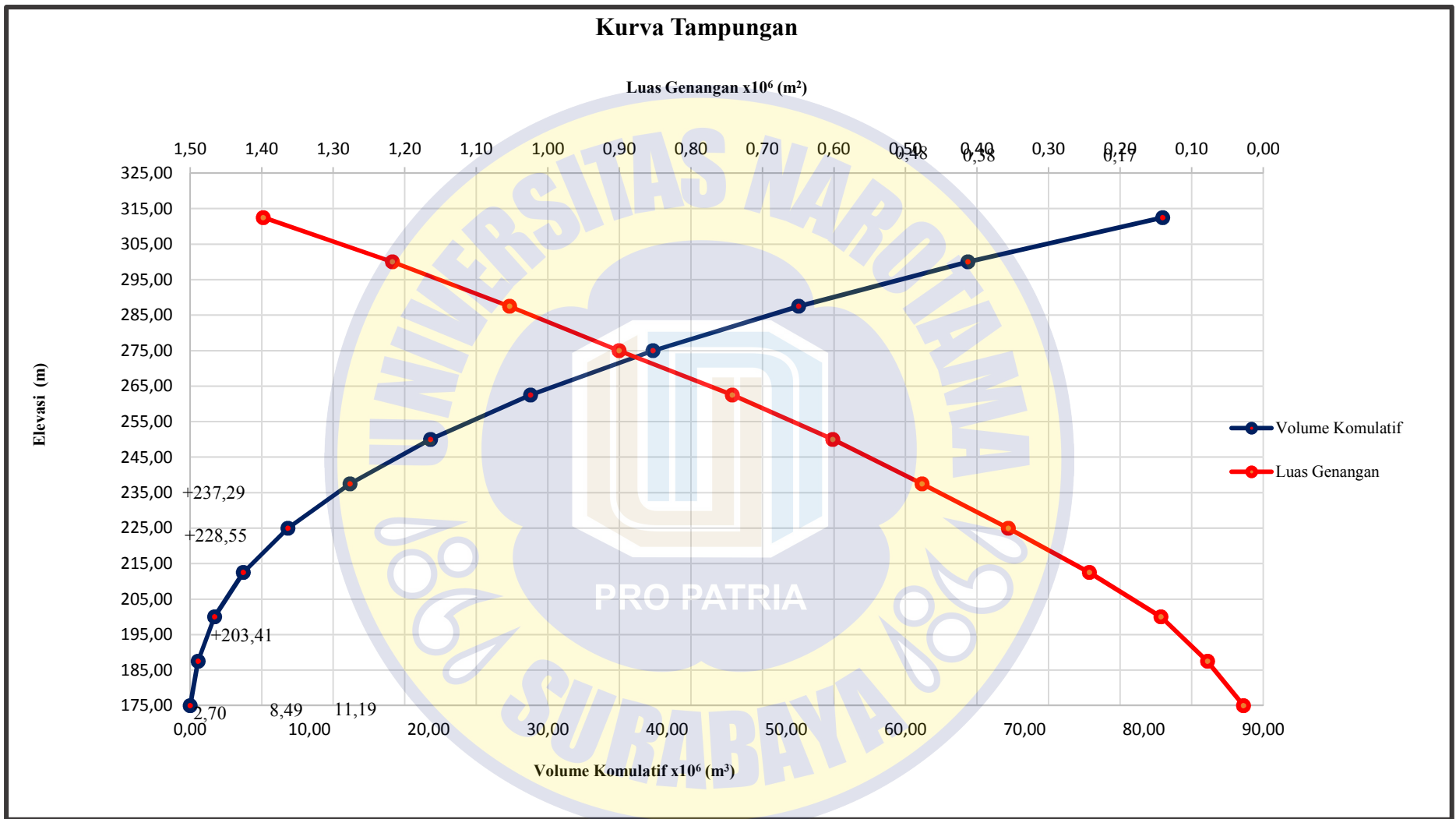
$$\begin{aligned} \text{Kap. total} &= \text{Kap. efektif} + \text{kap. mati} \\ &= (8,49 \text{ m}^3 \times 10^6) + (2,70 \text{ m}^3 \times 10^6) \\ &= 11,19 \text{ m}^3 \times 10^6 \end{aligned}$$

Kapasitas total sebesar  $11,19 \text{ m}^3 \times 10^6$  bila diplot pada grafik lengkung kapasitas, maka diperoleh angka elevasi +237,29 dengan luas genangan  $0,48 \text{ m}^2 \times 10^6$ , elevasi tersebut dijadikan sebagai elevasi mercu pelimpah (*spillway*). Sedangkan untuk kapasitas mati didapatkan volume sebesar  $2,70 \text{ m}^3 \times 10^6$  bila diplot pada grafik lengkung kapasitas maka diperoleh elevasi +203,41 dengan luas genangan  $0,17 \text{ m}^2 \times 10^6$ .



**Gambar 5.9** Grafik kapasitas waduk (Metode kurva S)

**Gambar 5.10** menunjukkan posisi kapasitas mati, kapasitas efektif dan kapasitas total pada Bendungan Tugu. Kapasitas mati, dengan volume sebesar  $2,70 \text{ m}^3 \times 10^6$ , pada lengkung kapasitas dapat ditarik garis sehingga diperoleh elevasi +203,41 dan luas genangannya  $0,17 \text{ m}^2 \times 10^6$ . Pada kapasitas efektif dengan volume sebesar  $8,49 \text{ m}^3 \times 10^6$ , pada lengkung kapasitas dapat ditarik garis sehingga diperoleh elevasi +228,55 dan luas genangannya  $0,38 \text{ m}^3 \times 10^6$ . Sedangkan kapasitas total dengan volume sebesar  $11,19 \text{ m}^3 \times 10^6$  bila diplot pada grafik lengkung kapasitas, maka diperoleh angka elevasi +237,29 dengan luas genangan  $0,48 \text{ m}^2 \times 10^6$ , Elevasi tersebut kemudian dijadikan sebagai elevasi mercu pelimpah (*spillway*).



**Gambar 5.10** Grafik Lengkung Kapasitas Waduk

#### 4.15 Penelusuran Banjir (Reservoir Routing)

Perhitungan *reservoir routing* menggunakan metode tahap demi tahap (*Modified Pul's Method*) seperti telah dijelaskan pada pembahasan sebelumnya. Sebelum dilakukan perhitungan *reservoir routing* dilakukan perhitungan antar elevasi tampungan dan debit *outflow* untuk mempermudah dalam perhitungan *reservoir routing*.

Berikut merupakan perhitungan *Reservoir Routing* dengan menggunakan dimensi pelimpah  $B = 35\text{m}$  dengan data dari perhitungan sebelumnya :

Debit banjir 1000 tahun =  $1022,75\text{ m}^3/\text{det}$

Tinggi pelimpah (P) =  $3\text{ m } P > 1/5\text{ Hd}$

Panjang ambang pelimpah (B) =  $35\text{ m}$

$\Delta t$  =  $1494\text{ detik} = 0,42\text{ jam}$

Elevasi mercu *spillway* =  $237,29\text{ m}$

Beberapa tahap perhitungan penelusuran banjir sebagai berikut :

➤ **Tabel 5.10** menunjukkan hubungan antara elevasi muka air, tampungan dan debit keluar.

**Tabel 5.10** menunjukkan hubungan perhitungan antara volume pada elevasi tertentu dengan tampungan yang ada serta dengan koefisien pengaliran yang akan digunakan untuk perhitungan besarnya debit keluar.

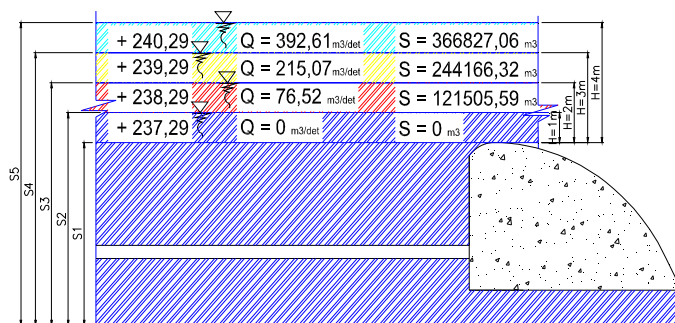
$$Q = C.B.H^{3/2}$$

$$C = 2,2 - 0,0416(Hd/W)^{0,99}$$

$$(Hd = H)$$

$$\begin{aligned} \text{Tampungan (+237,39)} &= (\text{volume (+237,29)} - \text{volume (+237,29)}) \times 10^6 \\ &= (5,20 - 5,19) \times 10^6 \\ &= 11703,92\text{ m}^3 \end{aligned}$$

Perhitungan ini digunakan untuk mencari nilai tampungan (S) dengan cara interpolasi hasil elevasi pada perhitungan debit keluar pertama yaitu  $2,43\text{ m}^3/\text{det}$  pada elevasi  $+237,29$  yang nantinya digunakan sebagai awal perhitungan penelusuran banjir pada **Tabel 5.13**.



**Gambar 5.11** Tampungan dan debit keluar di atas mercu.

**Gambar 5.11** merupakan gambar tampungan dan debit keluar di atas mercu pada setiap elevasi yang akan digunakan dalam perhitungan *reservoir routing*. Pada elevasi mercu +237,29 tampungan dan debit keluar dianggap 0. Kemudian dilakukan perhitungan pada elevasi selanjutnya dengan  $\Delta H = 0,1$  meter. Dalam mencari tampungan pada elevasi selanjutnya (+237,39 dst) volume tampungan pada elevasi mercu (+237,29) dijadikan sebagai volume dasar tampungan.

**Tabel 5.10** Perhitungan hubungan antara elevasi muka air, tampungan dan Q

Elevasi	H	Volume	Tampungan di atas mercu	C	Q
m	m	$\times 10^6 \text{ m}^3$	$\text{m}^3$		$\text{m}^3/\text{dt}$
237.29	0.00	5.19	0.00	2.20	0.00
237.39	0.10	5.20	11703.92	2.20	2.43
237.49	0.20	5.21	23407.83	2.20	6.88
237.59	0.30	5.22	35643.07	2.20	12.63
237.69	0.40	5.23	47909.14	2.19	19.43
237.79	0.50	5.25	60175.22	2.19	27.14
237.89	0.60	5.26	72441.29	2.19	35.65
237.99	0.70	5.27	84707.37	2.19	44.90
238.09	0.80	5.28	96973.44	2.19	54.82
238.19	0.90	5.29	109239.51	2.19	65.37
238.29	1.00	5.31	121505.59	2.19	76.52
238.39	1.10	5.32	133771.66	2.18	88.22
238.49	1.20	5.33	146037.73	2.18	100.46
238.59	1.30	5.34	158303.81	2.18	113.21
238.69	1.40	5.36	170569.88	2.18	126.44
238.79	1.50	5.37	182835.96	2.18	140.13
238.89	1.60	5.38	195102.03	2.18	154.28
238.99	1.70	5.39	207368.10	2.18	168.86
239.09	1.80	5.41	219634.18	2.18	183.86
239.19	1.90	5.42	231900.25	2.17	199.27
239.29	2.00	5.43	244166.32	2.17	215.07
239.39	2.10	5.44	256432.40	2.17	231.25

<b>Elevasi</b>	<b>H</b>	<b>Volume</b>	<b>Tampungan di atas mercu</b>	<b>C</b>	<b>Q</b>
m	m	x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>		m <sup>3</sup> /dt
239.49	2.20	5.45	268698.47	2.17	247.81
239.59	2.30	5.47	280964.54	2.17	264.73
239.69	2.40	5.48	293230.62	2.17	282.00
239.79	2.50	5.49	305496.69	2.17	299.62
239.89	2.60	5.50	317762.77	2.16	317.58
239.99	2.70	5.52	330028.84	2.16	335.86
240.09	2.80	5.53	342294.91	2.16	354.46
240.19	2.90	5.54	354560.99	2.16	373.38
240.29	3.00	5.55	366827.06	2.16	392.61
240.39	3.10	5.56	379093.13	2.16	412.14
240.49	3.20	5.58	390805.43	2.16	431.97
240.59	3.30	5.59	403625.28	2.15	452.09
240.69	3.40	5.60	415891.36	2.15	472.49
240.79	3.50	5.61	428157.43	2.15	493.18
240.89	3.60	5.63	440423.50	2.15	514.14
240.99	3.70	5.64	452689.58	2.15	535.36
241.09	3.80	5.65	464955.65	2.15	556.86
241.19	3.90	5.66	477221.72	2.15	578.61
241.29	4.00	5.67	489487.80	2.15	600.62
241.39	4.10	5.69	501753.87	2.14	622.89
241.49	4.20	5.70	514019.95	2.14	645.40
241.59	4.30	5.71	526286.02	2.14	668.16
241.69	4.40	5.72	538552.09	2.14	691.16
241.79	4.50	5.74	550818.17	2.14	714.40
241.89	4.60	5.75	563084.24	2.14	737.87
241.99	4.70	5.76	575350.31	2.14	761.57
242.09	4.80	5.77	587616.39	2.13	785.50
242.19	4.90	5.79	599882.46	2.13	809.65
242.29	5.00	5.80	612148.54	2.13	834.03

<b>Elevasi</b>	<b>H</b>	<b>Volume</b>	<b>Tampungan di atas mercu</b>	<b>C</b>	<b>Q</b>
m	m	x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>		m <sup>3</sup> /dt
242.39	5.10	5.81	624414.61	2.13	858.62
242.49	5.20	5.82	636680.68	2.13	883.43
242.59	5.30	5.83	648946.76	2.13	908.45
242.69	5.40	5.85	661212.83	2.13	933.67
242.79	5.50	5.86	673478.90	2.12	959.11
242.89	5.60	5.87	685744.98	2.12	984.75
242.99	5.70	5.88	698011.05	2.12	1010.59
243.09	5.80	5.90	710277.13	2.12	1036.63
243.19	5.90	5.91	722543.20	2.12	1062.86
243.29	6.00	5.92	734809.27	2.12	1089.29
243.39	6.10	5.93	747075.35	2.12	1115.92
243.49	6.20	5.94	759341.42	2.11	1142.73
243.59	6.30	5.96	771607.49	2.11	1169.73
243.69	6.40	5.97	783873.57	2.11	1196.91
243.79	6.50	5.98	796139.64	2.11	1224.27
243.89	6.60	5.99	808405.72	2.11	1251.82
243.99	6.70	6.01	820671.79	2.11	1279.54
244.09	6.80	6.02	832937.86	2.11	1307.45
244.19	6.90	6.03	845203.94	2.11	1335.52
244.29	7.00	6.04	857470.01	2.10	1363.77
244.39	7.10	6.06	869736.08	2.10	1392.19
244.49	7.20	6.07	882002.16	2.10	1420.78
244.59	7.30	6.08	894268.23	2.10	1449.53
244.69	7.40	6.09	906534.31	2.10	1478.45
244.79	7.50	6.10	918800.38	2.10	1507.53
244.89	7.60	6.12	931066.45	2.10	1536.78
244.99	7.70	6.13	943332.53	2.09	1566.18
245.09	7.80	6.14	955598.60	2.09	1595.74
245.19	7.90	6.15	967864.67	2.09	1625.46

<b>Elevasi</b>	<b>H</b>	<b>Volume</b>	<b>Tampungan di atas mercu</b>	<b>C</b>	<b>Q</b>
m	m	$\times 10^6 \text{ m}^3$	$\text{m}^3$		$\text{m}^3/\text{dt}$
245.50	8.21	6.19	1005335.73	2.09	1717.20
246.00	8.71	6.25	1066666.10	2.08	1870.35
247.00	9.71	6.37	1189326.83	2.07	2187.18
248.00	10.71	6.50	1311987.57	2.05	2516.95
249.00	11.71	6.62	1434648.31	2.04	2858.48
250.00	12.71	6.74	1554548.33	2.03	3210.73
255.00	17.71	7.41	2219841.98	1.96	5102.78
260.00	22.71	8.07	2882374.92	1.89	7150.48
265.00	27.71	8.77	3586984.21	1.82	9287.67

- **Tabel 5.11** menunjukkan hubungan waktu dengan debit masuk. Debit masuk diperoleh dari perhitungan *Hidrograf Nakayasu* pada tahap perhitungan sebelumnya. (**Tabel 4.23**)

**Tabel 5.11** Hubungan waktu dan debit masuk

<b>Waktu</b>	<b>Debit masuk</b>
<b>(jam)</b>	<b>(<math>\text{m}^3/\text{dt}</math>)</b>
0.00	0.00
0.42	153.80
0.83	1022.75
1.25	851.66
1.66	683.02
2.08	531.99
2.39	418.75
2.49	397.64
2.91	321.16
3.32	259.39
3.74	209.50
4.15	169.20
4.57	136.66
4.98	113.98

Waktu (jam)	Debit masuk (m <sup>3</sup> /dt)
5.40	97.11
5.81	82.73
6.23	70.48
6.64	60.05
7.06	51.16
7.47	43.59
7.89	37.13
8.30	31.64
8.72	26.95
9.13	22.96
9.55	19.56
9.96	16.67
10.38	14.20
10.79	12.10
11.21	10.31
11.62	8.78
12.04	7.48
12.45	6.37
12.87	5.43
13.28	4.63
13.70	3.94
14.11	3.36
14.53	2.86
14.94	2.44
15.36	2.08

- **Tabel 5.12** menunjukkan hubungan debit keluar, elevasi dan  $\frac{S+(Q \times \Delta t)}{2}$ . Dengan memperhitungkan tampungan, debit keluar serta waktu maka diperoleh hasil seperti yang terangkum dalam **Table 5.12**.

**Tabel 5.12** Hubungan debit keluar, elevasi dan  $\frac{S+(Q \times \Delta t)}{2}$



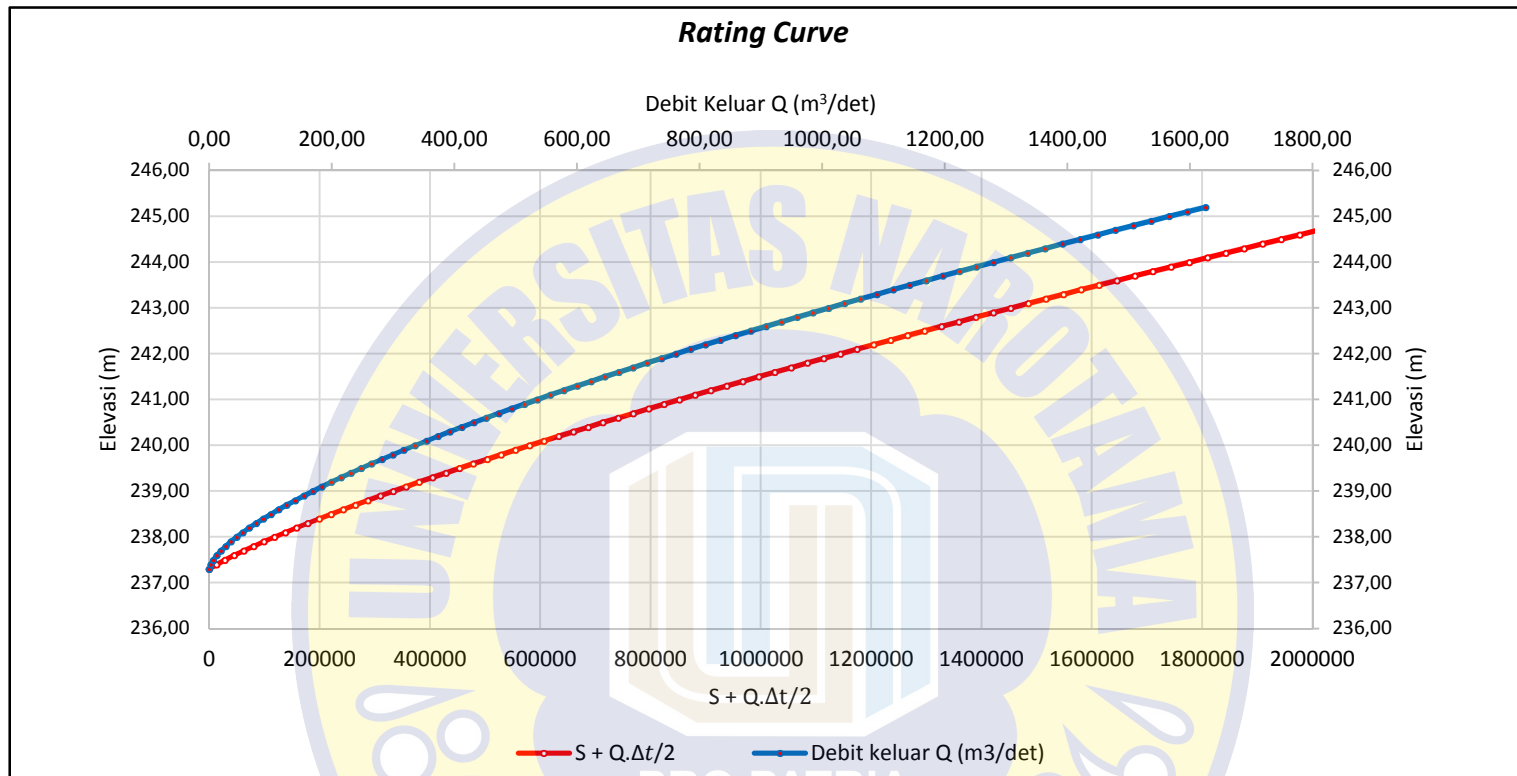
<b>Elevasi</b>	<b>Debit keluar Q (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b><math>\frac{S + (Q \times \Delta t)}{2}</math></b>
237.29	0.00	0
237.39	2.43	13522
237.49	6.88	28546
237.59	12.63	45077
237.69	19.43	62424
237.79	27.14	80448
237.89	35.65	99074
237.99	44.90	118247
238.09	54.82	137925
238.19	65.37	158074
238.29	76.52	178666
238.39	88.22	199675
238.49	100.46	221082
238.59	113.21	242868
238.69	126.44	265018
238.79	140.13	287516
238.89	154.28	310350
238.99	168.86	333508
239.09	183.86	356980
239.19	199.27	380755
239.29	215.07	404824
239.39	231.25	429180
239.49	247.81	453814
239.59	264.73	478718
239.69	282.00	503887
239.79	299.62	529314
239.89	317.58	554992
239.99	335.86	580916
240.09	354.46	607080
240.19	373.38	633480

<b>Elevasi</b>	<b>Debit keluar Q (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b><math>\frac{S + (Q \times \Delta t)}{2}</math></b>
240.29	392.61	660110
240.39	412.14	686965
240.49	431.97	713489
240.59	452.09	741337
240.69	472.49	768844
240.79	493.18	796561
240.89	514.14	824482
240.99	535.36	852606
241.09	556.86	880928
241.19	578.61	909445
241.29	600.62	938154
241.39	622.89	967052
241.49	645.40	996136
241.59	668.16	1025402
241.69	691.16	1054849
241.79	714.40	1084473
241.89	737.87	1114272
241.99	761.57	1144243
242.09	785.50	1174384
242.19	809.65	1204693
242.29	834.03	1235166
242.39	858.62	1265803
242.49	883.43	1296600
242.59	908.45	1327555
242.69	933.67	1358667
242.79	959.11	1389933
242.89	984.75	1421352
242.99	1010.59	1452921
243.09	1036.63	1484639
243.19	1062.86	1516503

<b>Elevasi</b>	<b>Debit keluar Q (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b><math>\frac{S + (Q \times \Delta t)}{2}</math></b>
243.29	1089.29	1548512
243.39	1115.92	1580665
243.49	1142.73	1612959
243.59	1169.73	1645392
243.69	1196.91	1677964
243.79	1224.27	1710672
243.89	1251.82	1743515
243.99	1279.54	1776492
244.09	1307.45	1809600
244.19	1335.52	1842838
244.29	1363.77	1876206
244.39	1392.19	1909701
244.49	1420.78	1943322
244.59	1449.53	1977067
244.69	1478.45	2010936
244.79	1507.53	2044927
244.89	1536.78	2079039
244.99	1566.18	2113269
245.09	1595.74	2147619
245.19	1625.46	2182084
245.50	1717.20	2288084
246.00	1870.35	2463819
247.00	2187.18	2823151
248.00	2516.95	3192146
249.00	2858.48	3569931
250.00	3210.73	3952966
255.00	5102.78	6031621
260.00	7150.48	8223781
265.00	9287.67	10524873

- Berdasarkan perhitungan pada **Tabel 5.12** maka dapat ditarik garis hubungan  $Q$ , elevasi dan  $\frac{S+(Q \times \Delta t)}{2}$  atau disebut dengan *Rating Curve* (**Gambar 5.12**). Grafik berwarna biru menunjukkan hubungan antara elevasi dan debit *outflow*. Sedangkan grafik berwarna merah menunjukkan hubungan antara elevasi dengan  $\frac{S+(Q \times \Delta t)}{2}$ . Pada **Tabel 5.12** nilai  $\frac{S+(Q \times \Delta t)}{2}$  digunakan untuk mencari elevasi yang akan digunakan untuk perhitungan  $Q$  pada **Tabel 5.14**.
- **Tabel 5.14** menunjukkan perhitungan penelusuran banjir melalui waduk dengan memperhitungkan debit masuk,  $\frac{S-(Q \times \Delta t)}{2}$  dan  $\frac{S+(Q \times \Delta t)}{2}$  sehingga diperoleh grafik hubungan antara debit masuk dan debit keluar seperti pada **Gambar 5.13**





**Gambar 5.12** Hubungan Q, Elevasi dan  $S + Q.\Delta t/2$  (Rating Curve)

**Tabel 5.13** Perhitungan penelusuran banjir melalui waduk

<b>t (jam)</b>	<b>Inflow (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b>i</b>	<b><math>\bar{i} \cdot \Delta t</math></b>	<b><math>S-(Q \cdot \Delta t)/2</math></b>	<b><math>S+(Q \cdot \Delta t)/2</math></b>	<b>Elevasi (m)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/det)</b>
0.00	0.00					237.39	2.43
0.42	153.80	76.90	114887.71	9886.14	124773.85	237.97	51.99
0.83	1022.75	588.27	878879.85	43177.36	922057.21	241.24	588.28
1.25	851.66	937.20	1400182.93	43163.18	1443346.11	242.96	1002.75
1.66	683.02	767.34	1146406.35	-54764.69	1091641.66	241.82	718.04
2.08	531.99	607.50	907611.97	17393.02	925005.00	241.24	579.39
2.39	418.75	475.37	710202.87	50425.77	760628.64	240.64	452.85
2.49	397.64	408.19	609841.64	70616.29	680457.93	240.35	431.12
2.91	321.16	359.40	536938.86	51342.65	588281.51	240.10	355.01
3.32	259.39	290.27	433664.46	78106.23	511770.69	239.72	286.95
3.74	209.50	234.44	350253.77	82323.12	432576.89	239.41	233.54
4.15	169.20	189.35	282886.23	83670.92	366557.16	239.13	190.07
4.57	136.66	152.93	228476.12	82593.64	311069.76	238.90	154.73
4.98	113.98	125.32	187226.20	79896.70	267122.90	238.70	127.72
5.40	97.11	105.54	157682.46	76312.20	233994.66	238.55	108.01
5.81	82.73	89.92	134339.94	72620.68	206960.62	238.43	92.39
6.23	70.48	76.61	114452.92	68931.64	183384.56	238.32	79.15
6.64	60.05	65.27	97509.88	65136.70	162646.58	238.22	67.85

<b>t (jam)</b>	<b>Inflow (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b>i</b>	<b><math>\bar{i} \cdot \Delta t</math></b>	<b><math>S-(Q \cdot \Delta t)/2</math></b>	<b><math>S+(Q \cdot \Delta t)/2</math></b>	<b>Elevasi (m)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/det)</b>
7.06	51.16	55.61	83075.00	61279.78	144354.78	238.13	58.19
7.47	43.59	47.37	70776.99	57420.29	128197.28	238.05	49.92
7.89	37.13	40.36	60299.52	53622.16	113921.69	237.97	42.81
8.30	31.64	34.39	51373.08	49958.93	101332.01	237.91	36.74
8.72	26.95	29.30	43768.07	46440.17	90208.24	237.85	35.65
9.13	22.96	24.96	37288.86	39970.64	77259.50	237.78	25.78
9.55	19.56	21.26	31768.80	38751.32	70520.12	237.74	22.89
9.96	16.67	18.12	27065.91	36317.69	63383.60	237.70	19.84
10.38	14.20	15.43	23059.21	33740.66	56799.86	237.66	17.23
10.79	12.10	13.15	19645.64	31064.79	50710.43	237.63	14.84
11.21	10.31	11.20	16737.39	28542.74	45280.13	237.60	12.71
11.62	8.78	9.54	14259.67	26293.68	40553.35	237.57	11.06
12.04	7.48	8.13	12148.74	24036.81	36185.55	237.54	9.54
12.45	6.37	6.93	10350.30	21938.92	32289.22	237.52	8.18
12.87	5.43	5.90	8818.10	20067.47	28885.56	237.50	7.00
13.28	4.63	5.03	7512.71	18432.66	25945.37	237.48	6.11

Dari perhitungan pada **Tabel 5.13** diperoleh elevasi muka air banjir maksimum pada waduk sebesar +242,96. Sedangkan debit keluar terbesar yang melimpah melalui bangunan pelimpah sebesar 1002,75 m<sup>3</sup>/det. Angka tersebut lebih kecil dari debit masuk ke waduk maksimum sebesar 1022,75 m<sup>3</sup>/det. Sehingga terjadi reduksi banjir sebesar 1022,95 - 1002,75= 20 m<sup>3</sup>/det.

Kemudian dilakukan perhitungan kembali dan dengan cara yang sama untuk mengetahui elevasi muka air banjir maksimum pada waduk dan reduksi debit banjir dengan menggunakan lebar dimensi pelimpah sebesar 15 m dan 20 m. Sehingga diperoleh nilai reduksi debit banjir seperti pada **Tabel 5.14**.

**Tabel 5.14** Hasil *reservoir routing*

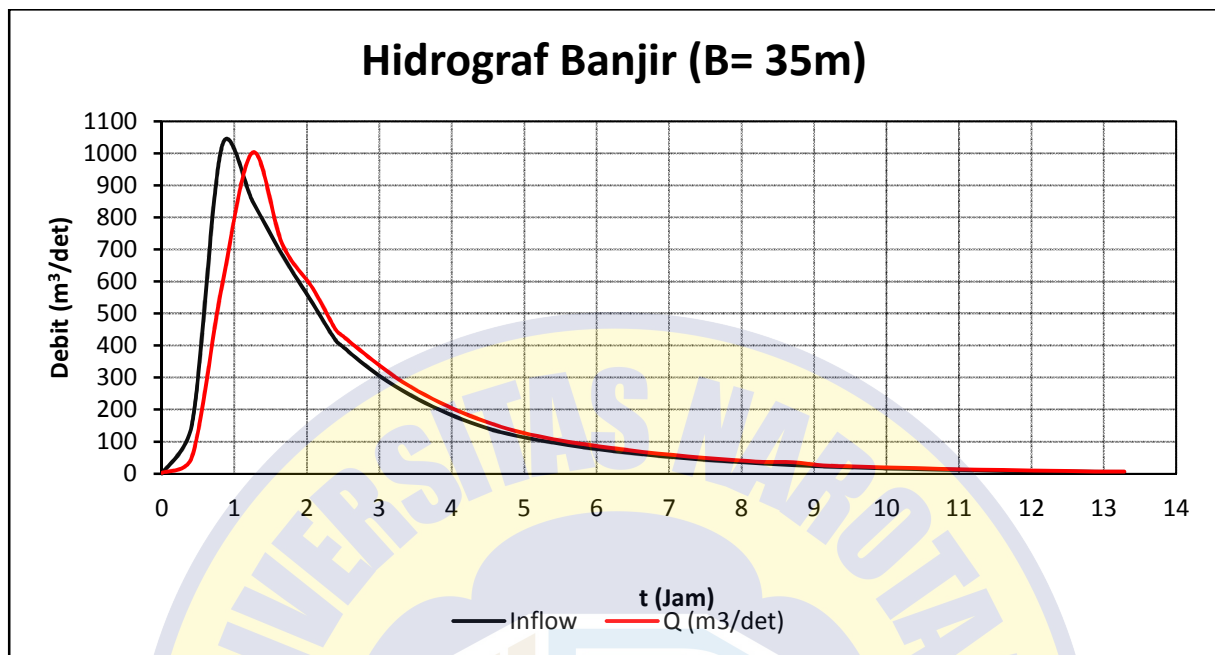
No	Lebar Dimensi Pelimpah (B)	Elevasi Muka Air Banjir	Debit Banjir Masuk ( <i>Inflow</i> )	Debit Banjir Keluar ( <i>outflow</i> )	Reduksi Banjir
	(m)	(mdpl)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
1	15	246.44	1022.75	860.94	161.81
2	20	245.17	1022.75	924.43	98.32
3	35	242.96	1022.75	1002.75	20.00

Dari hasil perhitungan *reservoir routing* pada **Tabel 5.14** dapat dilihat perbandingan reduksi/pengurangan debit banjir yang terbesar terjadi pada lebar dimensi pelimpah B= 15m sebesar 161,81 m<sup>3</sup>/det. Hal ini menunjukkan bahwa semakin kecil kapasitas bangunan pelimpah semakin besar reduksi debit banjir yang terjadi, artinya dalam hal ini waduk menahan debit banjir lebih besar yang akan dilimpahkan pada bangunan pelimpah agar debit yang keluar pada bangunan pelimpah tereduksi lebih banyak. Namun, hal tersebut dapat berbahaya pada kondisi waduk sendiri, karena elevasi muka air banjir pada waduk bertambah/naik lebih tinggi. Perubahan tersebut sangat berpengaruh pada stabilitas tubuh bendungan dan kekuatan tubuh bendungan terhadap aliran filtrasi/rembesan. Sehingga dalam penentuan tinggi jagaan pada tubuh bendungan harus benar-benar diperhatikan sesuai dengan standart perencanaan.

Setelah diselesaikannya perhitungan penelusuran banjir pada waduk dengan menggunakan dimensi lebar *spillway* 35m dapat dibuat hidrograf debit masuk dan debit keluar (hidrograf banjir), seperti pada **Gambar 5.13**. Pada perhitungan dengan menggunakan dimensi lebar 15 m diperoleh hidrograf banjir seperti pada **Gambar 5.14** Pada perhitungan dengan menggunakan dimensi lebar 20 m diperoleh hidrograf banjir seperti pada **Gambar 5.15**



Pada **Gambar 5.13** grafik *inflow* diwakili oleh garis berwarna hitam dan grafik *outflow* diwakili oleh garis berwarna merah. Penurunan grafik *outflow* tersebut menunjukkan durasi banjir abnormal selama 1,2 jam.



**Gambar 5.13** Grafik *Reservoir Routing* (B=35m)

## 4.16 Analisis *Maindam*

### 4.16.1 Menentukan Dimensi Bendungan

Dalam perencanaan dimensi tubuh bendungan perlu diperhatikan beberapa langkah berikut:

1. Menentukan tinggi jagaan.
2. Menentukan tinggi puncak bendungan.
3. Menentukan lebar mercu bendungan.
4. Menentukan kemiringan lereng urugan

### 4.16.2 Menentukan Tinggi Jagaan (*Free Board*)

Tinggi jagaan adalah jarak vertikal antara puncak *maindam* dengan permukaan air banjir pada waktu air akan melimpah melewati ambang bangunan pelimpah. Dalam menentukan tinggi jagaan perlu memperhatikan beberapa faktor yaitu :

$$hf \geq hw + he/2 + ha + hi$$

$$hf \geq \Delta h + (hw \text{ atau } he/2) + ha + hi$$

Karena besarnya tinggi jagaan pada cara ini tergantung pada besarnya  $hw$ ,  $he$ ,  $ha$  dan  $hi$  maka akan diuraikan perhitungan setiap ketinggian yang mungkin terjadi.

Berdasarkan data berikut, dapat dilakukan perhitungan untuk mengetahui nilai  $hw$ ,  $he$ ,  $ha$ , dan  $hi$ .

$$Q_{1000} = 1022,75 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q = 1091,63 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\alpha = 0,2 \text{ (untuk bangunan pelimpah terbuka)}$$

$$h = 5,67 \text{ m}$$

$$A = 530000 \text{ m}^2 \text{ (Luas permukaan air tampungan pada elevasi banjir rencana +242,96)}$$

$$T = 4320 \text{ detik (Durasi terjadinya banjir abnormal)}$$

#### ➤ Menentukan tinggi kenaikan permukaan air akibat banjir abnormal ( $\Delta h$ )

$$\Delta h = \frac{2}{3} \times \alpha \times \frac{Q_0}{Q_x} \times \frac{h}{\left(1 + \frac{A \cdot h}{Q \cdot T}\right)}$$

$$\Delta h = \frac{2}{3} \times 0,2 \times \frac{1022,75}{1099,72} \times \frac{5,57}{\left(1 + \frac{530000 \times 5,57}{1099,72 \times 4320}\right)}$$

$$\Delta h = 0,43 \text{ m}$$

#### ➤ Tinggi jangkauan ombak yang disebabkan oleh angin ( $H_s$ )

Faktor yang mempengaruhi tinggi jangkauan ombak yang naik ke atas permukaan lereng udik bendungan ( $hw$ ), dapat diperoleh dengan metode S.M.B. Dengan metode S.M.B yang didasarkan

dengan metode Saville, maka tinggi jagaan ombak yang naik keatas permukaan lereng bendungan dapat ditentukan.

Diketahui : Kecepatan angin rata-rata = 0,71 m/det (permukaan lereng kasar).

Karena kecepatan angin terlalu kecil maka pengaruh tinggi ombak akibat kec. Angin dianggap tidak ada.

➤ **Kenaikan muka air yang disebabkan oleh operasi pintu yang tidak normal.**

Kenaikan muka air yang disebabkan oleh ketidaknormalan operasi pintu terjadi karena beberapa sebab seperti keterlambatan membuka pintu, kemacetan dan kerusakan-kerusakan mekanisme pintu tersebut, yang menyebabkan terjadinya kenaikan permukaan air waduk. Biasanya sebagai standart harga  $h_a$  diambil sebesar = 0,5 m.

➤ **Angka tambahan tinggi jagaan yang didasarkan pada tipe bendungan (hi)**

Mengingat limpasan melalui mercu bendungan urugan akan sangat berbahaya, maka untuk bendungan tipe ini angka keamanan tinggi jagaan ( $h_i$ ) : 1 m.

➤ **Perhitungan tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa (He)**

Untuk menghitung tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa ( $h_e$ ) dapat digunakan rumus empiris yang dikembangkan oleh Saiichi Sato sebagai berikut :

$$e = 0,1 \text{ (Intensitas seismis horizontal (0,1-0.3) diambil 0,1)}$$

$$\tau = 1 \text{ (siklus seismis, biasanya sekitar 1 detik)}$$

$$g = 9,8 \text{ m/det}$$

$$H_o = 5,57 \text{ m}$$

$$\pi = 3,14$$

$$H_e = \frac{(e \cdot \tau)}{\pi} \times \sqrt{(g \times H_o)}$$

$$H_e = \frac{(0,1 \times 1)}{3,14} \times \sqrt{(9,8 \times 5,57)}$$

$$H_e = 0,24$$

➤ **Tinggi jagaan bendungan adalah**

$$h_f \geq \Delta h + (h_w \text{ atau } h_e/2) + h_a + h_i$$

$$h_f = 0,43 + 0 + 0,5 + 1 + 0,24$$

$$h_f = 2,16 \text{ m}$$

➤ **Angka standart untuk tinggi jagaan pada bendungan urugan.**

Di dasarkan pada tinggi bendungan yang direncanakan, maka angka standart untuk tinggi jagaan pada bendungan urugan adalah sebagai berikut (*Sosrodarsono, 2002*):

- Lebih rendah dari 50 m

$$H_f \geq 2,0 \text{ m}$$

- Dengan tinggi antara 50 s/d 100m

$$H_f \geq 3,0 \text{ m}$$

- Lebih tinggi dari 100 m

$$H_f \geq 3,5 \text{ m}$$

Karena hasil dari perhitungan tinggi rencana muka air bendungan sebesar 62,29 m. Maka nilai  $H_f$  diambil sebesar  $H_f = 3 \text{ m}$ .

#### 4.16.3 Menentukan Tinggi Puncak Bendungan

Didalam menentukan tinggi puncak bendungan ditentukan berdasarkan volume efektif waduk yang ditambah dengan tinggi jagaan, dengan begitu akan didapatkan tinggi puncak bendungan yang direncanakan.

Pada perhitungan sebelumnya telah didapatkan:

- Tinggi jagaan ( $H_f$ ) = 3 m
- Elevasi dasar bendungan = +175,00 m
- Elevasi muka air banjir = +242,96 m
- Elevasi puncak bendungan = +242,96 + 3 m  
= +245,96

Sehingga tinggi tubuh bendungan yaitu:

$$\begin{aligned} &= \text{elevasi puncak bendungan} - \text{elevasi dasar bendungan} \\ &= 245,96 - 175,00 \text{ m} \\ &= 70,96 \text{ m} \end{aligned}$$

#### 4.16.4 Menentukan Lebar Mercu Bendungan

Di dalam menentukan lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan dapat bertahan terhadap hempasan ombak di atas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Untuk menentukan lebar mercu bendungan dapat menggunakan rumus sebagai berikut (*Sosrodarsono 2002*):

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3$$

Dimana:

$$\begin{aligned} b &= 3,6 \times 70,96^{1/3} - 3 \\ &= 9,9 \text{ m} \sim 10 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka lebar mercu bendungan adalah 10 m.

#### 4.16.5 Menentukan Kemiringan Lereng Urugan

Menentukan kemiringan lereng bendungan didasarkan pada data-data tanah yang akan digunakan sebagai bahan urugan, yaitu dari bahan sirtu dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$F_s = 1,5$$

$$k = 0,15$$

##### 4.16.5.1 Timbunan Batu

- Berat volume jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) = 2,24 ton/m<sup>3</sup>
- Kohesi tanah (C) = 0,00 ton/m<sup>2</sup>
- Sudut geser dalam ( $\Phi$ ) = 37,00°

Untuk angka keamanan dalam perencanaan stabilitas lereng bendungan dipakai  $F_s = 1,5$ . Kondisi gempa pada daerah *study* memiliki angka intensitas seismis gempa sebesar 0,15 g (Tabel 6.4)

**Tabel 6. 1** Tabel nilai intensitas seismik gempa (Sosrodarsono, 2002)

Intensitas seismik		Gal	Jenis pondasi	
			Batuan	Tanah
Luar biasa	7	400	0.20 g	0.25 g
Sangat kuat	6	400 – 200	0.15 g	0.20 g
Kuat	5	200 – 100	0.12 g	0.15 g
Sedang	4	100	0.10 g	0.12

a. Kemiringan lereng bagian hulu

$$FS = \frac{m - (k \times \gamma_{sat} \times \tan \Phi)}{1 + (k \times \gamma_{sat} \times m)}$$

$$FS = \frac{m - (0,2 \times 2,24 \times \tan(37))}{1 + (0,2 \times 2,24 \times m)}$$

$$m = 3,53 \text{ diambil } 3,5$$

Jadi, kemiringan lereng hulu adalah 1:3,5

b. Kemiringan lereng bagian hilir

$$FS = \frac{m - (k \times \tan \Phi)}{1 + (k \times m)}$$

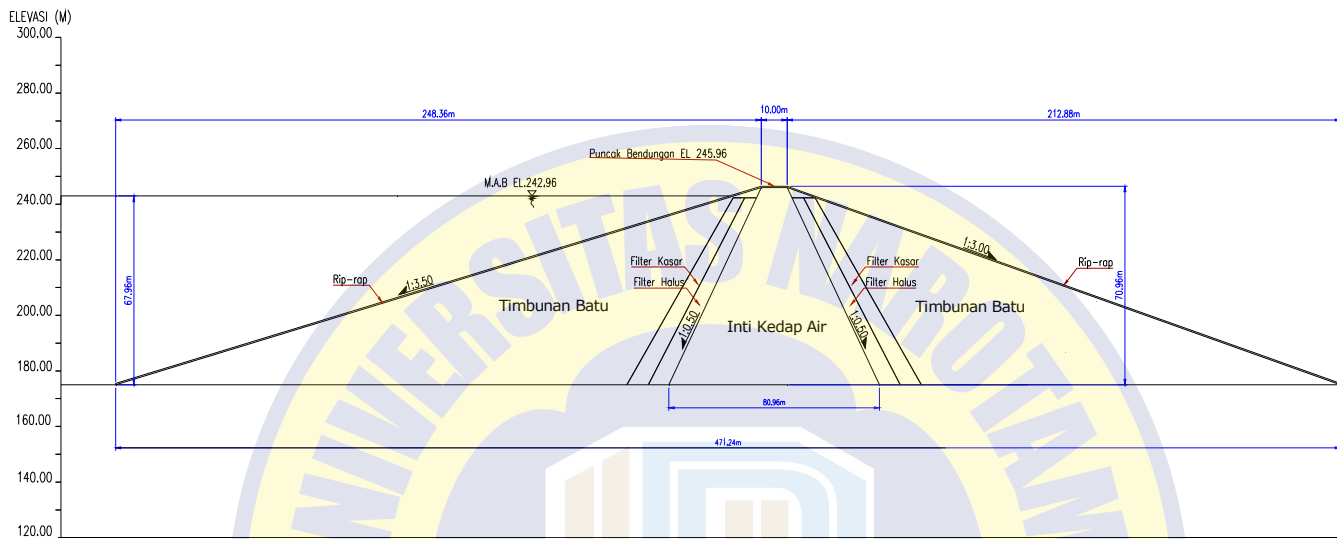
$$1,5 = \frac{m - (0,2 \times \tan(37))}{1 + (0,2 \times m)}$$

$$m = 2,30 \text{ diambil } 3$$

Jadi, kemiringan lereng hilir adalah 1:3

Dari perhitungan sebelumnya, analisis maindam maka dapat digambarkan tubuh bendungan (*maindam*) dengan kemiringan lereng hulu 1:3,5, kemiringan lereng hilir 1:3 dan tinggi tubuh bendungan adalah 70,96 meter dengan tinggi jagaan 3 meter serta lebar mercu bendungan sebesar 10 meter dapat dilihat pada **Gambar 6.5**. sedangkan untuk profil tubuh bendungan dengan spesifikasi bahan material-material yang dipakai dapat dilihat pada **Gambar 6.6**.

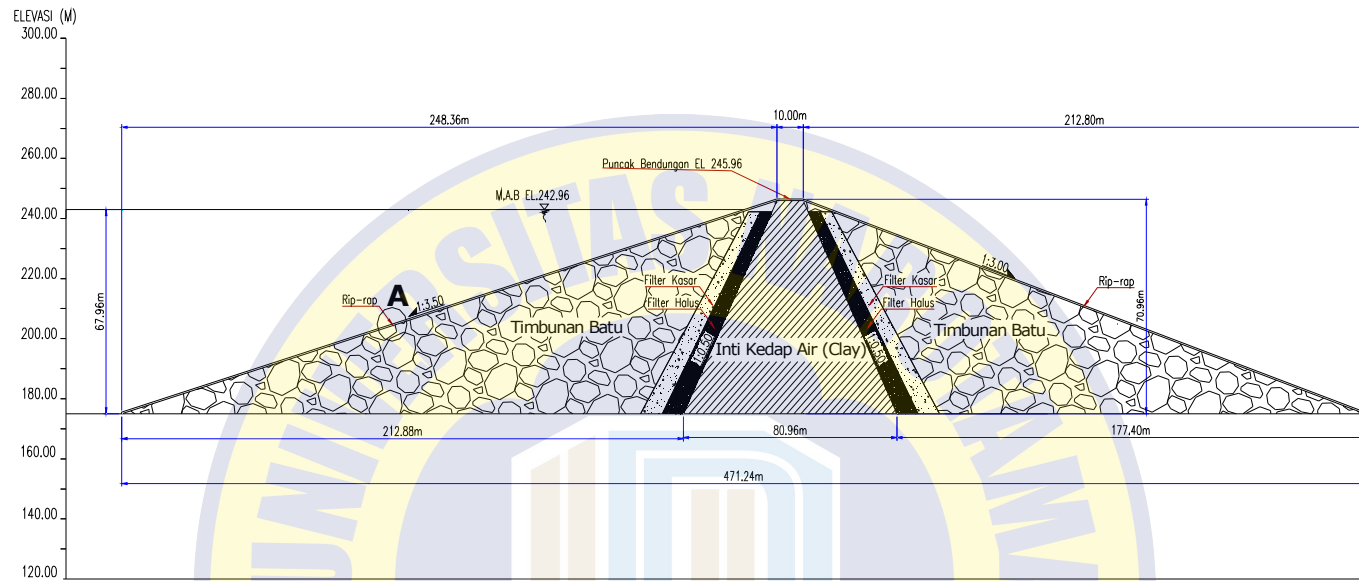




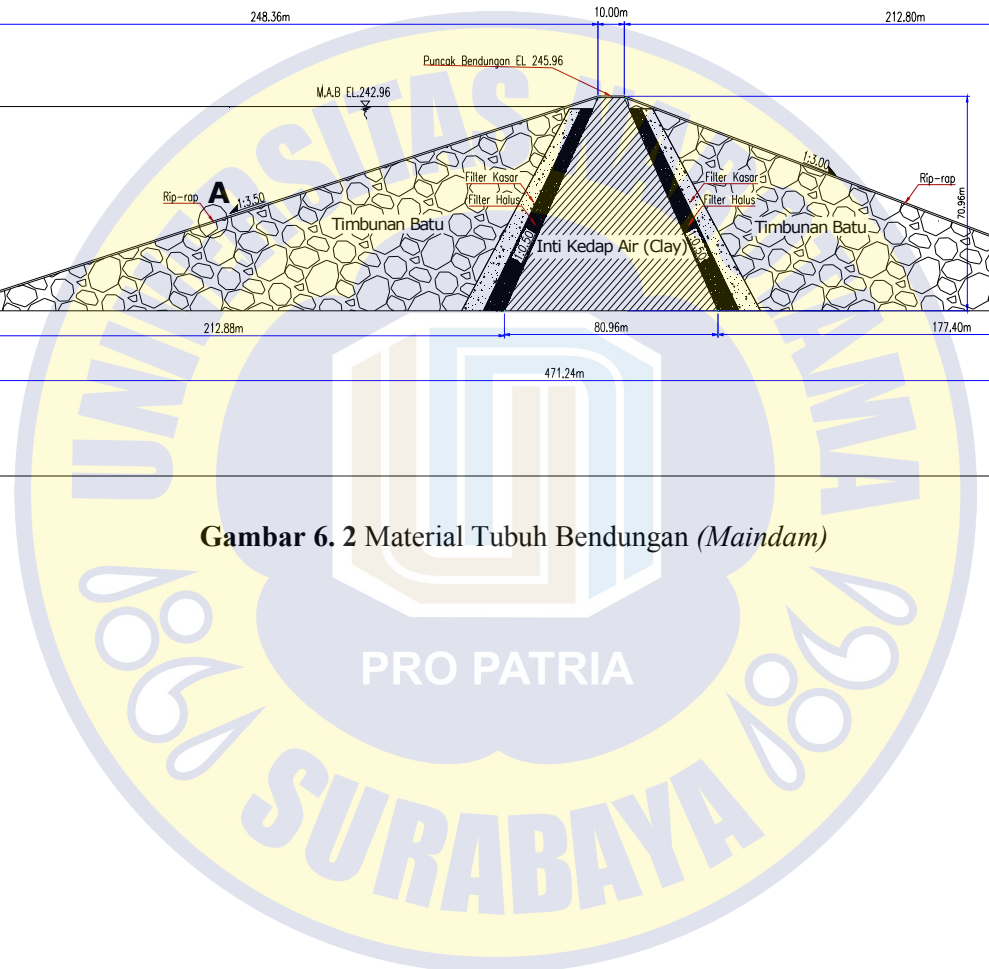
**Gambar 6. 1** Perencanaan Tubuh Bendungan (*Maindam*)

PRO PATRIA

SURABAYA



**Gambar 6. 2** Material Tubuh Bendungan (*Maindam*)





#### 4.16.6 Formasi Garis Depresi

Untuk mengetahui kemampuan daya tahan tubuh bendungan dan pondasinya terhadap gaya-gaya yang bekerja ditimbulkan oleh aliran filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran material pembentuk tubuh bendungan, penentuan formasi garis depresi ditinjau pada saat waduk terisi penuh (MAB = +237,29) dan rumus yang digunakan adalah “*Metode Casagrande*”, dengan peninjauan ujung tumit hilir pada lapisan inti kedap air sebagai permulaan koordinat sumbu X dan Y. Maka dapat ditentukan garis depresinya dengan persamaan parabola sebagai berikut (Sosrodarsono. 2002):

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 \times Y_0}$$

$$Y = \sqrt{2 \times Y_0 \times X + Y_0^2}$$

$$Y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

Perhitungan garis depresi:

$$H = 67,96 \text{ m}$$

$$\alpha = 63^\circ$$

$$L1 = 33,98 \text{ m}$$

$$L2 = 46,98 \text{ m}$$

$$d = 0,3L1 + L2 = 0,3 \times (33,98 \text{ m}) + 46,98 \text{ m} = 57,17 \text{ m}$$

$$Y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d = \sqrt{(67,96^2 + 57,17^2)} - 57,17$$

$$Y_0 = 31,64 \text{ m}$$

Maka garis parabola bentuk dasar dapat diperoleh dengan persamaan:

$$Y = \sqrt{2 \times Y_0 \times X + Y_0^2}$$

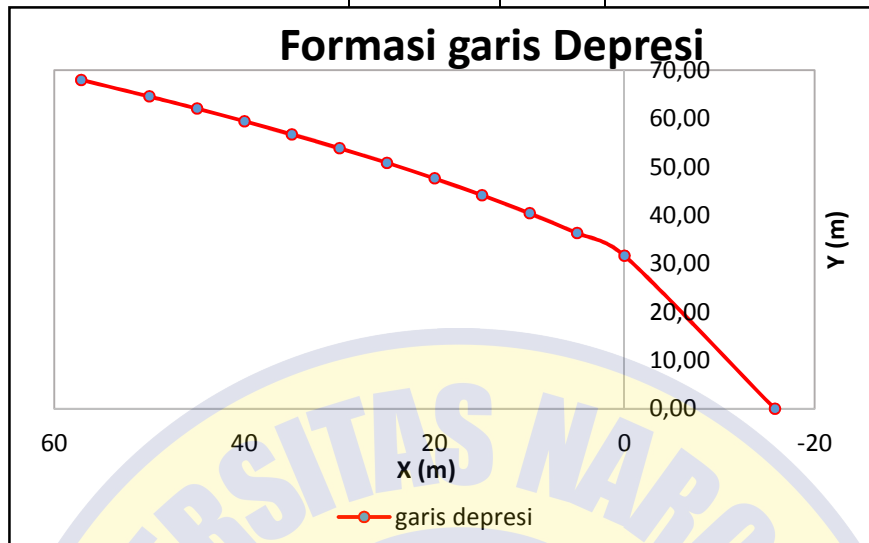
$$Y = \sqrt{2 \times 0,98 \times X + 0,98^2} = \sqrt{1,96 \times X + 0,96}$$

Maka diperoleh koordinat parabola dasar sebagai berikut:

**Tabel 6. 2** Perhitungan koordinat parabola dasar

X (m)	Y (m)
-15.8186	0.00
0	31.64
5	36.29
10	40.42

15	44.16
20	47.61
25	50.82



**Gambar 6.3** Grafik formasi garis depresi

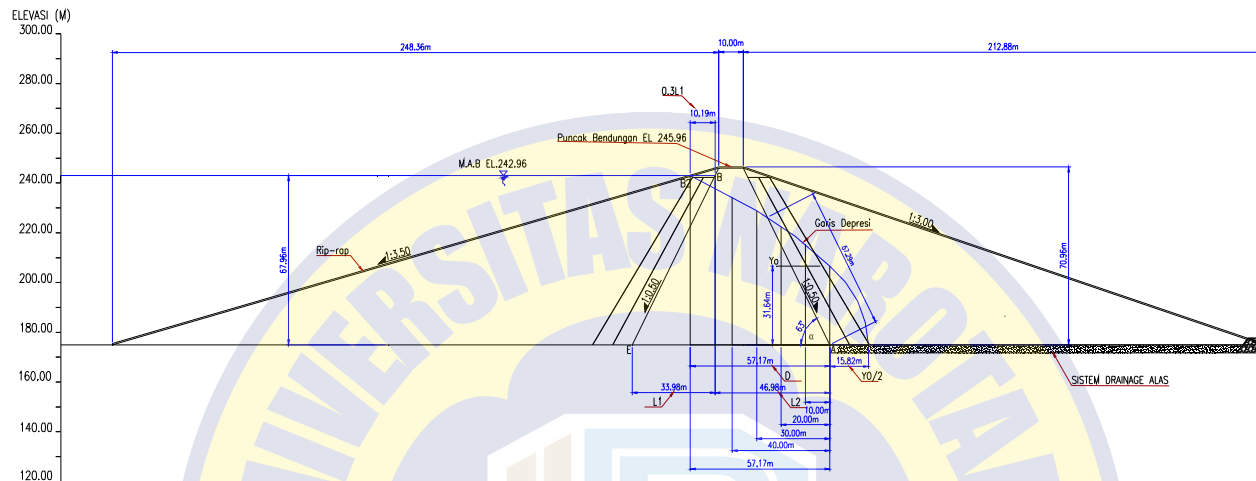
Nilai C didapat dari interpolasi nilai  $\alpha$  dari grafik hub. Antara sudut bidang singgung  $\alpha$  dengan  $\alpha + \Delta\alpha$  adalah sebesar 0,31 . (Sosrodarsono.2002)

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos\alpha} = 57.94$$

$$C = \frac{\Delta\alpha}{\alpha + \Delta\alpha}$$

$$0,31 \cdot 57,94 = \Delta\alpha$$

$$\Delta\alpha = 17,96 \text{ m}$$



Gambar 6. 4 Formasi Garis Depresi

#### 4.16.7 Stabilitas Tubuh Bendungan

Konstruksi bendungan urugan biasanya direncanakan pada tingkat kestabilan dengan faktor keamanan lebih atau sama dengan 1,2 ( $f_s \geq 1,2$ ). Dalam analisis kestabilan lereng ini akan ditinjau dari beberapa keadaan, yaitu :

- Saat sesudah bendungan selesai dibangun.
- Saat keadaan muka air banjir.

Kontrol stabilitas ini melingkupi analisis longsor lereng hulu (*up-stream*) dan lereng hilir (*down-stream*) pada keadaan normal dengan angka keamanan  $SF > 1,5$  dan keadaan gempa dengan angka keamanan  $SF > 1,2$ .

Perhitungan stabilitas lereng dilakukan dengan metode irisan bidang luncur bundar (*Slice Method On Chircular Slip Surface*). Pada metode ini, bidang longsor dibagi menjadi beberapa pias (irisian vertikal), maka faktor keamanan yang dari kemungkinan terjadinya longsor dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan, sebagai berikut:

$$F_s = \frac{\sum\{C.l + (N - U - Ne)\tan\theta\}}{\sum(T + Te)}$$

$$= \frac{\sum C.l + \sum(\gamma.A(\cos\alpha - e.\sin\alpha) - v)\tan\theta}{\sum \gamma.A(\sin\alpha - e.\cos\alpha)}$$

Data tanah yang diperoleh dari kondisi tanah urugan pada Bendungan Tugu kemudian ditabelkan, sebagai berikut:

**Tabel 6. 3** Data tanah Bendungan Tugu (BBWS Laporan Akhir Bendungan Tugu, 2010)

No	Material	$\gamma_{sat}$	$\gamma_{wet}$	$\gamma_{dry}$	$\gamma_{sub}$	C	$\Phi$	e
		(ton/m <sup>3</sup> )	(ton/m <sup>3</sup> )	(ton/m <sup>3</sup> )	(gr/cm <sup>3</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )	(°)	
1	Inti Kedap Air	1.84	1.71	1.35	0.84	3.39	17.00	0.15
2	Filter Halus	1.89	1.65	1.43	0.89	0.00	30.00	0.15
3	Filter Kasar	1.99	1.74	1.51	0.99	0.00	35.00	0.15
4	Random Tanah	1.95	1.88	1.56	0.95	1.18	28.00	0.15
5	Timbunan Batu	2.24	1.92	1.85	1.24	0.00	37.00	0.15
6	Rip Rap	2.32	2.10	1.92	1.32	0.00	40.00	0.15

##### 4.16.7.1 Stabilitas Lereng Keadaan Muka Air Banjir

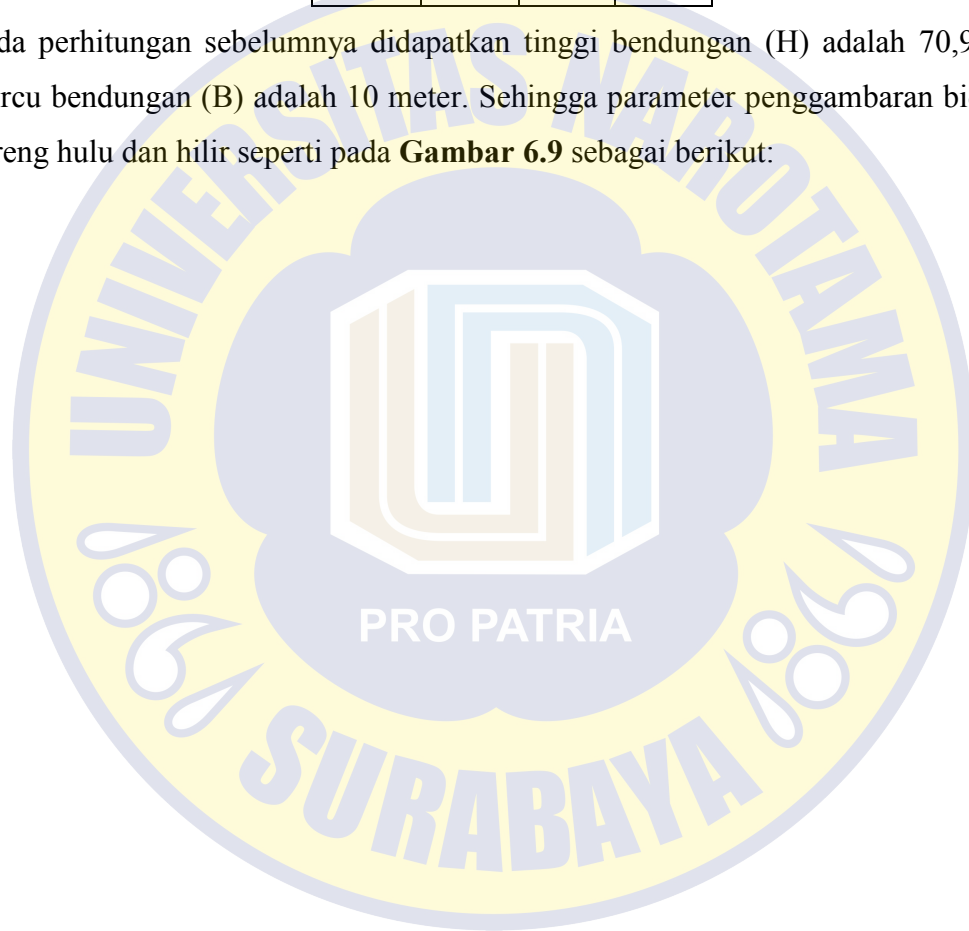
Sebelum dilakukan perhitungan stabilitas lereng, terlebih dahulu perlu dilakukan analisis bidang longsor yang terjadi. titik pusat (titik O) pada bidang longsor hulu dan hilir ditentukan oleh

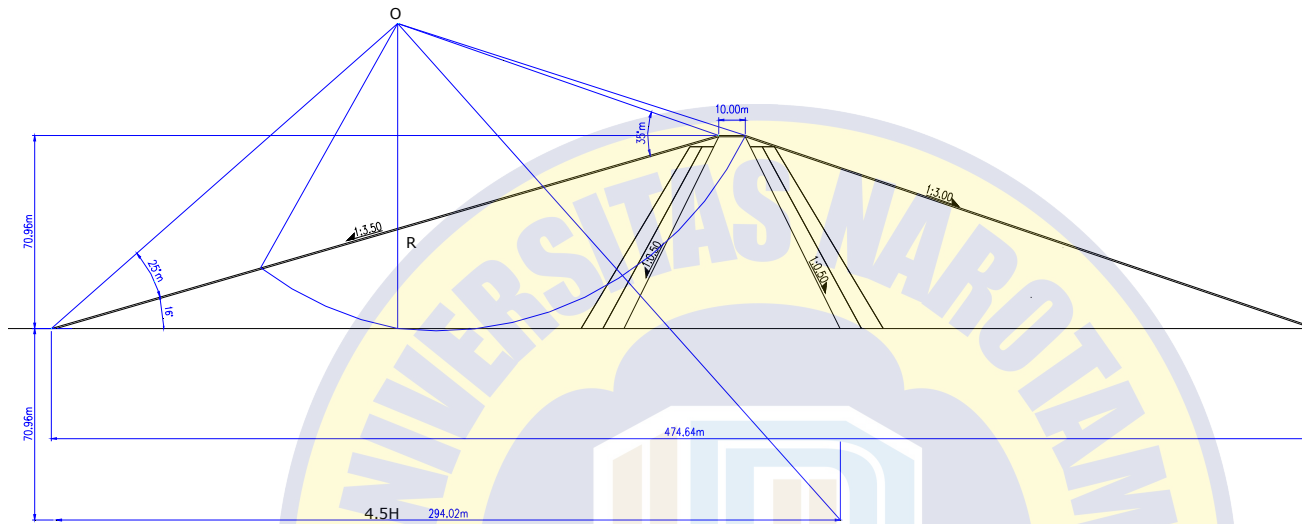
parameter-parameter sudut  $\alpha$ ,  $\Phi$ , dan  $\beta$ . Dengan  $n = 1 : 3$ . Menurut **Tabel 6.7** nilai sudut  $\alpha = 25^0$ ,  $\Phi = 26^06'$ , dan  $\beta = 35^0$ .

**Tabel 6. 4** Tabel nilai sudut  $\alpha$ ,  $\Phi$ , dan  $\beta$ .

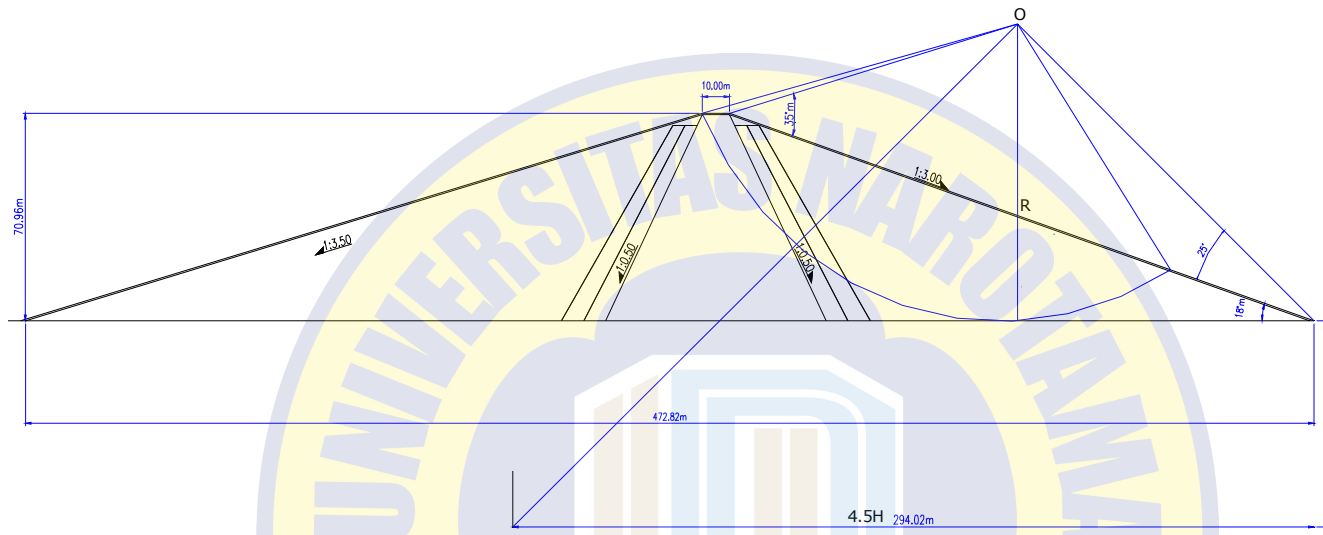
N	$\varphi$	$\alpha$	$\beta$
1 : 1,0	$45^0$	$28^0$	$27^0$
1 : 1,5	$33^08'$	$26^0$	$35^0$
1 : 2,0	$26^06'$	$25^0$	$35^0$
1 : 3,0	$18^04'$	$25^0$	$35^0$
1 : 5,0	$11^03'$	$25^0$	$27^0$

Pada perhitungan sebelumnya didapatkan tinggi bendungan (H) adalah 70,96 meter dan lebar mercu bendungan (B) adalah 10 meter. Sehingga parameter penggambaran bidang longsor untuk lereng hulu dan hilir seperti pada **Gambar 6.9** sebagai berikut:





**Gambar 6. 5** Penentuan titik pusat pada bidang longsor hulu



**Gambar 6.6** Penentuan titik pusat pada bidang longsor hilir

1. Kondisi pada saat waduk muka air setinggi banjir rencana (Hulu)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

$$\text{Zona lulus air} = 2,24 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Zona kedap air} = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$A_1 = 92,07 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 255,12 \text{ m}^2$$

$$\gamma_1 = 2,24 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \gamma_1 \\ &= 92,07 \text{ m}^2 \times 2,24 \text{ t/m}^3 \\ &= 206,24 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \gamma_2 \\ &= 255,12 \text{ m}^2 \times 1,84 \\ &= 469,42 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\alpha = 64^\circ$$

$$\begin{aligned} \sin \alpha &= \sin 64^\circ \\ &= 0,90 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cos \alpha &= \cos 64^\circ \\ &= 0,44 \end{aligned}$$

$$b = 20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T &= W \times \sin \alpha \\ &= (206,24 + 469,42) \text{ ton} \times 0,90 \\ &= 607,28 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= W \times \cos \alpha \\ &= (206,24 + 469,42) \text{ ton} \times 0,44 \\ &= 296,19 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$e = 0,15$$

$$\begin{aligned} Ne &= e \times T \\ &= 0,15 \times 607,28 \text{ ton} \\ &= 91,09 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Te &= e \times N \\ &= 0,15 \times 296,19 \text{ ton} \\ &= 44,43 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$u = 0,34$$

$$\begin{aligned} U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\ &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 60^\circ} \end{aligned}$$



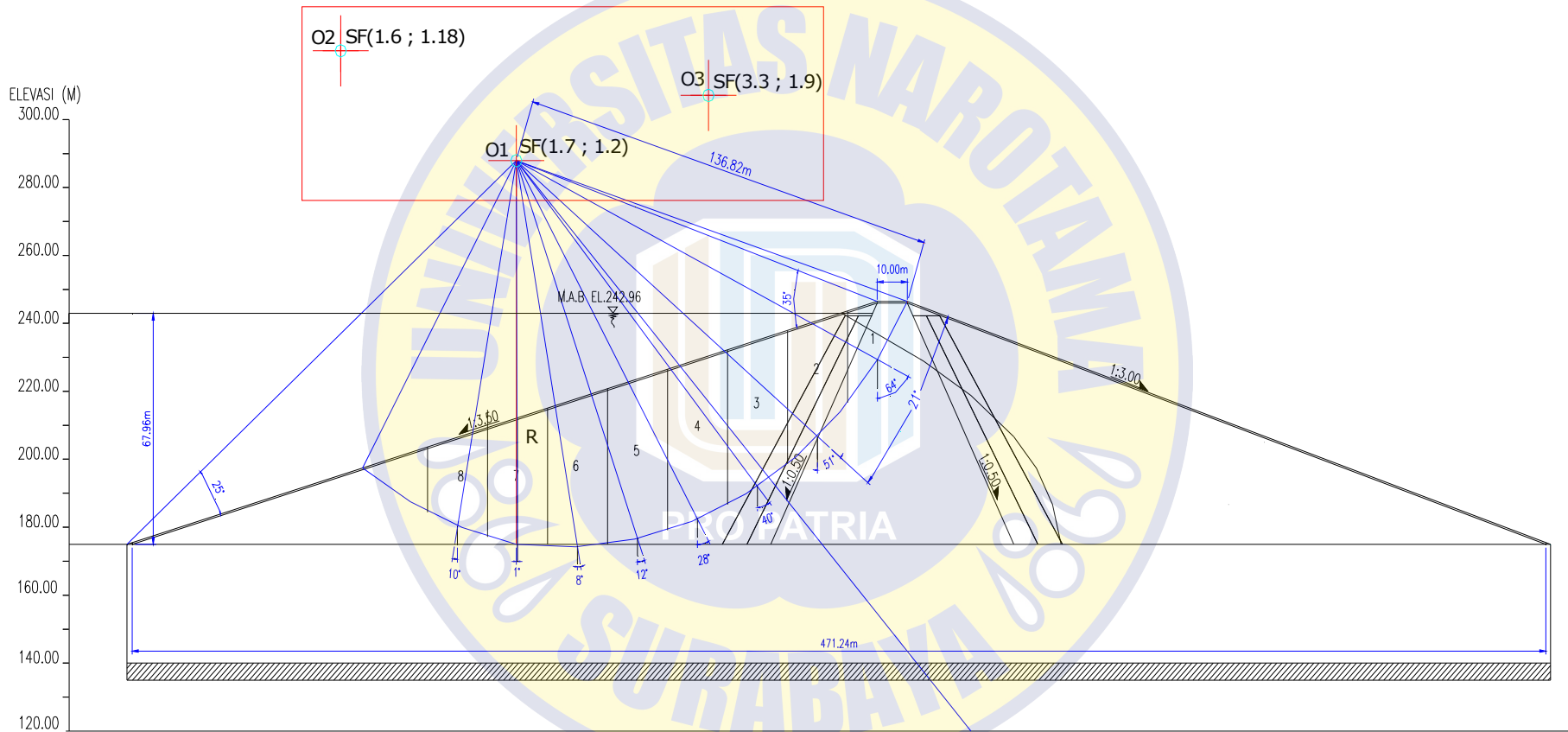
$$\begin{aligned}
 &= 15,51 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta c &= 21^{\circ} \\
 r &= 136,82 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3,39 \times 21^{\circ} \times 2 \times 3,14 \times 136,82}{360} \\
 &= 169,91
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.8**.



# STABILITAS LONGSOR

## KONDISI SAAT MUKA AIR BANJIR - HULU



**Gambar 6. 7** Bidang longsor pada lereng hulu pada saat muka air setinggi banjir rencana

**Tabel 6. 5** Perhitungan bidang irisan pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hulu).

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T = W Sin $\alpha$	N= W Cos $\alpha$	Ne = e.T	Te = e.N	b	U = u.b/Cos $\alpha$	Tan $\phi$	(N-Ne- U).Tan $\phi$	(N- U).Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$											
1	92.07	2.24	206.24	64.00	0.44	607.28	296.19	91.09	44.43	20.00	15.51	0.31	305.32	390.15	169.91
	255.12	1.84	469.42												
2	70.84	1.84	130.35	51.00	0.63	1242.62	1006.26	186.39	150.94	20.00	10.81	0.75	7188.22	7506.17	
	655.63	2.24	1468.61												
3	901.36	2.24	2019.05	40.00	0.77	1297.82	1546.68	194.67	232.00	20.00	8.88				
4	964.22	2.24	2159.85	28.00	0.88	1013.99	1907.04	152.10	286.06	20.00	7.70				
5	948.03	2.24	2123.59	12.00	0.98	441.52	2077.18	66.23	311.58	20.00	6.95				
6	856.27	2.24	1918.04	8.00	0.99	266.94	1899.38	40.04	284.91	20.00	6.87				
7	697.60	2.24	1562.62	-1.00	1.00	-27.27	1562.39	-4.09	234.36	20.00	6.80				
8	462.87	2.24	1036.83	-10.00	0.44	-180.04	1021.08	-27.01	153.16	20.00	15.51				
<b>Jumlah</b>						4662.85	11316.18	699.43	1697.43		79.03		7493.53	7896.33	169.91



Kontrol stabilitas lereng hulu pada saat banjir dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T} \\
 &= \frac{169,91 + 7896,33}{4662,85} \\
 &= \frac{8066,24}{4662,85} \\
 &= 1,73 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

➤ Kondisi gempa:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - Te} \\
 &= \frac{169,91 + 7493,53}{4662,85 + 1697,43} \\
 &= \frac{7663,45}{6360,28} \\
 &= 1,2 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

2. Kondisi pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hilir)

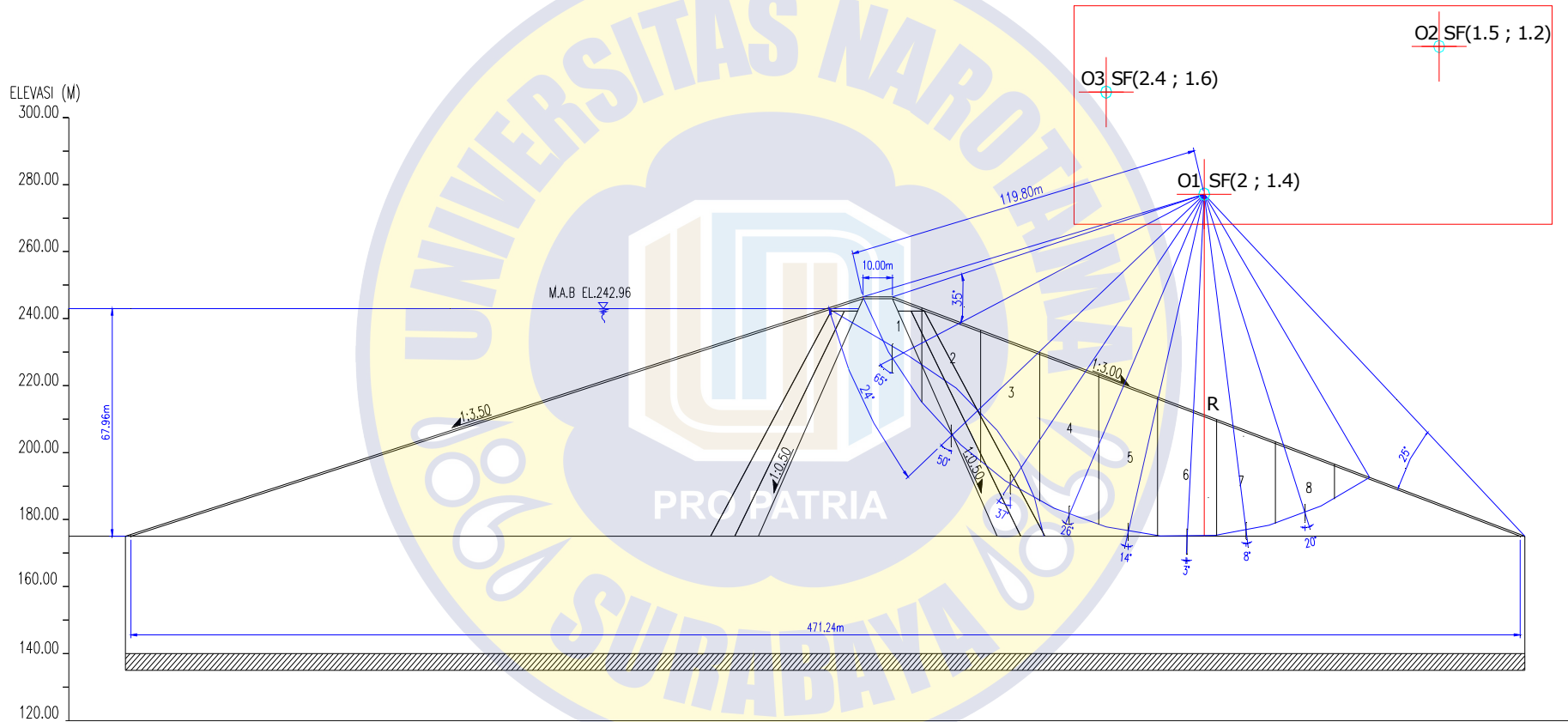
Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

$$\begin{aligned}
 \text{Zona lulus air} &= 2,24 \text{ t/m}^3 \\
 \text{Zona kedap air} &= 1,84 \text{ t/m}^3 \\
 A_1 &= 90,16 \text{ m}^2 \\
 A_2 &= 227,35 \text{ m}^2 \\
 \gamma_1 &= 2,24 \text{ t/m}^3 \\
 \gamma_2 &= 1,84 \text{ t/m}^3 \\
 W_1 &= A_1 \times \gamma_1 \\
 &= 90,16 \text{ m}^2 \times 2,24 \text{ t/m}^3 \\
 &= 201,96 \text{ ton} \\
 W_2 &= A_2 \times \gamma_2 \\
 &= 227,35 \text{ m}^2 \times 1,84 \\
 &= 418,32 \text{ ton} \\
 \alpha &= 65^\circ \\
 \sin \alpha &= \sin 65^\circ \\
 &= 0,91 \\
 \cos \alpha &= \cos 65^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,42 \\
 b &= 20 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= 620,28 \text{ ton} \times 0,91 \\
 &= 562,17 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= 620,28 \text{ ton} \times 0,42 \\
 &= 262,14 \text{ ton} \\
 e &= 0,15 \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,15 \times 562,17 \text{ ton} \\
 &= 84,33 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,15 \times 262,14 \text{ ton} \\
 &= 39,32 \text{ ton} \\
 u &= 0,34 \\
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 65^\circ} \\
 &= 16,09 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta c &= 24^\circ \\
 r &= 119,80 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3,39 \times 24^\circ \times 2 \times 3,14 \times 119,80}{360} \\
 &= 170,03
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.9**.

# STABILITAS LONGSOR KONDISI SAAT MUKA AIR BANJIR - HILIR



Gambar 6. 8 Bidang longsor pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hilir)

**Tabel 6. 6** Perhitungan bidang irisan pada saat muka air banjir (Hilir).

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T = W Sin $\alpha$	N= W Cos $\alpha$	Ne = e.T	Te = e.N	b	U = u.b/Cos $\alpha$	Tan $\phi$	(N-Ne-U).Tan $\phi$	(N-U).Tan $\phi$	C.L				
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$															
1	90.16	2.24	201.96	65.00	0.42	562.17	262.14	84.33	39.32	20.00	16.09	0.31	283.52	360.96	170.03				
	227.35	1.84	418.32																
2	47.93	1.84	88.19	50.00	0.64	1126.40	945.16	168.96	141.77	20.00	10.58	0.75	6472.26	6683.16					
	617.06	2.24	1382.21																
3	821.96	2.24	1841.19	37.00	0.80	1108.06	1470.44	166.21	220.57	20.00	8.51	0.75	6472.26	6683.16					
4	877.16	2.24	1964.84	26.00	0.90	861.33	1765.99	129.20	264.90	20.00	7.57								
5	853.21	2.24	1911.19	14.00	0.97	462.36	1854.42	69.35	278.16	20.00	7.01								
6	760.31	2.24	1703.09	-3.00	1.00	-89.13	1700.76	-13.37	255.11	20.00	6.81								
7	601.86	2.24	1348.17	-8.00	0.99	-187.63	1335.05	-28.14	200.26	20.00	6.87								
8	377.44	2.24	845.47	-20.00	0.44	-289.17	794.48	-43.37	119.17	20.00	15.51								
<b>Jumlah</b>						3554.38	10128.43	533.16	1519.26		78.95						6755.78	7044.12	170.03



Kontrol stabilitas lereng hilir pada saat banjir dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T}$$
$$= \frac{170,03 + 7044,12}{3554,38}$$
$$= \frac{7214,15}{3554,38}$$
$$= 2,0 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}$$

➤ Kondisi gempa:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - T_e}$$
$$= \frac{170,03 + 6755,78}{3554,38 + 1519,26}$$
$$= \frac{6925,81}{5073,64}$$
$$= 1,4 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}$$

### 3. Kondisi pada saat waduk muka air setinggi banjir rencana (Hulu)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

$$\text{Zona lulus air} = 2,24 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Zona kedap air} = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$A_1 = 89,47 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 237,95 \text{ m}^2$$

$$\gamma_1 = 2,24 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$W_1 = A_1 \times \gamma_1$$
$$= 89,47 \text{ m}^2 \times 2,24 \text{ t/m}^3$$
$$= 200,41 \text{ ton}$$

$$W_2 = A_2 \times \gamma_2$$
$$= 237,95 \text{ m}^2 \times 1,84$$
$$= 437,83 \text{ ton}$$

$$\alpha = 63^\circ$$



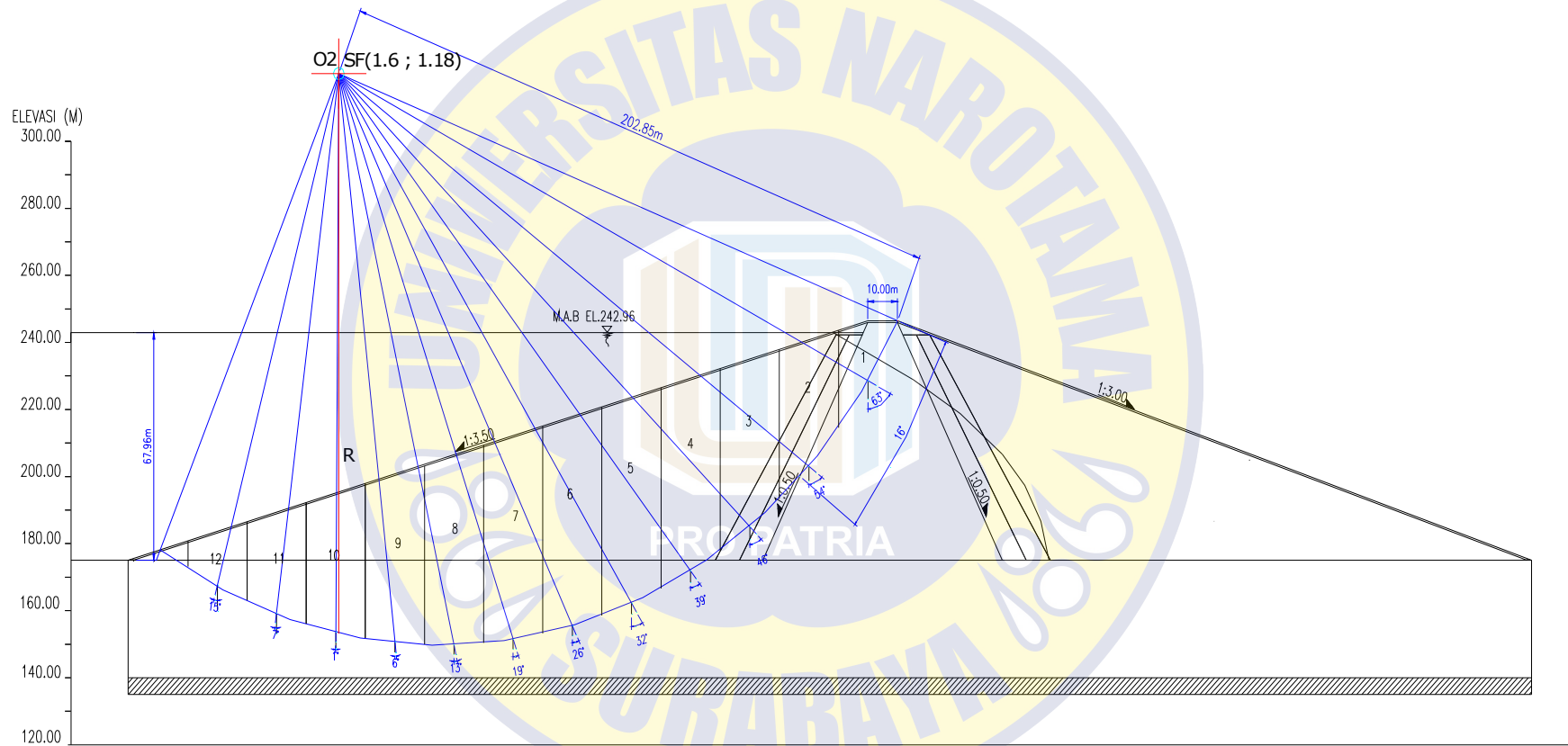
$$\begin{aligned}
 \sin \alpha &= \sin 63^\circ \\
 &= 0,90 \\
 \cos \alpha &= \cos 63^\circ \\
 &= 0,45 \\
 b &= 20 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= (200,41+437,83) \text{ ton} \times 0,90 \\
 &= 568,68 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= (200,41+437,83) \text{ ton} \times 0,45 \\
 &= 189,76 \text{ ton} \\
 e &= 0,15 \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,15 \times 568,68 \text{ ton} \\
 &= 85,30 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,15 \times 189,76 \text{ ton} \\
 &= 43,46 \text{ ton} \\
 u &= 0,34 \\
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 63^\circ} \\
 &= 14,98 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta_c &= 16^\circ \\
 r &= 202,85 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta_c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3,39 \times 16^\circ \times 2 \times 3,14 \times 202,85}{360} \\
 &= 191,93
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.10**.



*"Hamalan ini sengaja dikosongkan"*

# STABILITAS LONGSOR KONDISI SAAT MUKA AIR BANJIR - HULU



**Gambar 6. 9** Bidang longsor pada lereng hulu pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hulu).

**Tabel 6. 7** Perhitungan bidang irisan pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hulu).

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T = W Sin $\alpha$	N = W Cos $\alpha$	Ne = e.T	Te = e.N	b	U = u.b/Cos $\alpha$	Tan $\phi$	(N-Ne-U). Tan $\phi$	(N-U). Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$											
1	89.47	2.24	200.41	63.00	0.45	568.68	289.76	85.30	43.46	20.00	14.98	0.31	288.16	375.06	191.93
	237.95	1.84	437.83												
2	667.80	2.24	1495.87	54.00	0.59	1326.22	963.56	198.93	144.53	20.00	11.57	0.31	288.16	375.06	191.93
	77.95	1.84	143.43												
3	992.81	2.24	2223.89	46.00	0.69	1599.74	1544.85	239.96	231.73	20.00	9.79	0.75	13870.31	14682.87	
4	1080.70	2.24	2420.77	39.00	0.78	1613.50	1992.51	242.03	298.88	20.00	8.75				
	63.89	2.24	143.11												
5	973.19	2.24	2179.95	32.00	0.85	1453.11	2325.47	217.97	348.82	20.00	8.02				
	250.98	2.24	562.20												
6	858.64	2.24	1923.35	26.00	0.90	1221.80	2505.07	183.27	375.76	20.00	7.57				
	385.62	2.24	863.79												
7	744.35	2.24	1667.34	19.00	0.95	883.87	2566.95	132.58	385.04	20.00	7.19				
	467.64	2.24	1047.51												
8	630.06	2.24	1411.33	13.00	0.97	570.01	2468.99	85.50	370.35	20.00	6.98				
	501.16	2.24	1122.60												
9	516.95	2.24	1157.97	6.00	0.99	234.83	2234.21	35.22	335.13	20.00	6.84				
	485.96	2.24	1088.55												
10	401.49	2.24	899.34	-1.00	1.00	-32.54	1864.16	-4.88	279.62	20.00	6.80				
	430.85	2.24	965.10												
11	287.02	2.24	642.92	-7.00	0.99	-165.70	1349.50	-24.85	202.43	20.00	6.85				
	319.96	2.24	716.71												
12	172.92	2.24	387.34	-15.00	0.97	-189.96	708.95	-28.49	106.34	20.00	7.04				
	154.74	2.24	346.62												
<b>Jumlah</b>						9083.56	20813.96	1362.53	3122.09		102.37		14158.47	15057.93	191.93

Kontrol stabilitas lereng hulu pada saat banjir dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T} \\
 &= \frac{191,93 + 15057,93}{9083,56} \\
 &= \frac{15249,86}{9083,56} \\
 &= 1,68 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

➤ Kondisi gempa:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - T_e} \\
 &= \frac{191,93 + 14158,47}{9083,56 + 3122,09} \\
 &= \frac{14350,41}{12205,65} \\
 &= 1,18 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

4. Kondisi pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hilir)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

$$\text{Zona lulus air} = 2,24 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Zona kedap air} = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$A_1 = 87,84 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 315,11 \text{ m}^2$$

$$\gamma_1 = 2,24 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 W_1 &= A_1 \times \gamma_1 \\
 &= 87,84 \text{ m}^2 \times 2,24 \text{ t/m}^3 \\
 &= 196,76 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_2 &= A_2 \times \gamma_2 \\
 &= 315,11 \text{ m}^2 \times 1,84 \\
 &= 579,80 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\alpha = 61^\circ$$

$$\begin{aligned}
 \sin \alpha &= \sin 61^\circ \\
 &= 0,90
 \end{aligned}$$

$$\cos \alpha = \cos 61^\circ$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,48 \\
 b &= 20 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= (196,76+579,80) \text{ ton} \times 0,90 \\
 &= 679,20 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= (196,76+579,80) \text{ ton} \times 0,42 \\
 &= 376,49 \text{ ton} \\
 e &= 0,15 \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,15 \times 679,20 \text{ ton} \\
 &= 101,88 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,15 \times 376,49 \text{ ton} \\
 &= 56,47 \text{ ton} \\
 u &= 0,34 \\
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 61^\circ} \\
 &= 14,03 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta_c &= 21^\circ \\
 r &= 199,86 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta_c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3,39 \times 21^\circ \times 2 \times 3,14 \times 199,86}{360} \\
 &= 248,20
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.11**.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*







**Tabel 6. 8** Perhitungan bidang irisan pada saat muka air banjir rencana (Hilir).

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T = W Sin $\alpha$	N= W Cos $\alpha$	Ne = e.T	Te = e.N	b	U = u.b/Cos $\alpha$	Tan $\phi$	(N-Ne- U).Tan $\phi$	(N-U). Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$											
1	87.84	2.24	196.76	61.00	0.48	679.20	376.49	101.88	56.47	20.00	14.03	0.31	334.30	424.09	248.20
	315.11	1.84	579.80												
2	670.03	1.84	1232.86	51.00	0.63	1278.73	1035.50	191.81	155.32	20.00	10.81	0.75	12285.86	13093.66	
	184.18	2.24	412.56												
3	1096.69	2.24	2456.59	43.00	0.73	1675.39	1796.63	251.31	269.49	20.00	9.30				
4	1030.22	2.24	2307.69	36.00	0.81	1607.35	2212.33	241.10	331.85	20.00	8.41	0.75	12285.86	13093.66	
	190.58	2.24	426.90												
5	896.88	2.24	2009.01	30.00	0.87	1416.26	2453.04	212.44	367.96	20.00	7.85	0.75	12285.86	13093.66	
	367.64	2.24	823.51												
6	763.55	2.24	1710.35	24.00	0.91	1131.62	2541.66	169.74	381.25	20.00	7.44	0.75	12285.86	13093.66	
	478.50	2.24	1071.84												
7	630.22	2.24	1411.69	18.00	0.95	804.18	2475.02	120.63	371.25	20.00	7.15	0.75	12285.86	13093.66	
	531.56	2.24	1190.69												
8	496.88	2.24	1113.01	12.00	0.98	478.11	2249.31	71.72	337.40	20.00	6.95	0.75	12285.86	13093.66	
	529.71	2.24	1186.55												
9	365.09	2.24	817.80	5.00	1.00	163.59	1869.80	24.54	280.47	20.00	6.83	0.75	12285.86	13093.66	
	472.83	2.24	1059.14												
10	230.22	2.24	515.69	-2.00	1.00	-45.95	1315.71	-6.89	197.36	20.00	6.80	0.75	12285.86	13093.66	
	357.51	2.24	800.82												
11	58.57	2.24	131.20	-9.00	0.99	-83.94	529.99	-12.59	79.50	20.00	6.88	0.75	12285.86	13093.66	
	180.98	2.24	405.40												
<b>Jumlah</b>						9104.54	18855.47	1365.68	2828.32		92.45		12620.16	13517.75	248.20

Kontrol stabilitas lereng hilir pada saat banjir dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T} \\ &= \frac{248,20 + 13517,75}{9104,54} \\ &= \frac{13765,95}{9104,54} \\ &= 1,51 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

➤ Kondisi gempa:

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - T_e} \\ &= \frac{248,20 + 12620,16}{9104,54 + 2828,32} \\ &= \frac{12868,36}{11932,86} \\ &= 1,2 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

#### 5. Kondisi pada saat waduk muka air setinggi banjir rencana (Hulu)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

$$\text{Zona lulus air} = 2,24 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Zona kedap air} = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$A_1 = 82,87 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 77,58 \text{ m}^2$$

$$\gamma_1 = 2,24 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \gamma_1 \\ &= 82,87 \text{ m}^2 \times 2,24 \text{ t/m}^3 \\ &= 185,63 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \gamma_2 \\ &= 77,58 \text{ m}^2 \times 1,84 \\ &= 142,75 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\alpha = 39^\circ$$

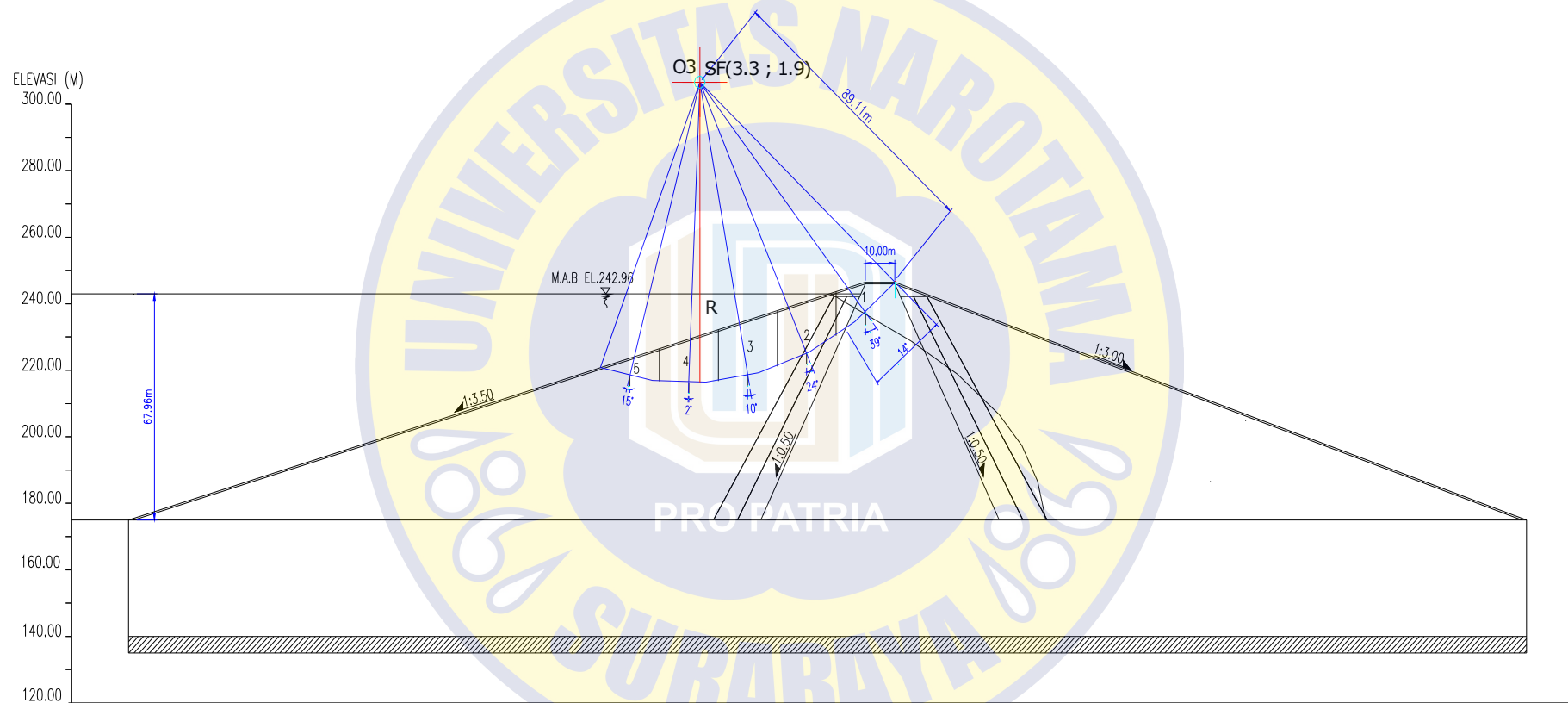
$$\begin{aligned}
 \sin \alpha &= \sin 39^\circ \\
 &= 0,63 \\
 \cos \alpha &= \cos 39^\circ \\
 &= 0,78 \\
 b &= 20 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= (185,63 + 142,75) \text{ ton} \times 0,63 \\
 &= 206,65 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= (185,63 + 142,75) \text{ ton} \times 0,78 \\
 &= 255,20 \text{ ton} \\
 e &= 0,15 \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,15 \times 206,65 \text{ ton} \\
 &= 31,00 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,15 \times 255,20 \text{ ton} \\
 &= 38,28 \text{ ton} \\
 u &= 0,34 \\
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 39^\circ} \\
 &= 8,75 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta_c &= 14^\circ \\
 r &= 89,11 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta_c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3,39 \times 14^\circ \times 2 \times 3,14 \times 89,11}{360} \\
 &= 73,78
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.12**.



*“Halaman ini sengaja dikosongkan “*

# STABILITAS LONGSOR KONDISI SAAT MUKA AIR BANJIR - HULU



Gambar 6. 11 Bidang longsor pada lereng pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hulu).

**Tabel 6. 9** Perhitungan bidang irisan pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hulu).

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	$\text{Cos } \alpha$	T = W Sin $\alpha$	N = W Cos $\alpha$	Ne = e.T	Te = e.N	b	U = u.b/Cos $\alpha$	Tan $\phi$	(N-Ne- U).Tan $\phi$	(N-U). Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$											
1	82.87	2.24	185.63	39.00	0.78	206.65	255.20	31.00	38.28	20.00	8.75	0.31	65.87	75.35	73.78
	77.58	1.84	142.75												
2	307.51	2.24	688.82	24.00	0.91	280.17	629.27	42.03	94.39	20.00	7.44	0.75	1563.53	1600.53	
3	327.52	2.24	733.64	10.00	0.98	127.40	722.50	19.11	108.37	20.00	6.90				
4	257.38	2.24	576.53	-2.00	1.00	-20.12	576.18	-3.02	86.43	20.00	6.80				
5	103.63	2.24	232.13	-15.00	0.97	-60.08	224.22	-9.01	33.63	20.00	7.04				
<b>Jumlah</b>						534.02	2407.37	80.10	361.11		36.94		1629.40	1675.88	73.78



Kontrol stabilitas lereng hulu pada saat banjir dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T} \\
 &= \frac{73,78 + 1675,88}{534,02} \\
 &= \frac{1749,65}{534,02} \\
 &= 3,3 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

➤ Kondisi gempa:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - T_e} \\
 &= \frac{73,78 + 1629,40}{534,02 + 361,11} \\
 &= \frac{1703,17}{895,12} \\
 &= 1,9 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

6. Kondisi pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hilir)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

$$\text{Zona lulus air} = 2,24 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Zona kedap air} = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$A_1 = 118,45 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 86,10 \text{ m}^2$$

$$\gamma_1 = 2,24 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 W_1 &= A_1 \times \gamma_1 \\
 &= 118,45 \text{ m}^2 \times 2,24 \text{ t/m}^3 \\
 &= 217,95 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_2 &= A_2 \times \gamma_2 \\
 &= 86,10 \text{ m}^2 \times 1,84 \\
 &= 192,86 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\alpha = 43^\circ$$

$$\begin{aligned}
 \sin \alpha &= \sin 43^\circ \\
 &= 0,68
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \cos \alpha &= \cos 43^\circ \\
 &= 0,73 \\
 b &= 20 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= (217,95 + 192,86) \text{ ton} \times 0,68 \\
 &= 280,17 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= (217,95 + 192,86) \text{ ton} \times 0,42 \\
 &= 300,45 \text{ ton} \\
 e &= 0,15 \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,15 \times 280,17 \text{ ton} \\
 &= 42,03 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,15 \times 300,45 \text{ ton} \\
 &= 45,07 \text{ ton} \\
 u &= 0,34 \\
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 43^\circ} \\
 &= 9,30 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta c &= 16^\circ \\
 r &= 99,82 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3,39 \times 16^\circ \times 2 \times 3,14 \times 99,82}{360} \\
 &= 94,45
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.13**.

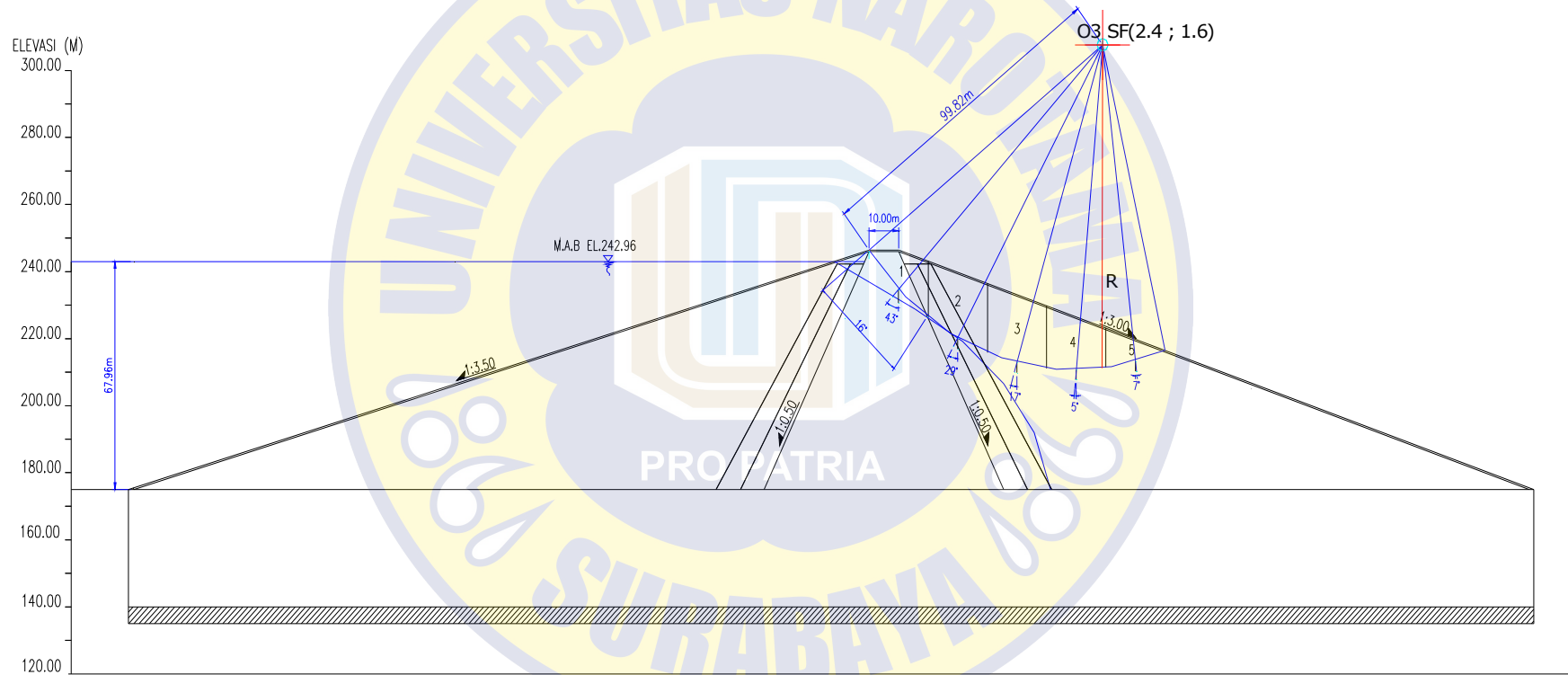


*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



# STABILITAS LONGSOR

## KONDISI SAAT MUKA AIR BANJIR - HILIR



Gambar 6. 12 Bidang longsor pada saat muka air setinggi banjir rencana (Hilir)

**Tabel 6. 10** Perhitungan bidang irisan.

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	$\text{Cos } \alpha$	T =	N=	Ne =	Te =	b	U =	Tan $\phi$	(N-Ne-U).Tan $\phi$	(N-U).Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$		WSin $\alpha$	WCos $\alpha$	e.T	e.N		u.b/Cos $\alpha$				
1	118.45	1.84	217.95	43.00	0.73	280.17	300.45	42.03	45.07	20.00	9.30	0.31	76.17	89.01	94.45
	86.10	2.24	192.86												
2	384.86	2.24	862.09	29.00	0.87	417.95	754.00	62.69	113.10	20.00	7.77	0.75	1862.61	1928.76	
3	400.80	2.24	897.79	17.00	0.96	262.49	858.56	39.37	128.78	20.00	7.11				
4	311.84	2.24	698.52	-5.00	1.00	-60.88	695.86	-9.13	104.38	20.00	6.83				
5	125.80	2.24	281.79	-7.00	0.99	-34.34	279.69	-5.15	41.95	20.00	6.85				
<b>Jumlah</b>						865.39	2888.56	129.81	433.28		37.86				



Kontrol stabilitas lereng hilir pada saat banjir dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T}$$

$$= \frac{94,45 + 2017,78}{865,39}$$

$$= \frac{2112,22}{865,39}$$

$$= 2,4 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}$$

➤ Kondisi gempa:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - T_e}$$

$$= \frac{94,45 + 1938,78}{865,39 + 433,28}$$

$$= \frac{2033,23}{1298,67}$$

$$= 1,6 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}$$

#### 4.16.7.2 Stabilitas Lereng Keadaan Waduk Kosong

1. Kondisi pada saat waduk kosong (Hulu) PATRIA

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

Zona lulus air = 1,85 t/m<sup>3</sup>

Zona kedap air = 1,35 t/m<sup>3</sup>

A<sub>1</sub> = 92,07 m<sup>2</sup>

A<sub>2</sub> = 255,12 m<sup>2</sup>

γ<sub>1</sub> = 1,85 t/m<sup>3</sup>

γ<sub>2</sub> = 1,35 t/m<sup>3</sup>

W<sub>1</sub> = A<sub>1</sub> × γ<sub>1</sub>  
 = 92,07 m<sup>2</sup> × 2,25 t/m<sup>3</sup>  
 = 170,33 ton

W<sub>2</sub> = A<sub>2</sub> × γ<sub>2</sub>  
 = 255,12 m<sup>2</sup> × 1,84  
 = 344,41 ton

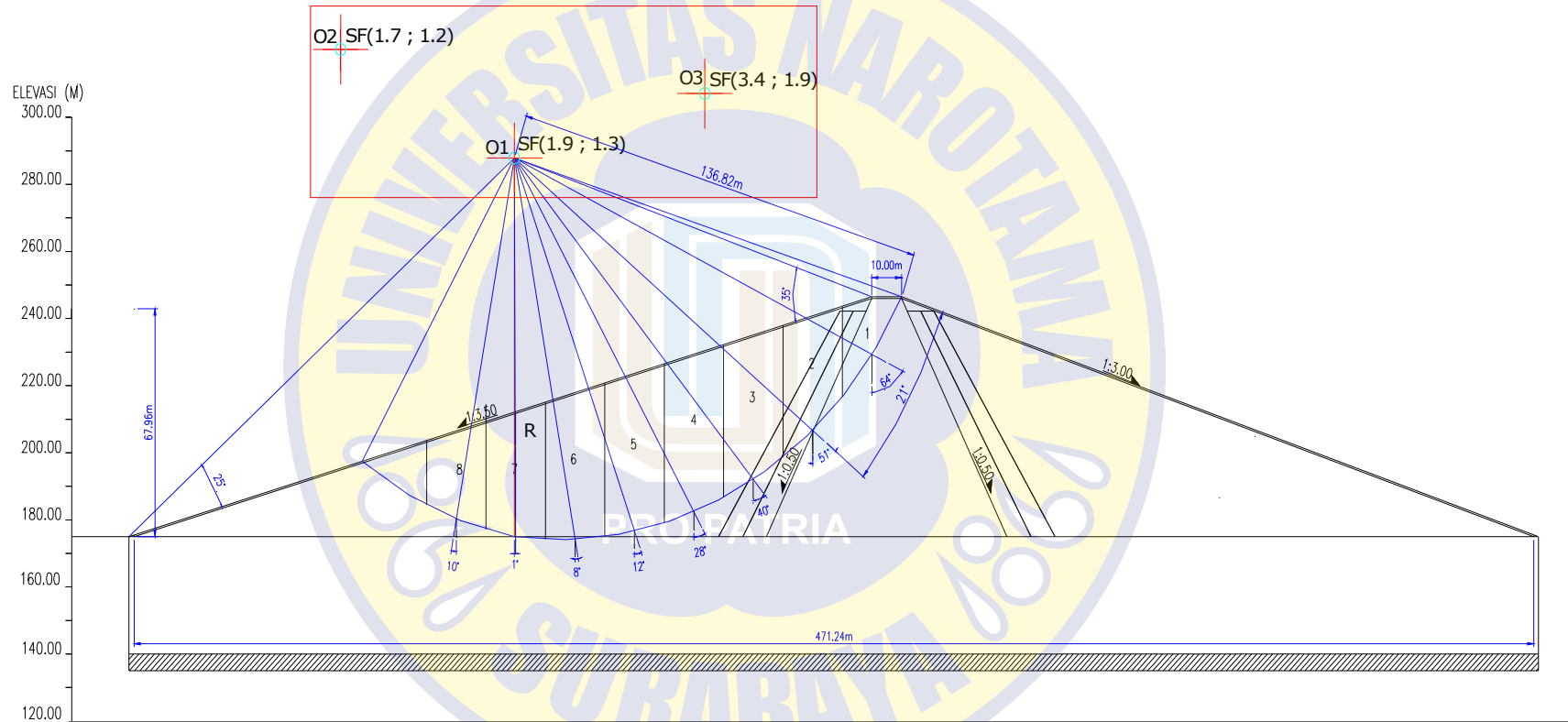
$$\begin{aligned}
\alpha &= 64^\circ \\
\sin \alpha &= \sin 64^\circ \\
&= 0,90 \\
\cos \alpha &= \cos 64^\circ \\
&= 0,44 \\
b &= 20 \text{ m} \\
T &= W \times \sin \alpha \\
&= (170,33+344,41) \text{ ton} \times 0,90 \\
&= 462,65 \text{ ton} \\
N &= W \times \cos \alpha \\
&= (170,33+344,41) \text{ ton} \times 0,44 \\
&= 225,65 \text{ ton} \\
e &= 0,15 \\
Ne &= e \times T \\
&= 0,15 \times 462,65 \text{ ton} \\
&= 69,40 \text{ ton} \\
Te &= e \times N \\
&= 0,15 \times 225,65 \text{ ton} \\
&= 33,85 \text{ ton} \\
u &= 0 \\
U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
&= 0 \times \frac{20}{\cos 60^\circ} \\
&= 0 \\
C &= 3,39 \\
\theta c &= 21^\circ \\
r &= 136,82 \text{ m} \\
C.L &= \frac{C \times \theta c \times 2\pi \times r}{360} \\
&= \frac{3,39 \times 21^\circ \times 2 \times 3,14 \times 136,82}{360} \\
&= 169,91
\end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.14**.



*"Halaman ini sengaja dikosongkan"*

# STABILITAS LONGSOR KONDISI SAAT WADUK KOSONG - HULU



Gambar 6. 13 Bidang longsor pada saat waduk kosong (Hulu)

Tabel 6. 11 Perhitungan bidang irisan pada saat waduk kosong (Hulu)

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T = W Sin $\alpha$	N= W Cos $\alpha$	Ne = e.T	Te = e.N	b	U = u.b/Cos $\alpha$	Tan $\phi$	(N-Ne- U). Tan $\phi$	(N-U). Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$											
1	92.07	1.85	170.33	64.00	0.44	462.65	225.65	69.40	33.85	20.00	0.00	0.31	252.90	320.76	169.91
	255.12	1.35	344.41												
2	70.84	1.35	95.63	51.00	0.63	1016.93	823.50	152.54	123.52	20.00	0.00	0.75	7227.94	7545.89	
	655.63	1.85	1212.92												
3	901.36	2.24	2019.05	40.00	0.77	1297.82	1546.68	194.67	232.00	20.00	0.00				
4	964.22	2.24	2159.85	28.00	0.88	1013.99	1907.04	152.10	286.06	20.00	0.00				
5	948.03	2.24	2123.59	12.00	0.98	441.52	2077.18	66.23	311.58	20.00	0.00				
6	856.27	2.24	1918.04	8.00	0.99	266.94	1899.38	40.04	284.91	20.00	0.00				
7	697.60	2.24	1562.62	-1.00	1.00	-27.27	1562.39	-4.09	234.36	20.00	0.00				
8	462.87	2.24	1036.83	-10.00	0.44	-180.04	1021.08	-27.01	153.16	20.00	0.00				
<b>Jumlah</b>						4292.53	11062.88	643.88	1659.43		0.00		7480.84	7866.65	169.91





Kontrol stabilitas lereng hulu pada saat waduk kosong dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T}$$

$$= \frac{169,91 + 7866,65}{4292,53}$$

$$= \frac{8036,56}{4292,53}$$

$$= 1,9 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}$$

➤ Kondisi gempa:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - Te}$$

$$= \frac{169,91 + 7480,84}{4292,53 + 1659,43}$$

$$= \frac{7650,75}{5951,96}$$

$$= 1,3 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}$$

## 2. Kondisi pada saat waduk kosong (Hilir)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

Zona lulus air	= 1,85 t/m <sup>3</sup>
Zona kedap air	= 1,35 t/m <sup>3</sup>
A <sub>1</sub>	= 90,16 m <sup>2</sup>
A <sub>2</sub>	= 227,35 m <sup>2</sup>
γ <sub>1</sub>	= 1,85 t/m <sup>3</sup>
γ <sub>2</sub>	= 1,35 t/m <sup>3</sup>
W <sub>1</sub>	= A <sub>1</sub> × γ <sub>1</sub>
	= 90,16 m <sup>2</sup> × 1,85 t/m <sup>3</sup>
	= 166,80 ton
W <sub>2</sub>	= A <sub>2</sub> × γ <sub>2</sub>
	= 227,35 m <sup>2</sup> × 1,35
	= 306,92 ton
α	= 65 <sup>0</sup>

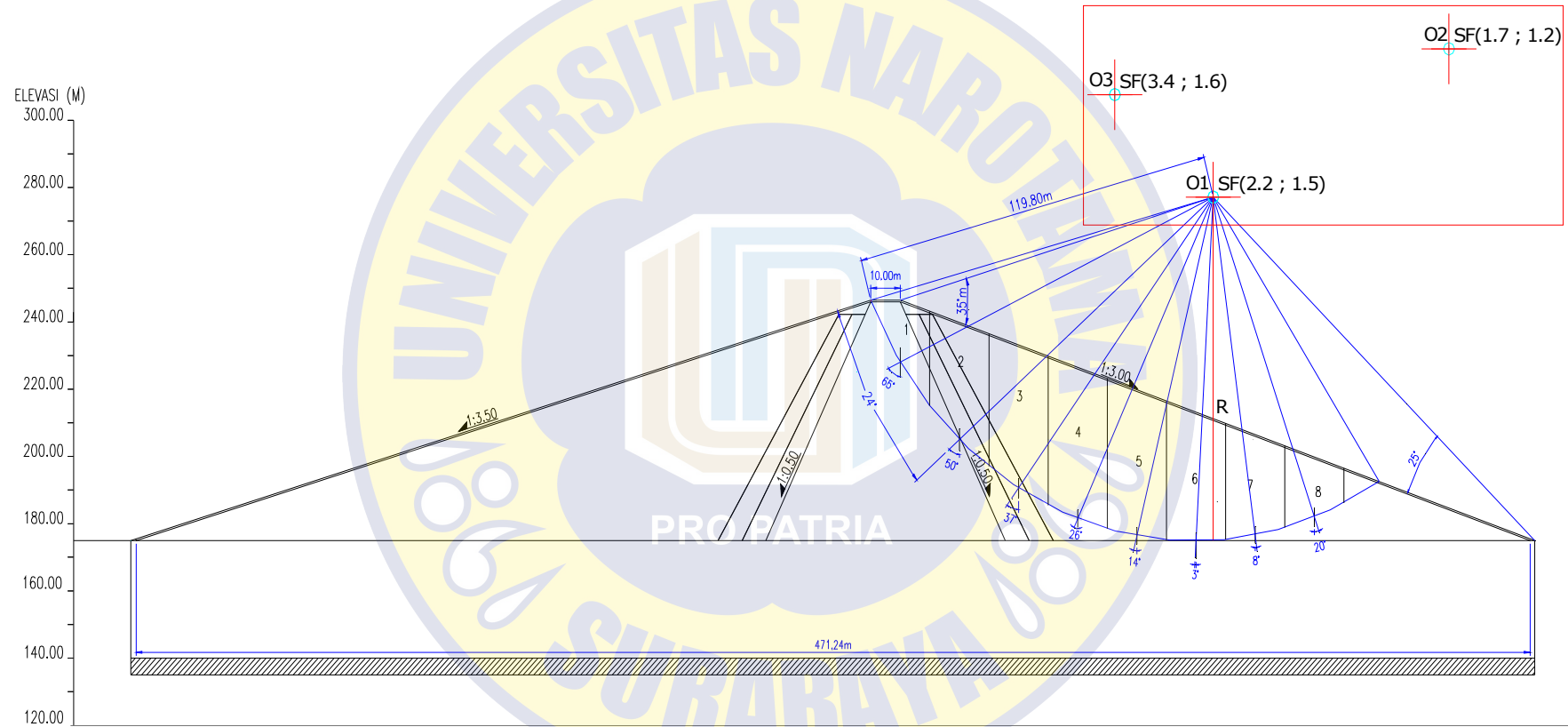
$$\begin{aligned}
 \sin \alpha &= \sin 65^{\circ} \\
 &= 0,91 \\
 \cos \alpha &= \cos 65^{\circ} \\
 &= 0,42 \\
 b &= 20 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= (166,80 + 306,92) \text{ ton} \times 0,91 \\
 &= 429,33 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= (166,80 + 306,92) \text{ ton} \times 0,42 \\
 &= 200,20 \text{ ton} \\
 e &= 0,15 \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,15 \times 429,33 \text{ ton} \\
 &= 64,40 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,15 \times 200,20 \text{ ton} \\
 &= 30,03 \text{ ton} \\
 u &= 0 \\
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0 \times \frac{20}{\cos 64^{\circ}} \\
 &= 0 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta c &= 24^{\circ} \\
 r &= 119,80 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3.39 \times 24^{\circ} \times 2 \times 3.14 \times 119,80}{360} \\
 &= 170,03
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.15**.



*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

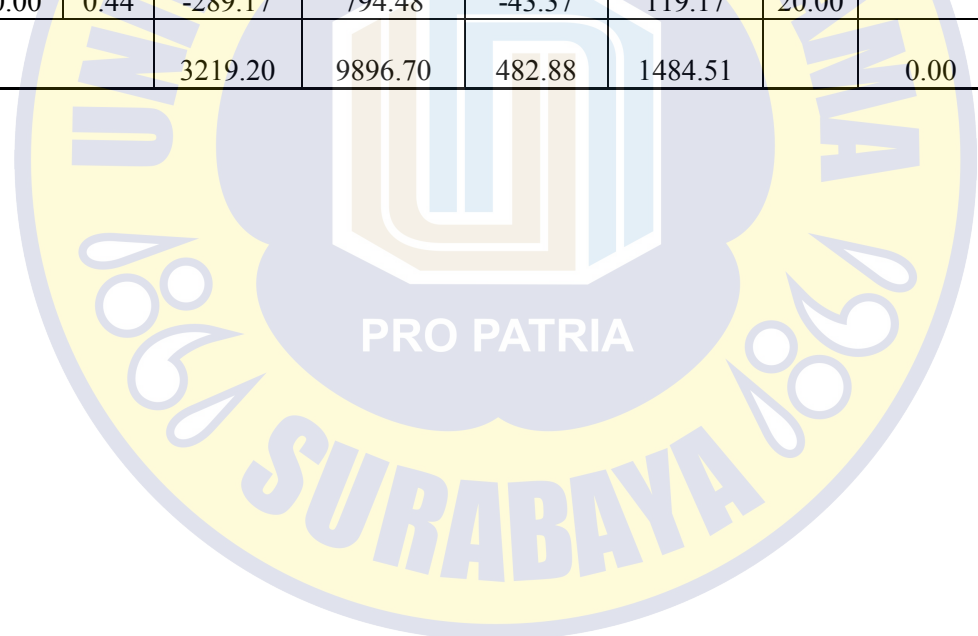
# STABILITAS LONGSOR KONDISI SAAT WADUK KOSONG - HILIR



Gambar 6. 14 Bidang longsor pada saat waduk kosong (Hilir)

**Tabel 6. 12** Perhitungan pada bidang irisan pada saat waduk kosong (Hilir)

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T = WSin $\alpha$	N= WCos $\alpha$	Ne = e.T	Te = e.N	b	U = u.b/Cos $\alpha$	Tan $\phi$	(N-Ne- U).Tan $\phi$	(N-U). Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$											
1	90.16	1.85	166.80	65.00	0.42	429.33	200.20	64.40	30.03	20.00	0.00	0.31	236.20	298.26	170.0 3
	227.35	1.35	306.92												
2	47.93	1.35	64.71	50.00	0.64	924.05	775.37	138.61	116.31	20.00	0.00	0.75	6511.65	6722.5 5	
	617.06	1.85	1141.56												
3	821.96	2.24	1841.19	37.00	0.80	1108.06	1470.44	166.21	220.57	20.00	0.00	0.75	6511.65	6722.5 5	
4	877.16	2.24	1964.84	26.00	0.90	861.33	1765.99	129.20	264.90	20.00	0.00				
5	853.21	2.24	1911.19	14.00	0.97	462.36	1854.42	69.35	278.16	20.00	0.00	0.75	6511.65	6722.5 5	
6	760.31	2.24	1703.09	-3.00	1.00	-89.13	1700.76	-13.37	255.11	20.00	0.00				
7	601.86	2.24	1348.17	-8.00	0.99	-187.63	1335.05	-28.14	200.26	20.00	0.00	0.75	6511.65	6722.5 5	
8	377.44	2.24	845.47	-20.00	0.44	-289.17	794.48	-43.37	119.17	20.00	0.00				
<b>Jumlah</b>						3219.20	9896.70	482.88	1484.51		0.00		6747.85	7020.8 2	170.03



Kontrol stabilitas lereng hilir pada saat waduk kosong dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{C \times l + (N - U) \times \text{Tan}\phi}{T} \\ &= \frac{170,03 + 7020,82}{3219,20} \\ &= \frac{7190,85}{4703,71} \\ &= 2,2 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

➤ Kondisi gempa:

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \text{Tan}\phi}{T - Te} \\ &= \frac{170,03 + 6747,85}{3219,20 + 1484,51} \\ &= \frac{6917,88}{4703,71} \\ &= 1,5 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$



### 3. Kondisi pada saat waduk kosong (Hulu)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

$$\text{Zona lulus air} = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Zona kedap air} = 1,35 \text{ t/m}^3$$

$$A_1 = 89,47 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 237,95 \text{ m}^2$$

$$\gamma_1 = 1,65 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1,35 \text{ t/m}^3$$

$$W_1 = A_1 \times \gamma_1 \\ = 89,47 \text{ m}^2 \times 1,65 \text{ t/m}^3$$

$$= 147,6255 \text{ ton}$$

$$W_2 = A_2 \times \gamma_2 \\ = 237,95 \text{ m}^2 \times 1,35$$

$$= 321,2325 \text{ ton}$$

$$\alpha = 63^\circ$$

$$\sin \alpha = \sin 63^\circ$$

$$= 0,891006524$$

$$\cos \alpha = \cos 63^\circ$$

$$= 0,453990499$$

$$b = 20 \text{ m}$$

$$T = W \times \sin \alpha \\ = (147,6255 + 321,2325) \text{ ton} \times 0,891006524$$

$$= 433,70 \text{ ton}$$

$$N = W \times \cos \alpha$$

$$= (147,6255 + 321,2325) \text{ ton} \times 0,453990499$$

$$= 220,98 \text{ ton}$$

$$e = 0,15$$

$$N_e = e \times T \\ = 0,15 \times 433,70 \text{ ton}$$

$$= 65,055 \text{ ton}$$

$$T_e = e \times N$$

$$= 0,15 \times 220,98 \text{ ton}$$

$$= 33,147 \text{ ton}$$

$$u = 0,34$$

$$\begin{aligned}
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 63^\circ} \\
 &= 14,98 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta c &= 16^\circ \\
 r &= 202,85 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3,39 \times 16^\circ \times 2 \times 3,14 \times 202,85}{360} \\
 &= 191,93
 \end{aligned}$$

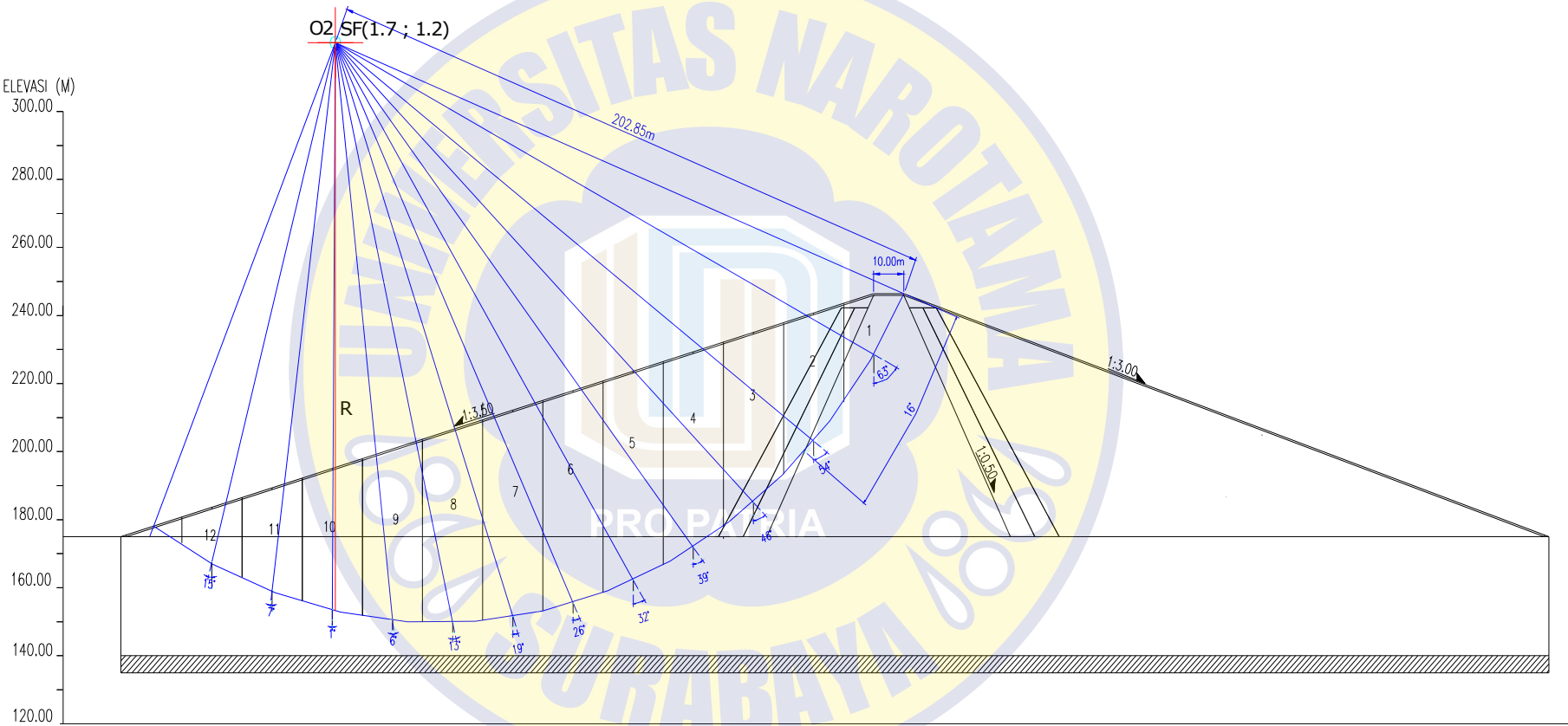
Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.16**.





# STABILITAS LONGSOR

## KONDISI SAAT WADUK KOSONG - HULU



Gambar 6. 15 Bidang longsor pada saat waduk kosong (Hulu)

**Tabel 6. 13** Perhitungan bidang irisan pada saat waduk kosong (Hulu)

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T =	N=	Ne =	Te = e.N	b	U =	Tan $\phi$	(N-Ne-U).Tan $\phi$	(N-U).Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$		WSin $\alpha$	WCos $\alpha$	e.T	u.b/Cos $\alpha$						
1	89.47	1.85	165.52	63.00	0.45	433.70	220.98	65.05	33.15	20.00	14.98	0.31	230.74	300.37	191.93
	237.95	1.35	321.23												
2	667.80	1.85	1235.43	54.00	0.59	1084.62	788.02	162.69	118.20	20.00	11.57	0.75	11445.44	12116.53	191.93
	77.95	1.35	105.23												
3	992.81	1.85	1836.70	46.00	0.69	1321.21	1275.88	198.18	191.38	20.00	9.79	0.75	11445.44	12116.53	191.93
4	1080.70	1.85	1999.30	39.00	0.78	1332.58	1645.60	199.89	246.84	20.00	8.75				
	63.89	1.85	118.20												
5	973.19	1.85	1800.40	32.00	0.85	1200.12	1920.59	180.02	288.09	20.00	8.02	0.75	11445.44	12116.53	191.93
	250.98	1.85	464.31												
6	858.64	1.85	1588.48	26.00	0.90	1009.08	2068.92	151.36	310.34	20.00	7.57	0.75	11445.44	12116.53	191.93
	385.62	1.85	713.40												
7	744.35	1.85	1377.05	19.00	0.95	729.98	2120.02	109.50	318.00	20.00	7.19	0.75	11445.44	12116.53	191.93
	467.64	1.85	865.13												
8	630.06	1.85	1165.61	13.00	0.97	470.77	2039.12	70.62	305.87	20.00	6.98	0.75	11445.44	12116.53	191.93
	501.16	1.85	927.15												
9	516.95	1.85	956.36	6.00	0.99	193.94	1845.22	29.09	276.78	20.00	6.84	0.75	11445.44	12116.53	191.93
	485.96	1.85	899.03												
10	401.49	1.85	742.76	-1.00	1.00	-26.87	1539.59	-4.03	230.94	20.00	6.80	0.75	11445.44	12116.53	191.93
	430.85	1.85	797.07												
11	287.02	1.85	530.99	-7.00	0.99	-136.85	1114.54	-20.53	167.18	20.00	6.85	0.75	11445.44	12116.53	191.93
	319.96	1.85	591.93												
12	172.92	1.85	319.90	-15.00	0.97	-156.89	585.52	-23.53	87.83	20.00	7.04	0.75	11445.44	12116.53	191.93
	154.74	1.85	286.27												
<b>Jumlah</b>						7455.38	17164.00	1118.31	2574.60		102.37		11676.18	12416.89	191.93

Kontrol stabilitas lereng hulu pada saat waduk kosong dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T}$$

$$= \frac{191,93 + 12416,89}{7455,38}$$

$$= \frac{12608,83}{7455,38}$$

$$= 1,7 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}$$

➤ Kondisi gempa:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - Te}$$

$$= \frac{191,93 + 11676,18}{7455,38 + 2574,60}$$

$$= \frac{11868,11}{10029,98}$$

$$= 1,2 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}$$

#### 4. Kondisi pada saat waduk kosong (Hilir)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

Zona lulus air	= 1,85 t/m <sup>3</sup>
Zona kedap air	= 1,35 t/m <sup>3</sup>
A <sub>1</sub>	= 87,84 m <sup>2</sup>
A <sub>2</sub>	= 315,11 m <sup>2</sup>
γ <sub>1</sub>	= 1,85 t/m <sup>3</sup>
γ <sub>2</sub>	= 1,35 t/m <sup>3</sup>
W <sub>1</sub>	= A <sub>1</sub> × γ <sub>1</sub>
	= 87,84 m <sup>2</sup> × 1,85 t/m <sup>3</sup>
	= 162,50 ton
W <sub>2</sub>	= A <sub>2</sub> × γ <sub>2</sub>
	= 315,11 m <sup>2</sup> × 1,35
	= 425,40 ton
α	= 61 <sup>0</sup>

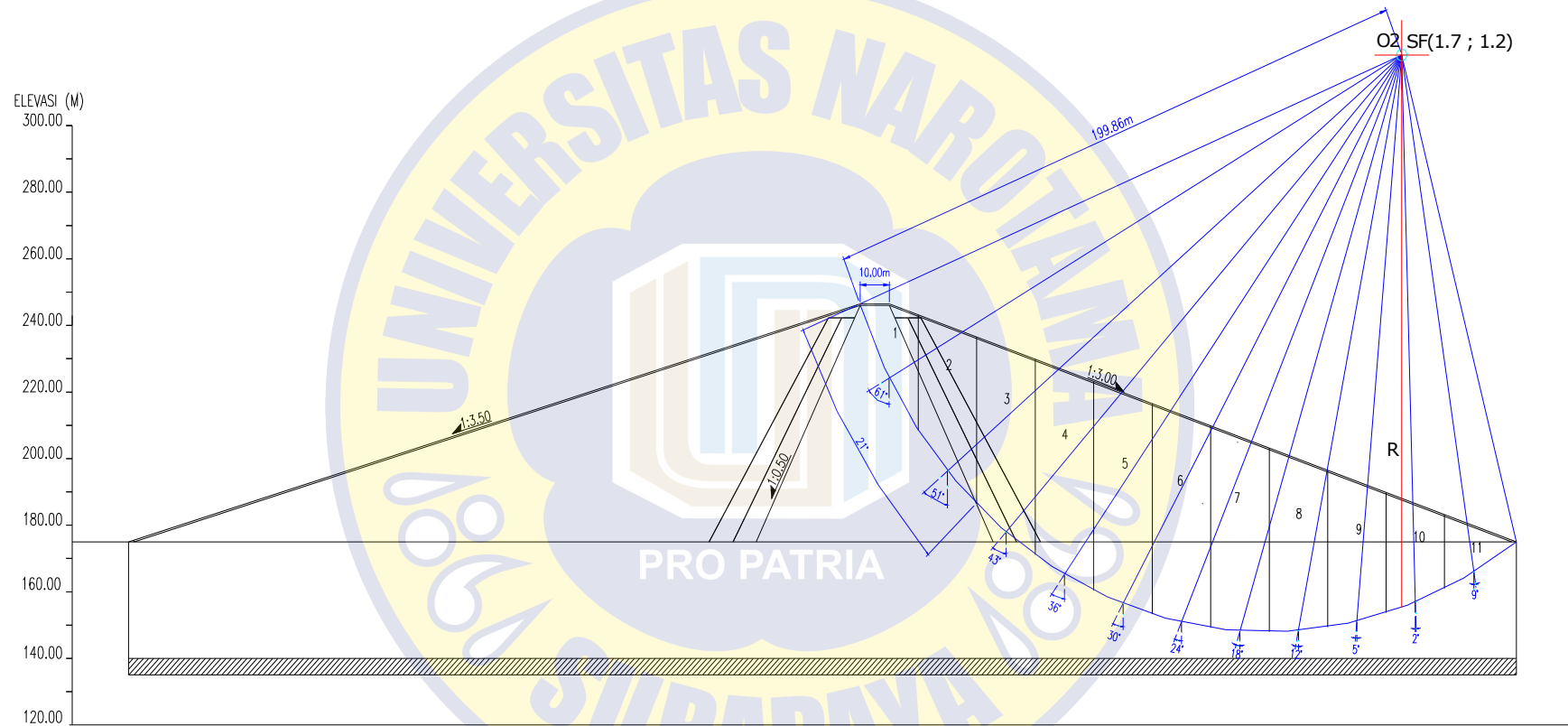
$$\begin{aligned}
 \sin \alpha &= \sin 61^\circ \\
 &= 0,88 \\
 \cos \alpha &= \cos 61^\circ \\
 &= 0,48 \\
 b &= 20 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= (162,50 + 425,40) \text{ ton} \times 0,88 \\
 &= 514,19 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= (162,50 + 425,40) \text{ ton} \times 0,48 \\
 &= 285,02 \text{ ton} \\
 e &= 0,15 \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,15 \times 514,19 \text{ ton} \\
 &= 77,13 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,15 \times 285,02 \text{ ton} \\
 &= 42,75 \text{ ton} \\
 u &= 0,34 \\
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 61^\circ} \\
 &= 14,03 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta_c &= 21^\circ \\
 r &= 199,86 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta_c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3,39 \times 21^\circ \times 2 \times 3,14 \times 199,86}{360} \\
 &= 248,20
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.17**.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



# STABILITAS LONGSOR KONDISI SAAT WADUK KOSONG - HILIR



Gambar 6. 16 Bidang longsor pada saat waduk kosong (Hilir)

**Tabel 6. 14** Perhitungan pada bidang irisan pada saat waduk kosong (Hilir)

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T = W Sin $\alpha$	N = W Cos $\alpha$	Ne = e.T	Te = e.N	b	U = u.b/Cos $\alpha$	Tan $\phi$	(N-Ne-U).Tan $\phi$	(N-U).Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$											
1	87.84	1.85	162.50	61.00	0.48	514.19	285.02	77.13	42.75	20.00	14.03	0.31	289.26	365.88	248.20
	315.11	1.35	425.40												
2	670.03	1.85	1239.56	51.00	0.63	1156.55	936.55	173.48	140.48	20.00	10.81	0.75	10137.93	10805.09	248.20
	184.18	1.35	248.64												
3	1096.69	1.85	2028.88	43.00	0.73	1383.69	1483.83	207.55	222.57	20.00	9.30	0.75	10137.93	10805.09	248.20
4	1030.22	1.85	1905.91	36.00	0.81	1327.50	1827.15	199.13	274.07	20.00	8.41				
	190.58	1.85	352.57												
5	896.88	1.85	1659.23	30.00	0.87	1169.68	2025.95	175.45	303.89	20.00	7.85				
	367.64	1.85	680.13												
6	763.55	1.85	1412.57	24.00	0.91	934.60	2099.14	140.19	314.87	20.00	7.44				
	478.50	1.85	885.23												
7	630.22	1.85	1165.91	18.00	0.95	664.17	2044.10	99.63	306.61	20.00	7.15				
	531.56	1.85	983.39												
8	496.88	1.85	919.23	12.00	0.98	394.86	1857.69	59.23	278.65	20.00	6.95				
	529.71	1.85	979.96												
9	365.09	1.85	675.42	5.00	1.00	135.10	1544.25	20.27	231.64	20.00	6.83				
	472.83	1.85	874.74												
10	230.22	1.85	425.91	-2.00	1.00	-37.95	1086.64	-5.69	163.00	20.00	6.80				
	357.51	1.85	661.39												
11	58.57	1.85	108.35	-9.00	0.99	-69.33	437.71	-10.40	65.66	20.00	6.88				
	180.98	1.85	334.81												
<b>Jumlah</b>						7573.07	15628.03	1135.96	2344.20		92.45		10427.19	11170.97	248.20

Kontrol stabilitas lereng hilir pada saat waduk kosong dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T} \\
 &= \frac{248,20 + 11170,97}{7573,07} \\
 &= \frac{11419,17}{7573,07} \\
 &= 1,7 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

➤ Kondisi gempa:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - Te} \\
 &= \frac{248,20 + 10427,19}{7573,07 + 2344,20} \\
 &= \frac{10675,39}{9917,28} \\
 &= 1,2 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

5. Kondisi pada saat waduk kosong (Hulu)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

Zona lulus air	= 1,85 t/m <sup>3</sup>
Zona kedap air	= 1,35 t/m <sup>3</sup>
A <sub>1</sub>	= 82,87 m <sup>2</sup>
A <sub>2</sub>	= 77,58 m <sup>2</sup>
γ <sub>1</sub>	= 1,85 t/m <sup>3</sup>
γ <sub>2</sub>	= 1,35 t/m <sup>3</sup>
W <sub>1</sub>	= A <sub>1</sub> × γ <sub>1</sub>
	= 82,87 m <sup>2</sup> × 1,85 t/m <sup>3</sup>
	= 153,31 ton
W <sub>2</sub>	= A <sub>2</sub> × γ <sub>2</sub>
	= 77,58 m <sup>2</sup> × 1,35
	= 104,73 ton
α	= 39 <sup>0</sup>

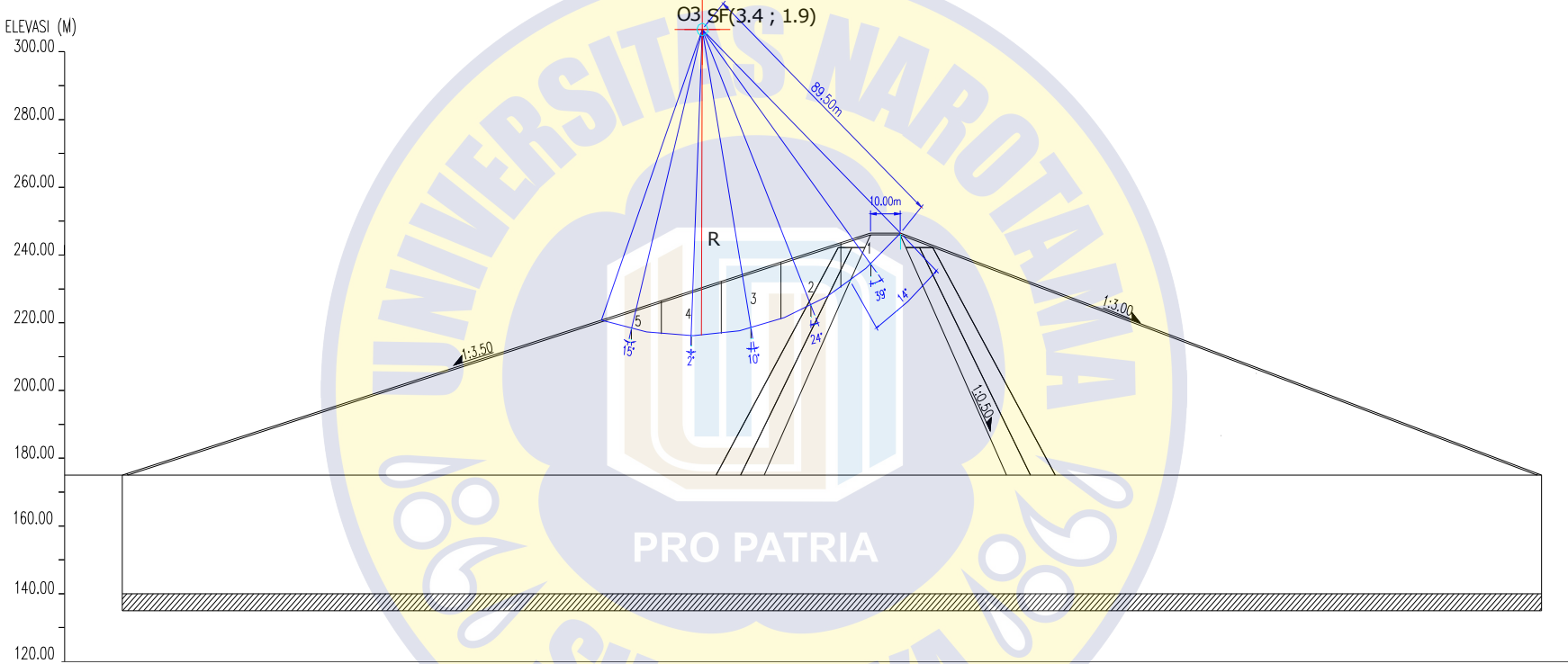


$$\begin{aligned}
 \sin \alpha &= \sin 39^{\circ} \\
 &= 0,63 \\
 \cos \alpha &= \cos 39^{\circ} \\
 &= 0,78 \\
 b &= 20 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= (153,31 + 104,73) \text{ ton} \times 0,63 \\
 &= 162,39 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= (153,31 + 104,73) \text{ ton} \times 0,44 \\
 &= 200,54 \text{ ton} \\
 e &= 0,15 \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,15 \times 162,39 \text{ ton} \\
 &= 69,40 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,15 \times 200,54 \text{ ton} \\
 &= 30,08 \text{ ton} \\
 u &= 0,34 \\
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 39^{\circ}} \\
 &= 8,75 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta_c &= 14^{\circ} \\
 r &= 89,50 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta_c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3,39 \times 14^{\circ} \times 2 \times 3,14 \times 89,50}{360} \\
 &= 74,10
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.18**.



# STABILITAS LONGSOR KONDISI SAAT WADUK KOSONG - HULU



Gambar 6. 17 Bidang longsor pada saat waduk kosong (Hulu)

**Tabel 6. 15** Perhitungan bidang irisan pada saat waduk kosong (Hulu)

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T =	N=	Ne =	Te =	b	U =	Tan $\phi$	(N-Ne-U).	(N-U).	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$		WSin $\alpha$	WCos $\alpha$	e.T	e.N		u.b/Cos $\alpha$		Tan $\phi$		
1	82.87	1.85	153.31	39.00	0.78	162.39	200.54	24.36	30.08	20.00	8.75	0.31	51.19	58.64	74.10
	77.58	1.35	104.73												
2	307.51	1.85	568.89	24.00	0.91	231.39	519.71	34.71	77.96	20.00	7.44	0.75	1287.61	1318.17	
3	327.52	1.85	605.91	10.00	0.98	105.22	596.71	15.78	89.51	20.00	6.90				
4	257.38	1.85	476.15	-2.00	1.00	-16.62	475.86	-2.49	71.38	20.00	6.80				
5	103.63	1.85	191.72	-15.00	0.97	-49.62	185.18	-7.44	27.78	20.00	7.04				
<b>Jumlah</b>						432.76	1978.00	64.91	296.70		36.94		1338.80	1376.80	74.10



Kontrol stabilitas lereng hulu pada saat waduk kosong dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T}$$

$$= \frac{74,10 + 1376,80}{432,76}$$

$$= \frac{1450,90}{432,76}$$

$$= 3,4 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}$$

➤ Kondisi gempa:

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - Te}$$

$$= \frac{74,10 + 1338,80}{432,76 + 296,70}$$

$$= \frac{1412,90}{729,46}$$

$$= 1,9 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}$$

#### 6. Kondisi pada saat waduk kosong (Hilir)

Contoh perhitungan pada bidang longsor irisan satu:

Zona lulus air	= 1,85 t/m <sup>3</sup>
Zona kedap air	= 1,35 t/m <sup>3</sup>
A <sub>1</sub>	= 118,45 m <sup>2</sup>
A <sub>2</sub>	= 86,10 m <sup>2</sup>
γ <sub>1</sub>	= 1,85 t/m <sup>3</sup>
γ <sub>2</sub>	= 1,35 t/m <sup>3</sup>
W <sub>1</sub>	= A <sub>1</sub> × γ <sub>1</sub>
	= 118,45 m <sup>2</sup> × 1,85 t/m <sup>3</sup>
	= 219,13 ton
W <sub>2</sub>	= A <sub>2</sub> × γ <sub>2</sub>
	= 86,10 m <sup>2</sup> × 1,35
	= 116,24 ton
α	= 43°

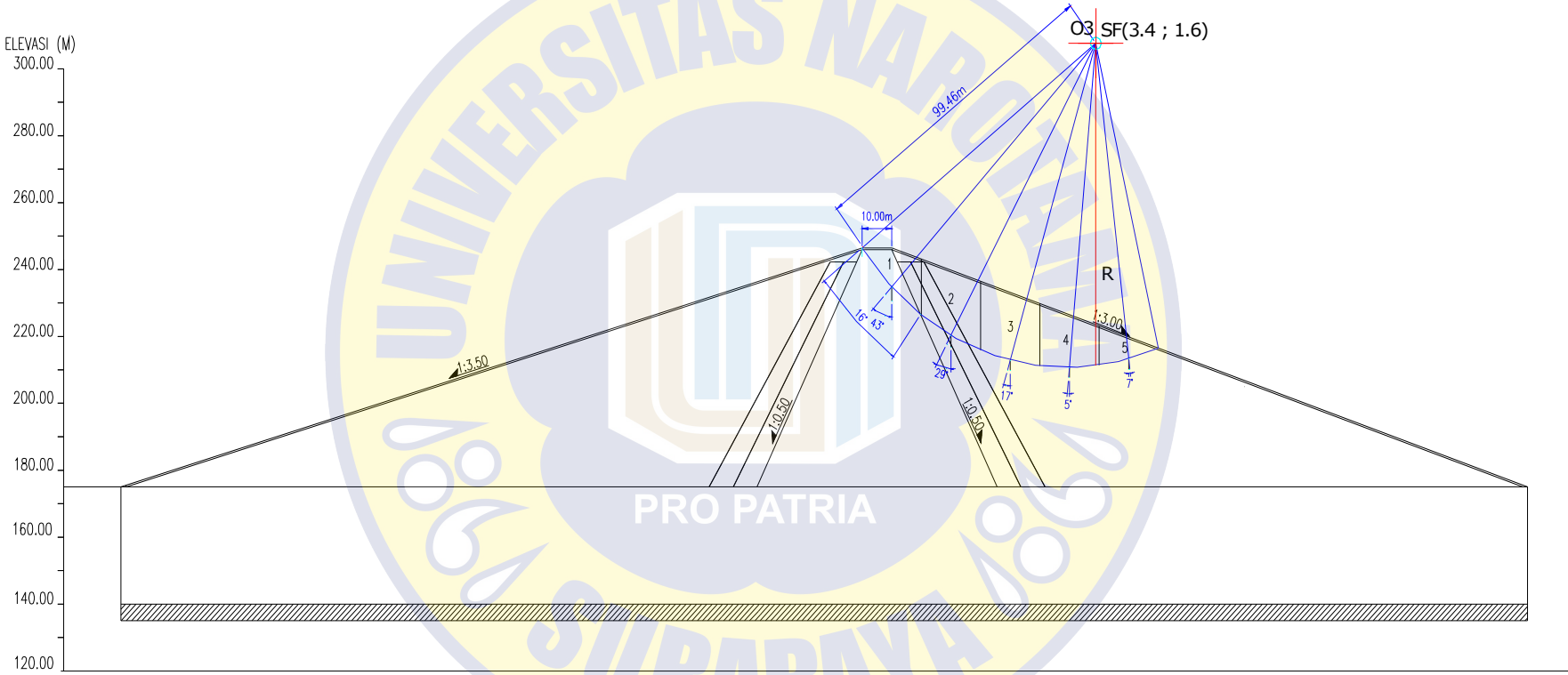
$$\begin{aligned}
 \sin \alpha &= \sin 43^0 \\
 &= 0,68 \\
 \cos \alpha &= \cos 43^0 \\
 &= 0,73 \\
 b &= 20 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= (219,13 + 116,24) \text{ ton} \times 0,68 \\
 &= 228,72 \text{ ton} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= (219,13 + 116,24) \text{ ton} \times 0,73 \\
 &= 245,27 \text{ ton} \\
 e &= 0,15 \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0,15 \times 228,72 \text{ ton} \\
 &= 34,31 \text{ ton} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0,15 \times 245,27 \text{ ton} \\
 &= 36,79 \text{ ton} \\
 u &= 0,34 \\
 U &= u \times \frac{b}{\cos \alpha} \\
 &= 0,34 \times \frac{20}{\cos 43^0} \\
 &= 9,30 \\
 C &= 3,39 \\
 \theta c &= 16^0 \\
 r &= 99,46 \text{ m} \\
 C.L &= \frac{C \times \theta c \times 2\pi \times r}{360} \\
 &= \frac{3.39 \times 16^0 \times 2 \times 3.14 \times 99,46}{360} \\
 &= 94,11
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan pada bidang irisan lainnya ditabelkan pada **Tabel 6.19**.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



# STABILITAS LONGSOR KONDISI SAAT WADUK KOSONG - HILIR



Gambar 6. 18 Bidang longsor pada saat waduk kosong (Hilir)



**Tabel 6. 16** Perhitungan pada bidang irisan pada saat waduk kosong (Hilir)

Irisan	Luas A	$\gamma$	W	Sudut	Cos $\alpha$	T = $W \sin \alpha$	N = $W \cos \alpha$	Ne = $e.T$	Te = $e.N$	b	U = $\frac{u.b}{\cos \alpha}$	Tan $\phi$	(N-Ne-U). Tan $\phi$	(N-U). Tan $\phi$	C.L
	m <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>	$\gamma \times A$	$\alpha$											
1	118.45	1.85	219.13	43.00	0.73	228.72	245.27	34.31	36.79	20.00	9.30	0.31	61.66	235.97	94.11
	86.10	1.35	116.24												
2	384.86	1.85	711.99	29.00	0.87	345.18	622.72	51.78	93.41	20.00	7.77	0.75	1534.57	2108.94	
3	400.80	1.85	741.48	17.00	0.96	216.79	709.08	32.52	106.36	20.00	7.11				
4	311.84	1.85	576.90	-5.00	1.00	-50.28	574.71	-7.54	86.21	20.00	6.83				
5	125.80	1.85	232.73	-7.00	0.99	-28.36	231.00	-4.25	34.65	20.00	6.85				
<b>Jumlah</b>						712.04	2382.78	106.81	357.42		37.86		1596.23	2344.92	94.11



Kontrol stabilitas lereng hilir pada saat waduk kosong dirumuskan sebagai berikut:

➤ Kondisi normal:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U) \times \tan \phi}{T} \\
 &= \frac{94,11 + 2344,92}{712,04} \\
 &= \frac{2439,03}{712,04} \\
 &= 3,4 \geq 1,5 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

➤ Kondisi gempa:

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \phi}{T - Te} \\
 &= \frac{94,11 + 1596,23}{712,04 + 357,42} \\
 &= \frac{1690,33}{1069,46} \\
 &= 1,6 \geq 1,2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

#### 4.16.8 Kesimpulan Stabilitas Longsor Tubuh Bendungan

Dari analisis stabilitas longsor yang telah diperhitungkan sebelumnya, maka analisis stabilitas longsor tubuh bendungan dapat disimpulkan aman terhadap bahaya longsor dan memenuhi persyaratan  $FS \geq 1,2$  (Gempa) dan  $FS \geq 1,5$  (normal). Hasil dapat dilihat pada **Tabel 6.12** sebagai berikut :

**Tabel 6. 17** Tabel rekapitulasi hasil perhitungan stabilitas longsor

Titik		Kondisi			
		Muka air banjir		Waduk kosong	
		Gempa (fs ≥ 1,2)	Normal (fs ≥ 1,5)	Gempa (fs ≥ 1,2)	Normal (fs ≥ 1,2)
Hulu	O1	1.2	1.7	1.3	1.9
	O2	1.18	1.6	1.2	1.7
	O3	1.9	3.3	1.9	3.4
Hilir	O1	1.4	2	1.5	2.2

	O2	1.2	1.5	1.2	1.7
	O3	1.6	2.4	1.6	3.4

#### 4.16.9 Flownet (seepage)

Seperti yang dijelaskan pada bab sebelumnya, bahwa jaringan aliran dibuat untuk menghitung aliran air tanah. Dalam pembuatan jaringan aliran, garis-garis aliran dan ekipotensial digambar sedemikian rupa sehingga garis ekipotensial memotong tegak lurus garis aliran dan elemen-elemen aliran dibuat kira-kira mendekati bentuk bujur sangkar.

**Gambar 6.15** adalah jaringan aliran yang lengkap. Menunjukkan jaringan aliran dalam lapisan tanah tembus air yang isotropik dan lapisan tanah yang kedap air. Dalam penggambaran jaringan aliran perlu diperhatikan kondisi-kondisi batasnya. Pada **Gambar 6.12** keadaan batas yang dipakai adalah sebagai berikut :

1. Permukaan lapisan tembus air pada bagian hulu dan hilir dari tubuh bendungan (garis AB dan DE) adalah garis-garis ekipotensial
  2. Karena AB dan DE adalah garis-garis ekipotensial, semua garis-garis aliran memotongnya tegak lurus.
  3. Batas lapisan kedap air, yaitu garis AD, adalah garis aliran ; begitu juga lapisan permukaan pondasi kedap air/batuan, yaitu garis FG.
  4. Garis-garis ekipotensial memotong garis aliran pada garis AD dan FG tegak lurus.
- Perhitungan rembesan/kapasitas filtrasi yang didasarkan dari jaringan trayektori aliran filtrasi pada **Gambar 4.15** adalah sebagai berikut :

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \cdot k \cdot H \cdot L$$

$$\left. \begin{array}{l} N_p = 34 \\ N_f = 13 \end{array} \right\} \text{ Didapatkan dari jaringan trayektori aliran}$$

$$K = 2,1 \times 10^{-7} \text{ cm/detik} = 0,000181 \text{ m/hari}$$

$$H = 67,96 \text{ meter}$$

$$L = 471,24 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned} Q \text{ sungai rata-rata} &= 1,32 \text{ m}^3/\text{det} = 1\% \times 1,32 \text{ m}^3/\text{det} \\ &= 0,0132 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$Q_f = \frac{13}{34} \times 0,000181 \times 67,96 \times 471,24$$

$$Q_f = 2,22 \text{ m}^3/\text{hari} = 2,56 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{det} < 1\% Q \text{ sungai rata-rata } (0,0132 \text{ m}^3/\text{det})$$

- Untuk perhitungan kapasitas aliran per unit panjang bendungan, dengan menggunakan rumus yang didasarkan pada anggapan, bahwa garis-garis trayektori aliran filtrasi merupakan bidang-bidang berbentuk persegi panjang ( $B/T \geq 1$ ) (sosrodarsono:2002).

$$q = k \cdot H \frac{T}{B+T}$$

T = Ketebalan lapisan pondasi yang diperhitungkan

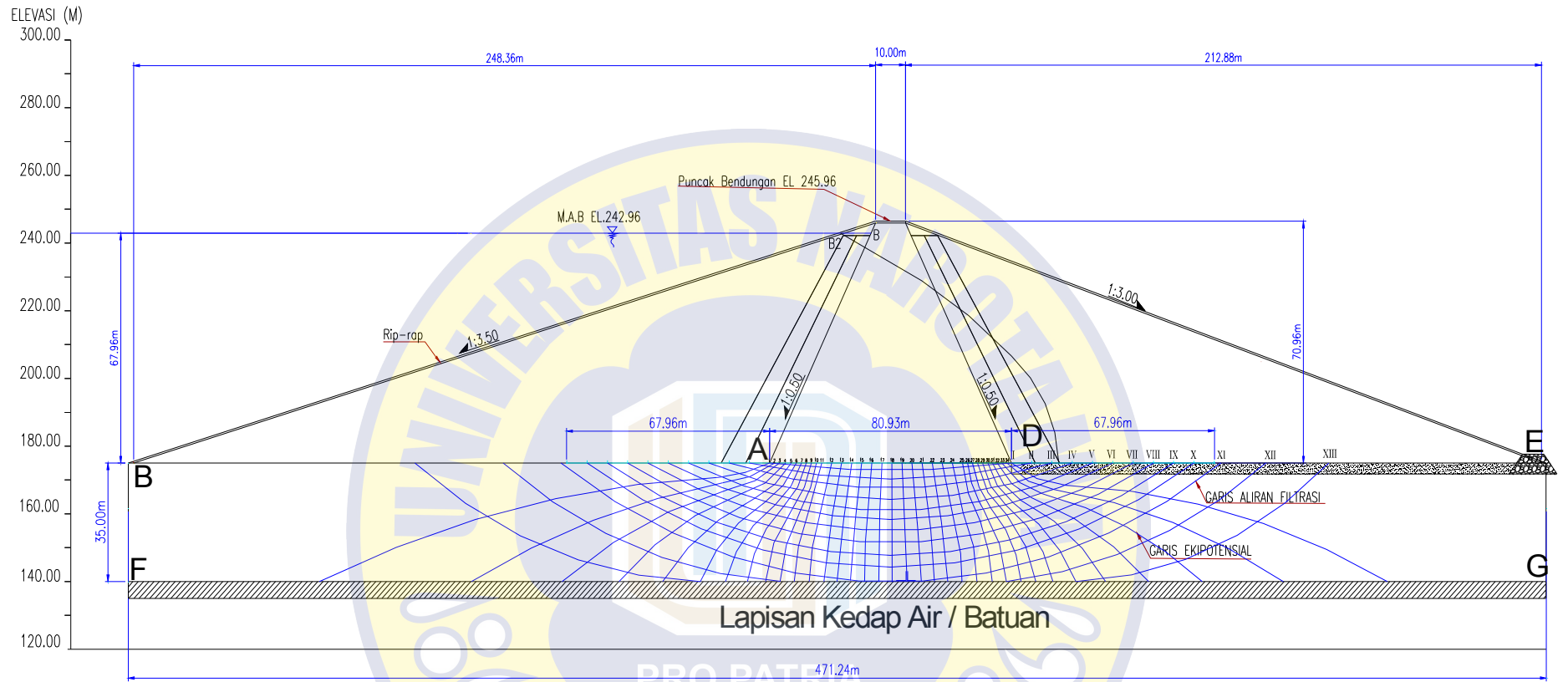
B = Lebar lapisan kedap air

$$q = 0,000181 \times 67,96 \times \frac{35}{80,93 + 35}$$

$$q = 0,00371 \text{ m}^3/\text{hari/meter}$$

Jadi, dari perhitungan di atas kapasitas filtrasi atau rembesan pada bendungan tugu adalah sebesar  $2,28 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{det}$ .





Gambar 6. 19 Flownet jaringan trayektori aliran filtrasi