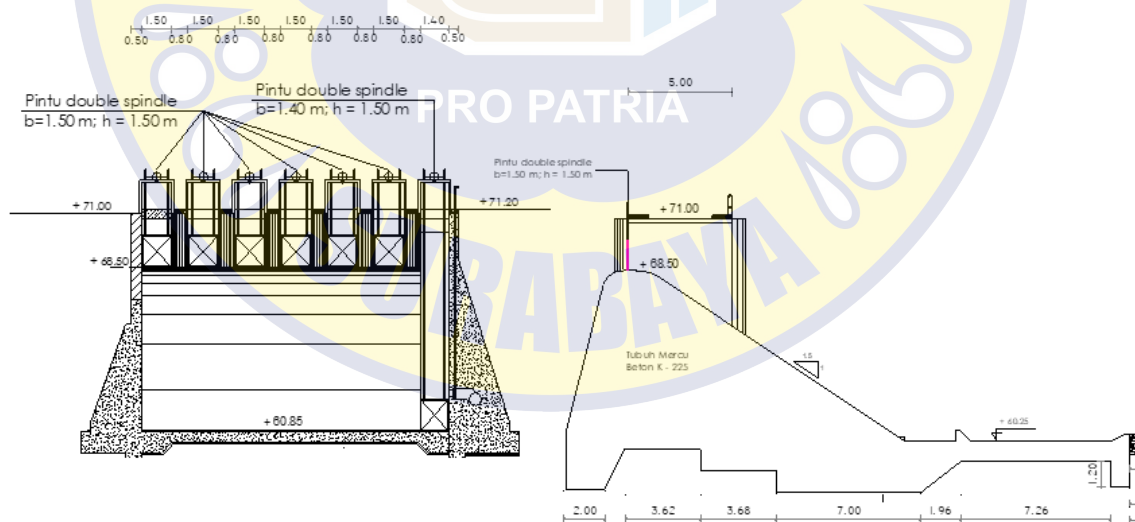


## BAB IV

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Deskripsi Masalah

Pintu pelimpah utama Embung Tirawan berfungsi sebagai pengatur elevasi muka air genangan. Operasi bukaan pintu dilakukan berdasarkan kondisi cuaca, musim, dan kondisi elevasi muka air genangan. Operasi bukaan pintu ditujukan untuk menjaga volume tampungan waduk semaksimal mungkin sebagai cadangan air baku khususnya di waktu masuk musim kemarau yaitu dengan menutup pintu agar muka air terjaga di elevasi + 70.00 m (muka air normal 2 / MAN.2). Sebaliknya pada musim penghujan pintu dibuka dengan tujuan elevasi muka air rata dengan elevasi mercu pelimpah di elevasi + 68.50 m (muka air normal 1 / MAN.1) sehingga bila terjadi banjir maka pelimpah utama dapat mengeluarkan debit banjir dengan kapasitas maksimal. Maka elevasi muka air di antara MAN.1 dan MAN.2 merupakan tampungan tambahan air baku yang merupakan bagian dari tampungan efektif waduk.



Gambar 4.1. Potongan Pelimpah Utama Embung Tirawan

Dengan kejadian runtuhnya tubuh embung akibat overtopping yang disebabkan adanya masalah dalam operasi pintu pelimpah utama maka perlu

ditambahkan pelimpah darurat untuk menambah factor keamanan operasi pintu pelimpah. Pelimpah darurat direncanakan agar dapat mengalirkan debit banjir awal sebelum hidrograf banjir sampai pada debit puncak berdasarkan analisis hidrograf banjir. Dan pada masa tenggang kejadian awal banjir hingga debit puncak (time lag) direncanakan system operasi bukaan pintu pelimpah agar puncak banjir tetap mengalir melalui kedua pelimpah dengan aman tanpa mengalami overtopping.

Di lain sisi, operasi bukaan pintu harus dilakukan sedemikian rupa agar pada saat debit banjir mengecil yang ditandai dengan semakin menurunnya tinggi limpasan diatas mercu pelimpah maka pintu pelimpah segera diturunkan agar elevasi muka air setelah semua pintu tertutup tetap berada di atas + 68.50 m (MAN.1). Maka elevasi mercu pelimpah darurat direncanakan berada di atas elevasi mercu pelimpah utama (MAN.1) dan berada di bawah elevasi MAN.2 yaitu + 70.00 m. Hal tersebut dimaksudkan untuk kembali memanfaatkan pintu pelimpah utama untuk mengatur elevasi muka air dan volume tampungan waduk dengan faktor keamanan yang lebih tinggi. Sehingga masih tersedia tampungan tambahan untuk cadangan air baku meskipun lebih kecil dari tampungan tambahan pada kondisi MAN.2. Dengan demikian rencana elevasi mercu pelimpah darurat menjadi factor penting dalam perencanaan dimensi pelimpah darurat. Faktor lain yang berpengaruh dalam perencanaan dimensi pelimpah darurat diantaranya : debit banjir, kondisi tataguna lahan daerah aliran sungai (DAS), jumlah penduduk, kebutuhan air baku, tampungan waduk dan system operasi pintu pelimpah utama.

## **4.2. Analisis Data**

### **4.2.1. Analisis Hidrologi**

#### **4.2.1.1. Analisis Curah Hujan Desain**

##### **a. Data Hujan**

Data hujan yang digunakan dalam analisa hidrologi di DAS Tirawan ini diperoleh dari Stasiun Meteorologi Gusti Syamsir Alam yang merupakan stasiun terdekat dan dianggap mewakili daerah pengaliran. Data yang digunakan sebanyak 11 tahun (2009-2019) yang selanjutnya digunakan untuk menentukan curah hujan rerata daerah karena merupakan satu-satunya stasiun yang terdekat dengan lokasi penelitian.

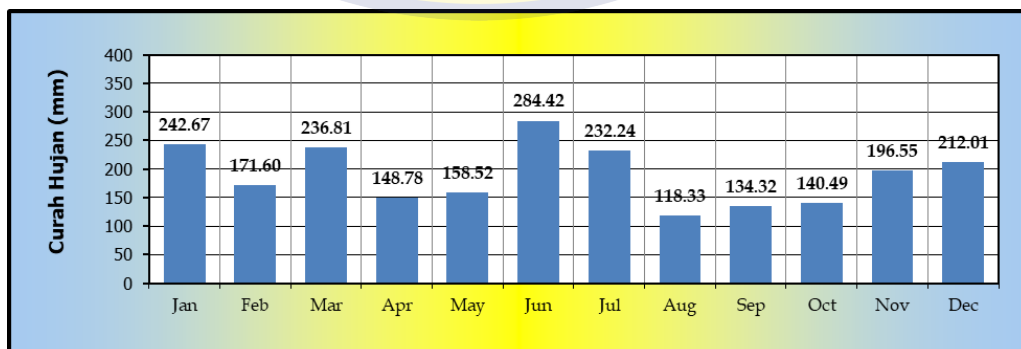


Gambar 4.2. Lokasi Stasiun Meteorologi (Sumber: Google Earth)

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan daerah yang dinyatakan dalam millimeter. Rekapitulasi curah hujan rerata dan maksimum daerah DAS Tirawan seperti terlihat pada tabel berikut.

Tabel 4.1. Curah Hujan Rerata Daerah (mm)

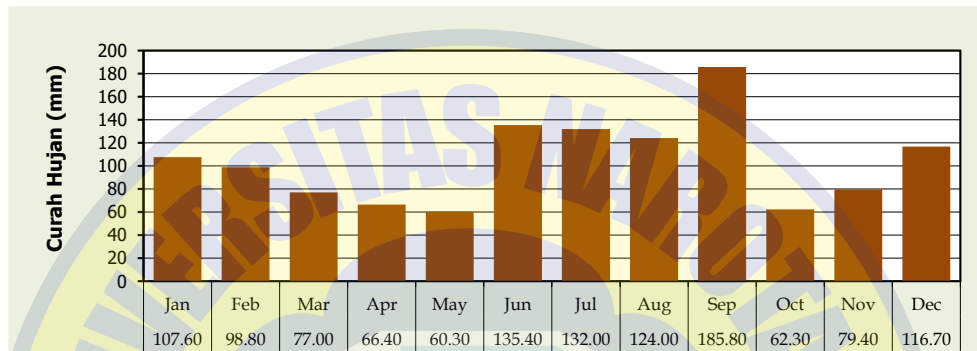
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Jumlah
2009	360.40	217.80	182.80	119.90	105.60	74.00	57.90	11.30	1.50	100.30	345.80	291.00	1868.30
2010	396.60	188.20	239.90	216.30	293.70	535.00	932.40	327.10	385.80	394.20	230.00	208.00	4347.20
2011	410.30	142.60	228.80	292.00	93.50	52.60	189.10	10.30	181.80	218.90	106.20	176.20	2102.30
2012	259.20	107.50	119.52	85.18	102.36	259.62	288.65	129.61	181.77	135.51	134.73	89.34	1892.99
2013	249.60	243.90	386.00	131.50	163.00	232.20	331.60	262.10	371.40	104.20	349.40	258.60	3083.50
2014	151.10	184.20	373.10	100.40	185.50	268.00	37.10	212.00	66.50	20.30	104.50	308.50	2011.20
2015	87.50	20.90	132.93	85.94	103.47	259.62	9.40	20.30	0.00	4.00	135.20	286.30	1145.57
2016	120.60	148.90	340.90	177.80	130.80	158.30	66.90	101.90	182.20	237.30	192.60	201.00	2059.20
2017	303.50	263.10	149.80	105.80	327.30	411.50	411.50	119.30	49.70	178.10	165.40	101.80	2586.80
2018	86.80	141.70	229.70	71.20	131.00	381.00	183.80	94.20	49.50	72.90	218.90	222.80	1883.50
2019	243.80	228.80	221.50	250.60	107.50	496.80	46.30	13.50	7.40	79.70	179.30	188.60	2063.80
Rerata	242.67	171.60	236.81	148.78	158.52	284.42	232.24	118.33	134.32	140.49	196.55	212.01	2276.76



Gambar 4.3. Curah hujan rerata Daerah

Tabel 4.2. Curah Hujan Maksimum Daerah

Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Max
2009	107.60	34.60	35.30	24.60	35.70	24.20	12.00	6.00	1.20	44.80	79.00	45.60	107.60
2010	100.20	46.50	75.90	22.70	58.40	66.90	132.00	124.00	69.90	62.30	79.40	36.50	132.00
2011	101.00	37.30	31.50	66.40	17.30	18.10	103.20	4.90	71.40	52.50	24.40	29.00	103.20
2012	55.70	16.00	22.86	18.70	21.37	38.57	42.15	36.57	58.11	24.96	21.05	28.20	58.11
2013	52.50	50.90	63.50	62.40	60.30	80.60	55.20	62.70	185.80	58.90	64.60	68.10	185.80
2014	31.60	47.10	48.50	14.00	32.80	62.00	15.10	86.20	43.00	7.00	25.00	44.20	86.20
2015	45.30	18.50	25.22	19.16	21.22	38.33	4.80	8.30	0.00	4.00	44.10	116.70	116.70
2016	46.00	42.30	64.10	50.00	39.50	37.50	21.80	31.00	51.80	60.00	54.60	46.30	64.10
2017	103.40	98.80	22.80	32.50	60.00	83.90	83.90	24.40	14.40	57.50	40.70	30.30	103.40
2018	43.80	29.40	77.00	32.10	42.30	103.00	93.60	26.80	14.70	16.60	46.00	44.90	103.00
2019	51.60	47.30	39.20	33.50	42.80	135.40	25.90	8.10	7.40	31.00	53.10	46.60	135.40
Max	107.60	98.80	77.00	66.40	60.30	135.40	132.00	124.00	185.80	62.30	79.40	116.70	185.80



Gambar 4.4. Grafik Curah Hujan Maksimum Daerah

#### b. Data Karakteristik DAS

Berikut karakteristik DAS Tirawan :

1. Luas DAS : 3.42 km<sup>2</sup>
2. Panjang Sungai Utama : 2.8 km
3. Elevasi Hulu : 211 m dpl
4. Elevasi Hilir : 62 m dpl
5. Kemiringan Sungai : 0.0532
6. Tata Guna Lahan : hutan

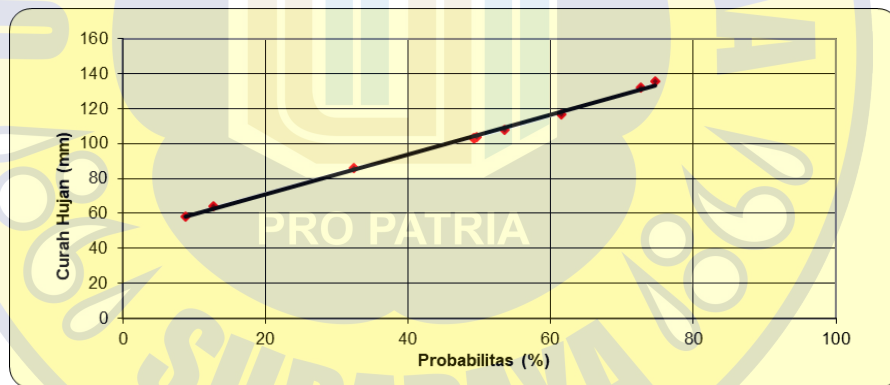


Gambar 4.5. Peta DAS Embung Tirawan (Sumber : Google Earth)

c. Analisa Distribusi Frekuensi Metode EJ. Gumbel

Tabel 4.3. Analisis Hujan Rancangan Metode EJ Gumbel

NO	TAHUN	CURAH HUJAN	$[X - X_{rt}]^2$	$[X - X_{rt}]^3$	$[X - X_{rt}]^4$
		( mm )			
1	2012	58.114	2557.261	-129319.049	6539582.196
2	2016	64.10	1987.650	-88615.506	3950750.736
3	2014	86.20	505.488	-11364.922	255518.264
4	2018	103.0	32.297	-183.547	1043.110
5	2011	103.20	30.064	-164.843	903.843
6	2017	103.40	27.911	-147.454	779.011
7	2009	107.60	1.173	-1.270	1.376
8	2015	116.70	64.271	515.259	4130.796
9	2010	132.0	543.680	12676.941	295587.429
10	2019	135.40	713.795	19070.408	509502.868
11	2013	185.80	5947.022	458616.110	35367069.432
Jumlah		1195.514	12410.611	261082.126	46924869.061
Rerata x		108.683	1128.237		
Maksimum		185.800	5947.022		
Minimum		58.114	1.173		
Deviasi		35.229	1814.463		
n		11	11		
Koefisien Skewness (Cs):		0.730			
Koefisien Kurtosis (Ck) :		5.120			



Gambar 4.6. Plotting Data Sebaran Metode EJ Gumbel

Hubungan Jumlah Data, Reduced Mean ( $Y_n$ ) dan Reduced Standard Deviation ( $S_n$ )

Data	11
$S_n$	0.968
$Y_n$	0.500
$1/a$	36.41
$b$	90.49
$X_t$	$b + 1/a * Y_t$
$Y_t$	$-\ln(-\ln(T-1)/T)$



Tabel 4.4. Hujan Rancangan Metode EJ Gumbel

NO	PERIODE ULANG ( T )	REDUCED VARIATE	HARGA EKSTRAPOLASI, (X <sub>t</sub> )
	( tahun )	( Y <sub>t</sub> )	( mm )
1	1.25	-0.476	73.167
2	2	0.367	103.838
3	5	1.500	145.104
4	10	2.250	172.426
5	20	2.970	198.633
6	25	3.199	206.947
7	50	3.902	232.557
8	100	4.600	257.977
9	500	6.214	316.721
10	1000	6.907	341.975

Tabel 4.5. Uji Chi- Square

Jumlah Kelas :

$$K = 1 + \frac{3,322 - \text{Log } P}{4}$$

$$K = 4$$

$$\text{Derajat Bebas ( n )} = K - h - 1 ; h = 2$$

Derajat Bebas ( n ) 1.00

Signifikan (a, %) 5.00

D kritis 3.84

Expected Frequency 2.75

NO	PROBABILITY ( P )	EXPECTED FREQUENCY ( Ef )	OBSERVED FREQUENCY ( Of )	Ef - Of	( Ef - Of ) <sup>2</sup>
1	0.00 < P <= 25.00	2.750	2	0.750	0.563
2	25.00 < P <= 50.00	2.750	4	1.250	1.563
3	50.00 < P <= 75.00	2.750	4	1.250	1.563
4	75.00 < P <= 100.00	2.750	1	1.750	3.063
JUMLAH		11.00	11.00		6.75

D KRITIS

3.841

X<sub>2</sub> hitung

2.455

KESIMPULAN

**HIPOTESA CHI SQUARE DITERIMA**

d. Analisa Distribusi Frekuensi Metode Log Person III

Tabel 4.6. Uji Smirnov – Kolmogorof

NO	X ( mm )	PROB-DISTR EMPIRIS, Pe ( % )	PROB-DISTR TEORITIS, Pt ( % )	D Pe-Pt ( % )
1	58.114	8.333	8.772	0.439
2	64.100	16.667	12.687	3.980
3	86.200	25.000	32.460	7.460
4	103.000	33.333	49.200	15.867
5	103.200	41.667	49.391	7.725
6	103.400	50.000	49.583	0.417
7	107.600	58.333	53.521	4.812
8	116.700	66.667	61.456	5.211
9	132.000	75.000	72.629	2.371
10	135.400	83.333	74.729	8.604
11	185.800	91.667	92.963	1.296
Delta Max (%)				15.867

Sumber : Perhitungan

**UJI SMIRNOV KOLMOGOROF**

Data

11

Signifikansi (a , %)

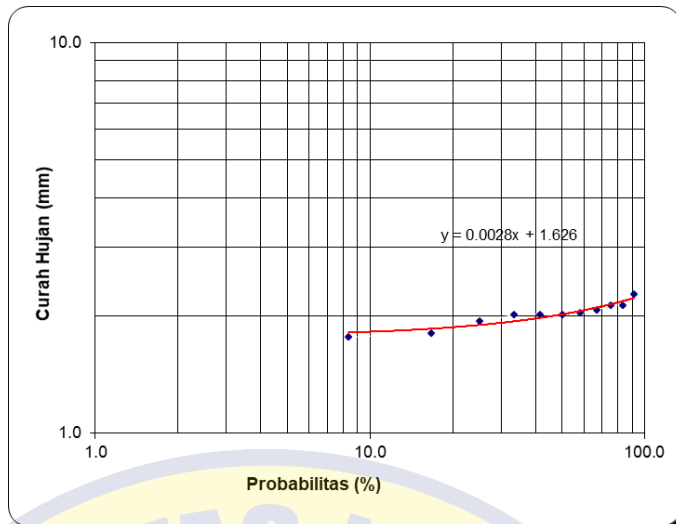
5.00 %

KESIMPULAN :

**DITERIMA**

Tabel 4.7. Analisis Hujan Rancangan Log Person Type III

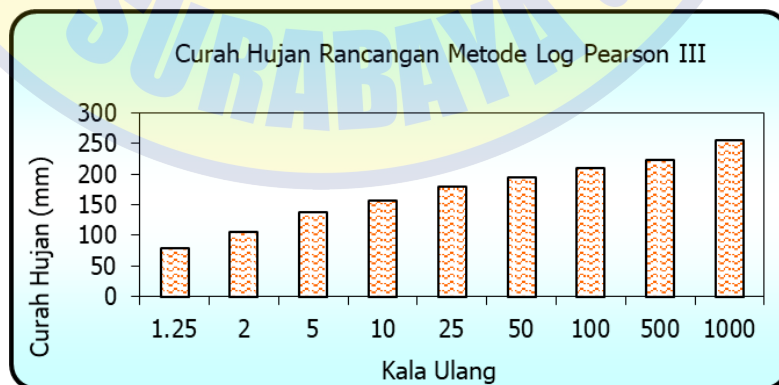
No	Xi (mm)	Log Xi (mm)	Log Xi - Log X̄ (mm)	(Xi - X̄) <sup>2</sup> (mm) <sup>2</sup>	(Xi - X̄) <sup>3</sup> (mm) <sup>3</sup>	(Xi - X̄) <sup>4</sup> (mm) <sup>4</sup>
1	58.11	1.764	-0.251	0.063	-0.016	0.004
2	64.10	1.807	-0.208	0.043	-0.009	0.002
3	86.20	1.936	-0.080	0.006	-0.001	0.000
4	103.00	2.013	-0.002	0.000	0.000	0.000
5	103.20	2.014	-0.002	0.000	0.000	0.000
6	103.40	2.015	-0.001	0.000	0.000	0.000
7	107.60	2.032	0.017	0.000	0.000	0.000
8	116.70	2.067	0.052	0.003	0.000	0.000
9	132.00	2.121	0.105	0.011	0.001	0.000
10	135.40	2.132	0.116	0.014	0.002	0.000
11	185.80	2.269	0.254	0.064	0.016	0.004
<b>S Log Xi</b>		22.17				
<b>Log X rata-rata</b>		2.02				
<b>Sd</b>		0.1431				
<b>Cs</b>		-0.2558				



Gambar 4.7. Plotting Data Sebaran Metode Log Person III

Tabel 4.8. Hujan Rancangan Log Person Type III

Kala Ulang	P	Log Xi	Sd	G	G . Sd	Log Xt	Xt (mm)
	(%)						
1.25	80	2.015	0.1431	-0.8267	-0.1183	1.8970	78.8782
2	50	2.015	0.1431	0.0425	0.0061	2.0213	105.0349
5	20	2.015	0.1431	0.8517	0.1219	2.1371	137.1301
10	10	2.015	0.1431	1.2508	0.1790	2.1942	156.4022
25	4	2.015	0.1431	1.6594	0.2375	2.2527	178.9444
50	2	2.015	0.1431	1.9143	0.2739	2.2892	194.6277
100	1	2.015	0.1431	2.1367	0.3058	2.3210	209.4267
500	0.2	2.015	0.1431	2.3356	0.3342	2.3495	223.6085
1000	0.1	2.015	0.1431	2.7347	0.3914	2.4066	255.0394



Gambar 4.8. Curah Hujan Rancangan Metode Log Person III



#### 4.2.1.2. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

##### a. Uji Distribusi Probabilitas Chi-Square

Tabel 4.9. Uji Kesesuaian Distribusi Chi-Square

JUMLAH KELAS :

$$K = 1 + 3,322 \text{ Log } P$$

$$K = 4$$

JUMLAH DATA  
DERAJAT BEBAS ( n ) = K - h - 1 ; h = 2

$$= 1$$

SIGNIFIKAN ( a, % ) = 5

D KRITIS = 3.84

EXPECTED FREQUENCY (EF) = 2.75

NO	X ( mm )	PROBABILITAS DISTRIBUSI EMPIRIS, Pe ( % )	PROBABILITAS DISTRIBUSI TEORITIS, Pt ( % )	D Pe-Pt ( % )
1	58.11	8.33	95.20	86.86
2	64.10	16.67	91.84	75.18
3	86.20	25.00	70.70	45.70
4	103.00	33.33	52.05	18.72
5	103.20	41.67	51.85	10.18
6	103.40	50.00	51.64	1.64
7	107.60	58.33	47.29	11.05
8	116.70	66.67	38.15	28.52
9	132.00	75.00	24.29	50.71
10	135.40	83.33	21.43	61.90
11	185.80	91.67	3.11	88.56

Tabel 4.10. Perhitungan Chi-Square

NO	PROBABILITY ( P )	EXPECTED FREQUENCY ( Ef )	OBSERVED FREQUENCY ( Of )	Ef - Of	(Ef - Of) <sup>2</sup>
1	0.00 < P <= 25.00	2.8	3	0.25	0.06
2	25.00 < P <= 50.00	2.8	2	0.75	0.56
3	50.00 < P <= 75.00	2.8	4	1.25	1.56
4	75.00 < P <= 100.00	2.8	2	0.75	0.56
JUMLAH		11.00	11.00		2.75
D Kritis		3.84			
D hitung		1.00			
KESIMPULAN		Diterima			

**b. Uji Distribusi Probabilitas Smirnov – Kolmogorov**

Tabel 4.11. Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov – Kolmogorov

No	Xi	Log Xi	G	Pr	Px	Sn	Sn - Px
	(mm)			(%)			
1	58.11	1.76	-1.75	95.20	0.05	0.06	0.01
2	64.10	1.81	-1.46	91.84	0.08	0.13	0.04
3	86.20	1.94	-0.56	70.70	0.29	0.19	0.11
4	103.00	2.01	-0.02	52.05	0.48	0.25	0.23
5	103.20	2.01	-0.01	51.85	0.48	0.31	0.17
6	103.40	2.01	-0.01	51.64	0.48	0.38	0.11
7	107.60	2.03	0.12	47.29	0.53	0.44	0.09
8	116.70	2.07	0.36	38.15	0.62	0.50	0.12
9	132.00	2.12	0.74	24.29	0.76	0.56	0.19
10	135.40	2.13	0.81	21.43	0.79	0.63	0.16
11	185.80	2.27	1.77	3.11	0.97	0.69	0.28
<b>Log Xi</b>		2.02					
<b>Sd</b>		0.14					
<b>Cs</b>		-0.26					
D KRITIS (a = 5%)		0.39					
D hitung		0.28					
KESIMPULAN		Diterima					

**4.2.1.3. Uji Pemilihan Distribusi Frekuensi**

Tabel 4.12. Pemilihan Distribusi Frekuensi

No	Xi	Xi - X	(Xi - X) <sup>2</sup>	(Xi - X) <sup>3</sup>	(Xi - X) <sup>4</sup>
	(mm)	(mm)	(mm) <sup>2</sup>	(mm) <sup>3</sup>	(mm) <sup>4</sup>
1	58.11	-50.5694	2557.2607	-129319.0490	6539582.1963
2	64.10	-44.5831	1987.6496	-88615.5061	3950750.7358
3	86.20	-22.4831	505.4881	-11364.9220	255518.2638
4	103.00	-5.6831	32.2972	-183.5471	1043.1098
5	103.20	-5.4831	30.0640	-164.8427	903.8432
6	103.40	-5.2831	27.9108	-147.4543	779.0105
7	107.60	-1.0831	1.1730	-1.2705	1.3760
8	116.70	8.0169	64.2713	515.2587	4130.7963
9	132.00	23.3169	543.6795	12676.9410	295587.4292
10	135.40	26.7169	713.7947	19070.4076	509502.8684
11	185.80	77.1169	5947.0219	458616.1100	35367069.4315
	Σ =	1195.51	95094.67	261082.13	46924869.06
	<b>X rata-rata =</b>	108.68			
	<b>Sd =</b>	35.23			
	<b>Ck =</b>	5.1200			
	<b>Cs =</b>	0.7299		Cs/Cv =	2.2517
	<b>Cv =</b>	0.3241			

Syarat Pemilihan Distribusi ( Sri Harto)

No	Distribusi	Syarat	Keterangan
1	Normal	$C_s \sim 0$	Jika analisis ekstrim tidak ada yang
2	Log Normal	$C_s/C_v \sim 3$	memenuhi syarat tersebut,
3	Gumbel Type I	$C_s \sim 1,1396$ $C_k \sim 5,4002$	maka digunakan Distribusi Log Pearson Type III

#### 4.2.1.4. Analisis Debit Banjir Desain

Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode Unit Hidrograf Nakayasu. Data karakteristik DAS :

- Luas DPS = 3.42 km<sup>2</sup>
- Panjang sungai utama = 2.8 km
- Hujan Satuan (Ro) = 1 mm
- Koefisien pengaliran = 0.8
- Alfa (a) = 2
- Time lag (tg) : waktu antara hujan sampai debit puncak banjir  
Untuk Sungai yang mempunyai panjang < 15 km  

$$T_g = 0,21 L^{0,70}$$

$$= 0.432 \text{ jam}$$
- Satuan waktu hujan (Tr), ditentukan dengan rumus  

$$T_r = (0,5 \sim 1,0) \times T_g$$

$$= 0.324 \text{ jam}$$
- Tenggang waktu permulaan hujan sampai puncak banjir (Tp) dengan rumus :  

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

$$= 0.691 \text{ jam}$$
- Penurunan debit puncak sampai menjadi 30 % (T 0,3) dengan rumus :  

$$T_{0,3} = a \times t_g$$

$$= 0.863 \text{ jam}$$
- Menghitung debit puncak dengan rumus sebagai berikut :  

$$Q_p = (C . A . R_o) / 3,6 . (0,3 T_p + T_{0,3})$$

$$= 0.710 \text{ m}^3/\text{det}$$

Kurva naik : 0 < T < 0.691 jam  
 Kurva turun 1 : 0.691 < T < 1.554 jam

Kurva turun 2 : 1.554 < T < 2.850 jam

Kurva turun 3 : 2.850 < T < 24.000 jam

Tabel 4.13. Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

(Sumber : hasil analisis )

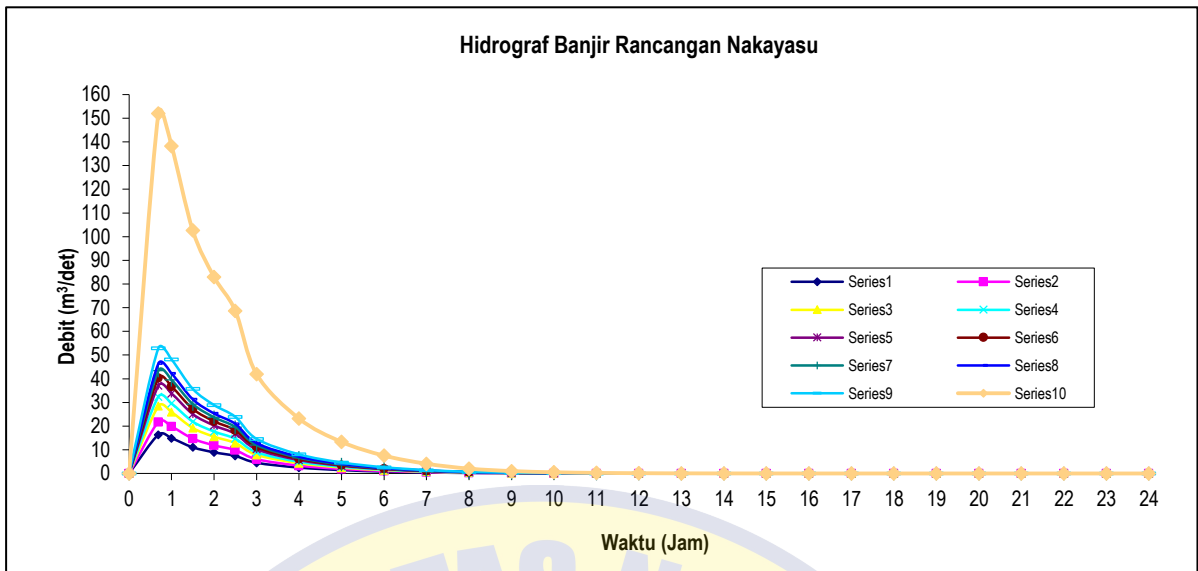
t (Jam)	Q banjir 1.25 th (m <sup>3</sup> /dt)	Q banjir 2 th (m <sup>3</sup> /dt)	Q banjir 5 th (m <sup>3</sup> /dt)	Q banjir 10 th (m <sup>3</sup> /dt)	Q banjir 25 th (m <sup>3</sup> /dt)	Q banjir 50 th (m <sup>3</sup> /dt)	Q banjir 100 th (m <sup>3</sup> /dt)	Q banjir 500 th (m <sup>3</sup> /dt)	Q banjir 1000 th (m <sup>3</sup> /dt)	Q banjir PMP (m <sup>3</sup> /dt)
0.00	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000
0.69	16.366	21.793	28.453	32.451	37.128	40.382	43.453	46.396	52.917	152.010
1.00	14.891	19.829	25.889	29.527	33.783	36.743	39.537	42.215	48.148	138.311
1.50	11.046	14.709	19.204	21.903	25.060	27.256	29.329	31.315	35.716	102.599
2.00	8.937	11.901	15.538	17.721	20.275	22.052	23.729	25.336	28.897	83.011
2.50	7.399	9.852	12.862	14.670	16.784	18.255	19.644	20.974	23.922	68.718
3.00	4.521	6.020	7.860	8.965	10.257	11.156	12.004	12.817	14.618	41.993
4.00	2.498	3.326	4.342	4.952	5.666	6.163	6.631	7.081	8.076	23.198
5.00	1.436	1.913	2.497	2.848	3.259	3.544	3.814	4.072	4.644	13.341
6.00	0.812	1.082	1.412	1.611	1.843	2.004	2.157	2.303	2.627	7.545
7.00	0.443	0.589	0.770	0.878	1.004	1.092	1.175	1.255	1.431	4.112
8.00	0.220	0.294	0.383	0.437	0.500	0.544	0.585	0.625	0.713	2.048
9.00	0.110	0.146	0.191	0.218	0.249	0.271	0.291	0.311	0.355	1.020
10.00	0.055	0.073	0.095	0.108	0.124	0.135	0.145	0.155	0.177	0.508
11.00	0.027	0.036	0.047	0.054	0.062	0.067	0.072	0.077	0.088	0.253
12.00	0.014	0.018	0.024	0.027	0.031	0.033	0.036	0.038	0.044	0.126
13.00	0.007	0.009	0.012	0.013	0.015	0.017	0.018	0.019	0.022	0.063
14.00	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.008	0.009	0.010	0.011	0.031
15.00	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.004	0.005	0.005	0.016
16.00	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.008
17.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.004
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabel 4.14. Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu

(Sumber : hasil analisis )

No.	Kala Ulang Tahun	Q banjir Rancangan (m <sup>3</sup> /dt)
1	1.25	16.366
2	2	21.793
3	5	28.453
4	10	32.451
5	25	37.128
6	50	40.382
7	100	43.453
8	500	46.396
9	1000	52.917
10	PMP	152.010

1.25 Q100 = 54.316



Gambar 4.9. Hidrograf Banjir Rancangan Nakayasu

#### 4.2.2. Analisis Hidrolika Pelimpah

Pada penelitian ini pelimpah darurat direncanakan menggunakan pelimpah Tipe II dengan pertimbangan kondisi lokasi pekerjaan dan tinggi tubuh embung eksisting. Analisis hidrolika pelimpah dilakukan pada pelimpah utama dan rencana pelimpah darurat untuk mengetahui hubungan debit pengeluaran terhadap tinggi muka air di atas pelimpah.

##### a. Analisis Hidrolika Pelimpah Utama

Pada pelimpah utama dilakukan analisis hidrolika hubungan debit pengeluaran dengan tinggi bukaan pintu. Pelimpah utama memiliki 6 buah pintu pengatur dengan data operasi bukaan pintu dan debit pengeluaran pada tiap pintu sebagai berikut :

Tabel 4.15. Data Operasi Pintu Pengatur Pelimpah Utama  
(Sumber : hasil analisis )

DATA OPERASI PINTU PENGATUR					
Lebar Pintu		: 1.50 m (jumlah pintu 6 unit)			
Tinggi Bukaannya Pintu		: 2.50 m			
Elevasi Dasar Pintu		: 68.50 dpl			
Elevasi Puncak Embung		: 71.00 m			
Tinggi Bukaannya Pintu, a (m)	Luas Bukaannya Pintu, A (m <sup>2</sup> )	Data Simulasi Elevasi Muka Air & Debit (Q, m <sup>3</sup> /dt)			
		69.00 dpl	69.50 dpl	70.00 dpl	70.50 dpl
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.05	0.075	0.137	0.197	0.242	0.280
0.10	0.150	0.256	0.389	0.480	0.557
0.15	0.225	0.000	0.564	0.714	0.830
0.20	0.300	0.466	0.725	0.937	1.099
0.25	0.375	0.559	0.880	1.136	1.365
0.30	0.450	0.649	1.031	1.332	1.597
0.35	0.525	0.729	1.177	1.523	1.825
0.40	0.600	0.801	1.317	1.711	2.050
0.45	0.675	0.862	1.453	1.894	2.272
0.50	0.750	0.914	1.582	2.074	2.490
0.55	0.825		1.711	2.249	2.705
0.60	0.900		1.834	2.420	2.917
0.65	0.975		1.952	2.587	3.124
0.70	1.050		2.062	2.749	3.328
0.75	1.125		2.167	2.907	3.529
0.80	1.200		2.264	3.066	3.726
0.85	1.275		2.355	3.221	3.919
0.90	1.350		2.439	3.370	4.108
0.95	1.425		2.515	3.515	4.294
1.00	1.500		2.584	3.654	4.476
1.05	1.575			3.789	4.660
1.10	1.650			3.918	4.840
1.15	1.725			4.042	5.017
1.20	1.800			4.160	5.189
1.25	1.875			4.273	5.356
1.30	1.950			4.380	5.520
1.35	2.025			4.481	5.679
1.40	2.100			4.576	5.833
1.45	2.175			4.665	5.983
1.50	2.250			4.747	6.128
1.55	2.325				6.269
1.60	2.400				6.405
1.65	2.475				6.536
1.70	2.550				6.662
1.75	2.625				6.783
1.80	2.700				6.899
1.85	2.775				7.009
1.90	2.850				7.115
1.95	2.925				7.214
2.00	3.000				7.309

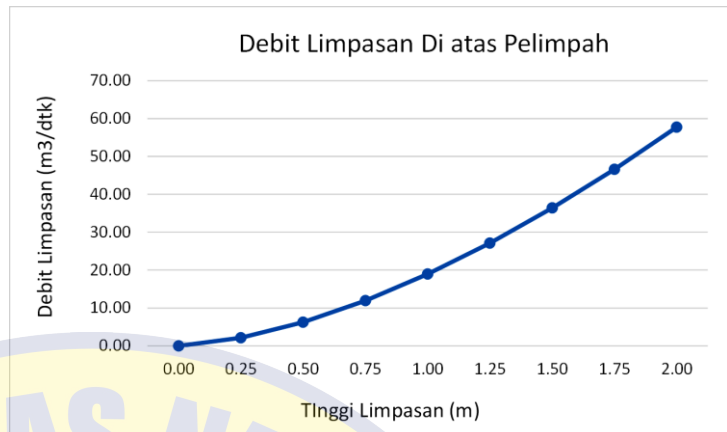
**b. Analisis Hidrolika Pelimpah Darurat**

Pada pelimpah darurat dilakukan analisis hidrolika hubungan debit pengeluaran dengan variasi lebar dan elevasi mercu pelimpah untuk memperoleh persamaan lengkung debit pengeluaran. Pada tahap awal di ambil lebar pelimpah 10 m , 15 m dan 20 m dengan elevasi mercu pada + 69.00 m dengan hasil analisis sebagai berikut :



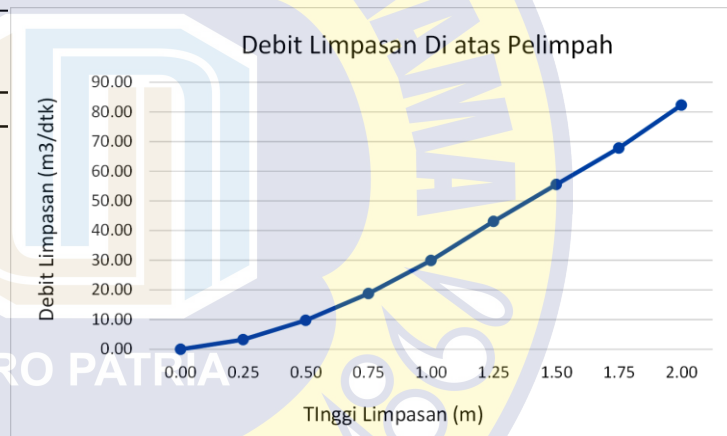
Tabel 4.16. Hubungan Elevasi Air Waduk dengan Debit Pelimpah (Q) , B : 10 m  
(Sumber : hasil analisis )

Elevasi MA (m)	H (m)	QSpill. (m3/det)
1	2	3
69.00	0.00	0.00
69.25	0.25	2.12
69.50	0.50	6.27
69.75	0.75	11.94
70.00	1.00	18.94
70.25	1.25	27.12
70.50	1.50	36.38
70.75	1.75	46.60
71.00	2.00	57.72



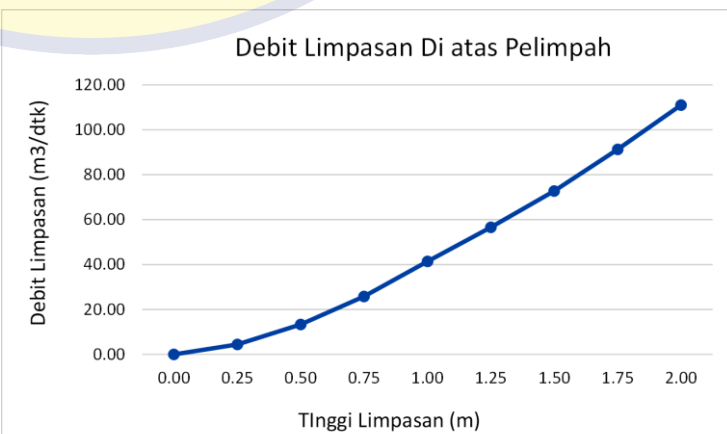
Tabel 4.17. Hubungan Elevasi Air Waduk dengan Debit Pelimpah (Q) , B : 15 m  
(Sumber : hasil analisis )

Elevasi MA (m)	H (m)	QSpill. (m3/det)
1	2	3
69.00	0.00	0.00
69.25	0.25	3.24
69.50	0.50	9.73
69.75	0.75	18.72
70.00	1.00	29.92
70.25	1.25	43.10
70.50	1.50	55.48
70.75	1.75	67.75
71.00	2.00	82.29



Tabel 4.18. Hubungan Elevasi Air Waduk dengan Debit Pelimpah (Q) , B : 20 m  
(Sumber : hasil analisis )

Elevasi MA (m)	H (m)	QSpill. (m3/det)
1	2	3
69.00	0.00	0.00
69.25	0.25	4.39
69.50	0.50	13.32
69.75	0.75	25.79
70.00	1.00	41.37
70.25	1.25	56.57
70.50	1.50	72.72
70.75	1.75	91.24
71.00	2.00	111.00

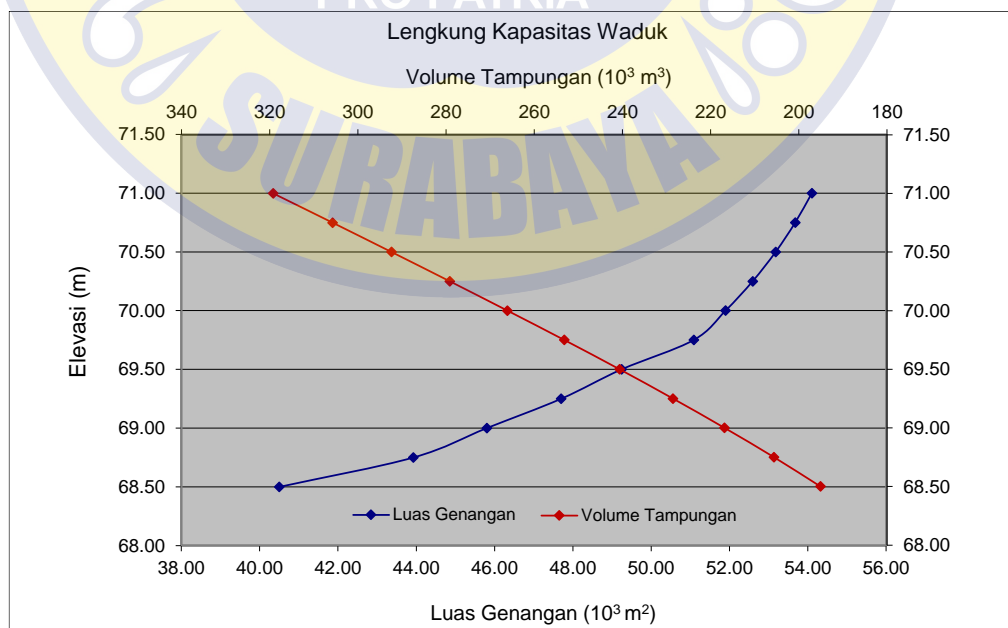


### 4.2.3. Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung Kapasitas Waduk adalah hubungan antara elevasi muka air, tampungan atau volume waduk dan luas area genangan. Hubungan antara elevasi muka air dan tampungan atau volume waduk dapat ditentukan dari pengukuran sehingga dapat dibuat kontur ketinggian/elevasi berhubungan dengan luas genangan waduk dan dapat dihitung volumenya. Lengkung kapasitas waduk Tirawan di sajikan sebagai berikut :

Tabel 4.19. Hubungan Elevasi Muka Air, Volume Waduk Dan Luas Area Genangan (Sumber : hasil analisis )

Elevasi (m)	Luas Tampungan (m <sup>2</sup> )	Volume Tampungan (m <sup>3</sup> )	Volume Tamp. Kumulatif (m <sup>3</sup> )
68.50	40,500.00	192,617.97	195,076.32
68.75	43,923.00	10,552.88	205,629.19
69.00	45,799.00	11,215.25	216,844.44
69.25	47,700.00	11,687.38	228,531.82
69.50	49,243.00	12,117.88	240,649.69
69.75	51,086.00	12,541.13	253,190.82
70.00	51,900.00	12,873.25	266,064.07
70.25	52,591.90	13,061.49	279,125.55
70.50	53,180.02	13,221.49	292,347.04
70.75	53,679.91	13,357.49	305,704.53
71.00	54,104.83	13,473.09	319,177.63



Gambar 4.10. Lengkung Kapasitas Waduk Tirawan

#### 4.2.4. Penelusuran Banjir Lewat Waduk (Flood Routing)

Penelusuran banjir lewat waduk Tirawan dilakukan secara hidrologic routing pada beberapa variasi lebar pelimpah. Berikut disajikan analisis penelusuran banjir lewat waduk pada lebar pelimpah 20 m :

Tabel 4.20. Perhitungan Faktor Tampung Waduk (Sumber : hasil analisis )

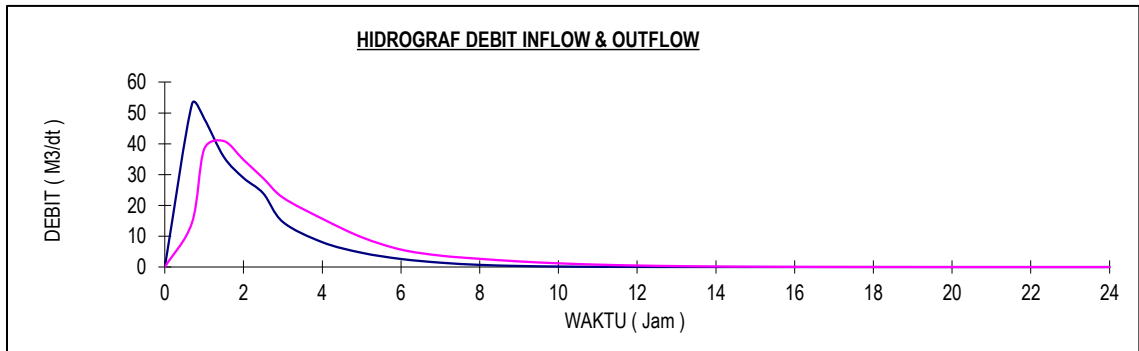
ELEVASI (m)	Hd (m)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	Q/2 (m <sup>3</sup> /dt)	S (m <sup>3</sup> )	ΔS (m <sup>3</sup> )	ΔS/Δt (m <sup>3</sup> /dt)	ψ (m <sup>3</sup> /dt)	φ (m <sup>3</sup> /dt)
69.00	0.000	0.000	0.000	7,633.167	0.000	0.00	0.00	0.00
69.25	0.250	4.394	2.197	15,719.208	8,086.042	8.98	6.79	11.18
69.50	0.500	13.316	6.658	23,805.250	16,172.083	17.97	11.31	24.63
69.75	0.750	25.786	12.893	36,512.438	28,879.271	32.09	19.20	44.98
70.00	1.000	41.374	20.687	49,219.625	41,586.458	46.21	25.52	66.89
70.25	1.250	59.765	29.883	62,361.113	54,727.947	60.81	30.93	90.69
70.50	1.500	72.719	36.359	75,502.602	67,869.435	75.41	39.05	111.77
70.75	1.750	91.243	45.622	88,917.894	81,284.727	90.32	44.69	135.94
71.00	2.000	110.999	55.499	102,333.185	94,700.019	105.22	49.72	160.72

Tabel 4.21. Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah untuk Q<sub>1000</sub>  
(Sumber : hasil analisis )

- Elevasi Crest Spillway = +
- Lebar Spillway =
- Q inflow maksimum =
- Q outflow maksimum =
- H maksimum =
- Elev.muka air waduk = +

= +	69.00	m
=	20.00	m
=	52.92	m <sup>3</sup> /det
=	40.88	m <sup>3</sup> /det
=	0.99	m
= +	69.99	m

Waktu (jam)	Q <sub>inflow</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	Q <sub>inflow</sub> Rerata (m <sup>3</sup> /dt)	ψ (m <sup>3</sup> /dt)	φ (m <sup>3</sup> /dt)	Q <sub>Outflow</sub> (m <sup>3</sup> /dt)	H (m)	Elev. Muka Air (m)
0	0.00	0	0.00	26.46	0.00	0.00	69.00
0.691	52.92	26.46	0.00	26.46	14.44	0.52	69.52
1	48.15	50.53	12.02	62.55	38.29	0.95	69.95
1.5	35.72	41.93	24.27	66.20	40.88	0.99	69.99
2	28.90	32.31	25.32	57.63	34.78	0.89	69.89
2.5	23.92	26.41	22.85	49.25	28.83	0.80	69.80
3	14.62	19.27	20.43	39.70	22.55	0.69	69.69
4	8.08	11.35	17.15	28.50	15.69	0.55	69.55
5	4.64	6.36	12.81	19.17	9.69	0.40	69.40
6	2.63	3.64	9.48	13.11	5.67	0.29	69.29
7	1.43	2.03	7.44	9.47	3.72	0.21	69.21
8	0.71	1.07	5.75	6.82	2.68	0.15	69.15
9	0.35	0.53	4.14	4.67	1.84	0.10	69.10
10	0.18	0.27	2.84	3.10	1.22	0.07	69.07
11	0.09	0.13	1.88	2.02	0.79	0.05	69.05
12	0.04	0.07	1.22	1.29	0.51	0.03	69.03
13	0.02	0.03	0.78	0.82	0.32	0.02	69.02
14	0.01	0.02	0.50	0.51	0.20	0.01	69.01
15	0.01	0.01	0.31	0.32	0.13	0.01	69.01
16	0.00	0.00	0.19	0.20	0.08	0.00	69.00
17	0.00	0.00	0.12	0.12	0.05	0.00	69.00
18	0.00	0.00	0.07	0.08	0.03	0.00	69.00
19	0.00	0.00	0.05	0.05	0.02	0.00	69.00
20	0.00	0.00	0.03	0.03	0.01	0.00	69.00
21	0.00	0.00	0.02	0.02	0.01	0.00	69.00
22	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	69.00
23	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	69.00
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	69.00



Gambar 4.11. Flood Routing Waduk Tirawan  
(Lebar Pelimpah : 20 m , Elevasi mercu + 69.00)

Tabel 4.22. Rekap Analisis Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah untuk  $Q_{1000}$   
(Sumber : hasil analisis )

Uraian	Lebar Spillway (m)		Satuan
	15.00	20.00	
- Elevasi Crest Spillway	= + 69.00	69.00	m
- Q inflow maksimum	= 52.92	52.92	m <sup>3</sup> /det
- Q outflow maksimum	= 38.41	40.88	m <sup>3</sup> /det
- H maksimum	= 1.16	0.99	m
- Elev.muka air waduk	= + 70.16	69.99	m
- Debit Inflow Maksimum	= 52.92	52.92	m <sup>3</sup> /dt
- Debit Outflow Maksimum	= 38.41	40.88	m <sup>3</sup> /dt
- Elevasi Muka Air Maksimum	= + 70.16	69.99	m.
- Tinggi MA ( $H_{maks}$ ) di atas mercu	= 1.16	0.99	m.
- Tinggi jagaan ( $H_f$ )	= 0.75	1.00	m.
- Elevasi Muka Air + FB	= + 70.91	70.99	m.
- Elevasi Rencana Bendungan	= + 71.00	71.00	m.

### 4.3. Identifikasi Variabel

Identifikasi variabel dilakukan dengan menggali factor-faktor yang ada dalam perumusan perencanaan pelimpah dan waduk serta faktor-faktor lain yang mempengaruhinya. Berdasarkan hal tersebut diperoleh beberapa variabel yang akan digunakan dalam pembuatan model simulasi, sebagai berikut :

#### a. Dimensi Pelimpah Darurat

Perencanaan kapasitas pelimpah dipengaruhi oleh lebar (B) dan elevasi (H) pelimpah. Semakin besar B dan H pelimpah maka semakin besar debit banjir yang dapat dilewatkan. Namun dengan H yang semakin tinggi

(elevasi semakin rendah) maka akan mengurangi volume tampungan waduk. Semakin besar  $B$  akan berpengaruh terhadap biaya konstruksi. Dalam penelitian ini ditetapkan lebar maksimum pelimpah pada 20 m dengan pertimbangan ketersediaan lahan.

b. Sistem Operasi Pintu Pelimpah Utama

Sistem operasi pintu pengatur pada pelimpah utama mempengaruhi volume debit yang di lepas, semakin tinggi bukaan pintu akan semakin besar volume debit yang dilepas. Dilain sisi proses buka tutup pintu yang dilakukan secara manual memerlukan waktu yang cukup lama dan perlu dipertimbangkan dalam proses pelepasan debit banjir mengingat hidrograf banjir di lokasi penelitian yang khas.

c. Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana menentukan berapa dimensi pelimpah darurat yang diperlukan maupun kombinasi antara system operasi pintu pelimpah utama dan pelimpah darurat. Besaran debit banjir rencana juga dipengaruhi oleh factor koefisien limpasan pengaliran yang tergantung dari kondisi tata guna lahan di wilayah daerah tangkapan.

d. Tampungan Waduk

Tampungan waduk menjamin ketersediaan cadangan air baku, semakin besar tampungan maka ketersediaan air baku semakin tinggi. Tampungan waduk akan berkurang bila terjadi sedimentasi.

e. Tampungan Banjir

Tampungan Banjir adalah ruang di dalam waduk untuk menampung banjir, yang besarnya sama dengan selisih antara muka air maksimum pada waktu banjir dan muka air normal.

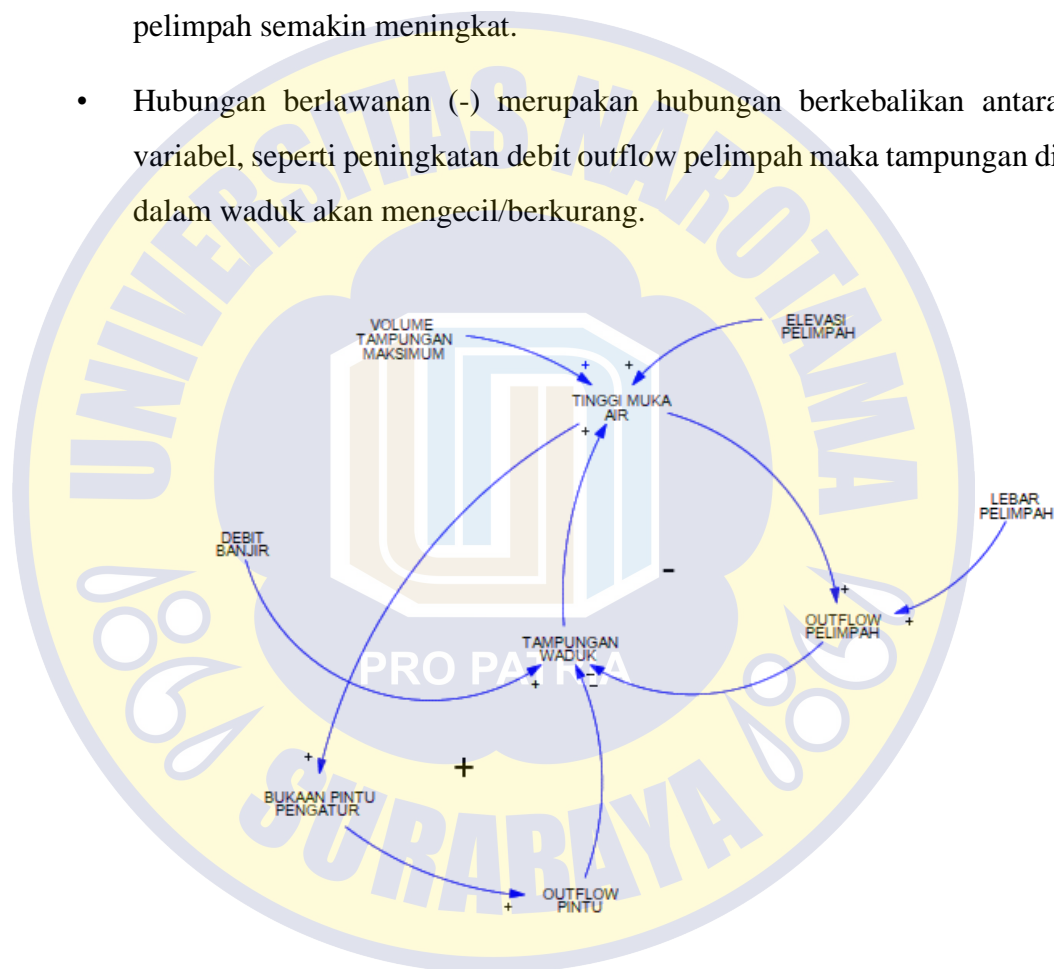
f. Cadangan Air Baku

Cadangan air baku diperoleh dari volume tampungan waduk dengan muka air sejajar dengan elevasi mercu pelimpah sehingga penetapan elevasi mercu menjadi patokan dalam perhitungan cadangan air baku. Cadangan air baku yang tinggi akan memberikan layanan air baku yang lebih lama di masa musim kemarau atau dapat melayani jumlah penduduk yang lebih besar.

#### 4.4. Causal Loop Diagram

Causal Loop Diagram (CLD) digunakan untuk menggambarkan hubungan antara variabel-variabel yang telah diidentifikasi sebelumnya. Variabel sebab ditunjukkan oleh hulu panah, sedangkan variabel akibat ditunjukkan oleh ujung panah. Terdapat dua jenis hubungan variabel dalam causal loop diagram, yaitu :

- Hubungan searah (+) merupakan hubungan saling menguatkan antara variabel, seperti meningkatnya debit banjir menyebabkan dimensi lebar pelimpah semakin meningkat.
- Hubungan berlawanan (-) merupakan hubungan berkebalikan antara variabel, seperti peningkatan debit outflow pelimpah maka tampungan di dalam waduk akan mengecil/berkurang.



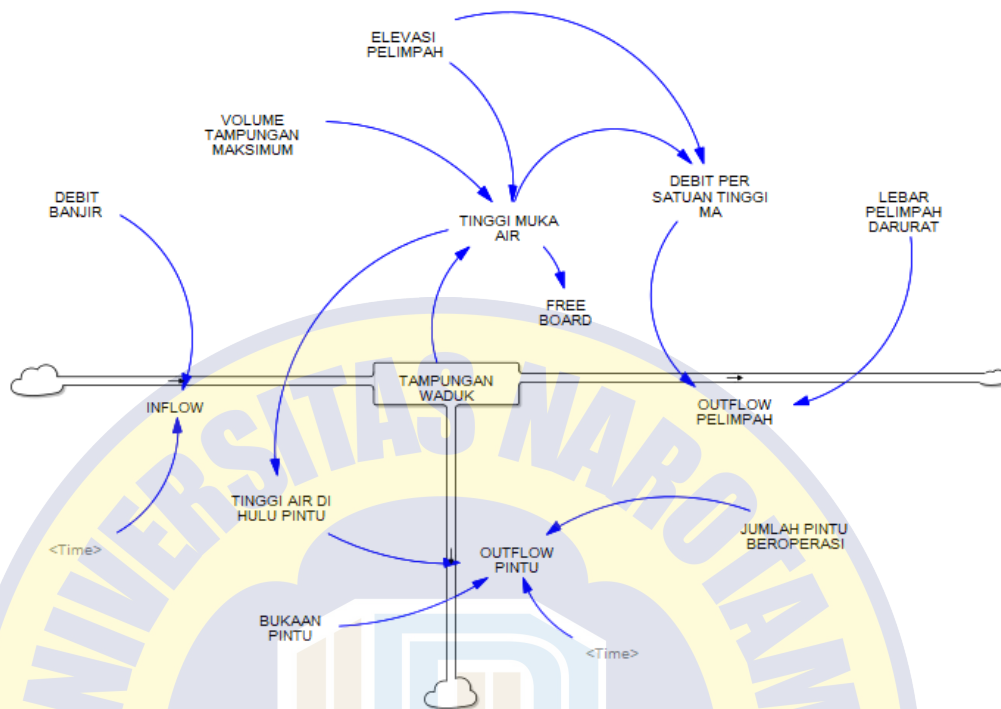
Gambar 4.12. Causal Loop Diagram Perencanaan Pelimpah Darurat

#### 4.5. Stock and Flow Diagram

Stock and flow diagram digambarkan sesuai dengan causal loop diagram yang telah dibuat sebelumnya. Tujuan dari pembuatan stock and flow diagram ini adalah untuk memperinci hubungan antara variabel dan untuk mengetahui pengaruh waktu terhadap keputusan rencana dimensi dan elevasi pelimpah darurat. Stock



menunjukkan akumulasi nilai-nilai variabel sedangkan rate menunjukkan laju perubahan system setiap waktu.



Gambar 4.13. Stock And Flow Diagram Perencanaan Pelimpah Darurat

#### 4.6. Verifikasi dan Validasi Model

Verifikasi dan Validasi dilakukan untuk memastikan bahwa model simulasi yang dibuat dapat merepresentasikan kondisi yang sebenarnya. Penjelasan mengenai proses ini dijelaskan sebagai berikut :

##### 4.6.1. Verifikasi Model

Secara umum verifikasi dilakukan pada semua variable pada model. Verifikasi dilakukan dengan membandingkan karakteristik perubahan nilai dari setiap variable pada subsistem yang dihasilkan melalui simulasi dengan nilai actual pada keadaan sebenarnya.

##### 4.6.2. Validasi model

Validasi dilakukan untuk menilai apakah suatu model dapat dianggap memberikan gambaran yang benar mengenai sebuah system dan hasilnya. Validasi dilakukan melalui beberapa tahapan seperti yang sudah disebutkan pada bab sebelumnya.

#### 4.6.2.1. Kecukupan Batasan

Tujuan dari dibuatnya model simulasi ini adalah untuk mensimulasikan perencanaan dimensi pelimpah darurat pada Embung Tirawan. Dalam hal ini, batasan yang ditetapkan penulis adalah aspek-aspek yang berkaitan dengan perencanaan pelimpah yang dimuat dalam bab sebelumnya.

#### 4.6.2.2. Penilaian Struktur

Model yang dibuat sudah memiliki struktur yang relevan dengan system dan konsep permasalahan yang ada. Hal ini dapat dilihat dari kesesuaian antara model simulasi yang telah dibuat dengan causal loop diagram.

#### 4.6.2.3. Konsistensi Dimensi

Model simulasi system dinamis ini dibuat dengan bantuan aplikasi Vensim PLE yang menuntut adanya konsistensi dalam dimensi yang digunakan agar simulasi dapat berjalan. Karena model simulasi ini dapat berjalan maka secara otomatis konsistensi dimensinya telah teruji.

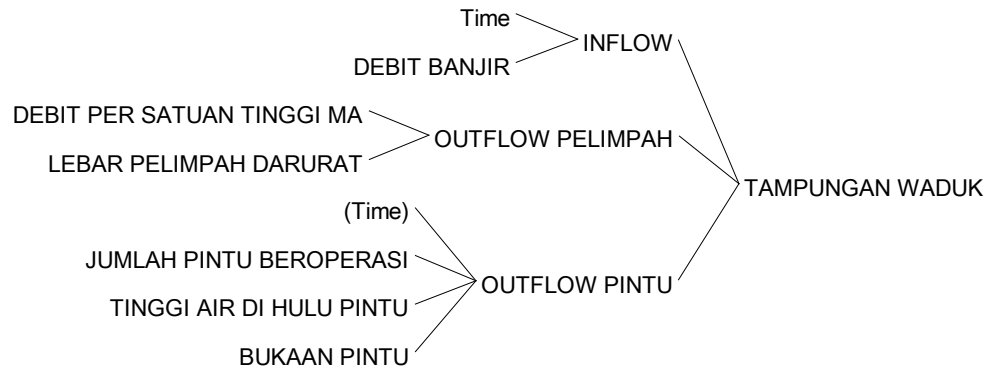
#### 4.7. Hubungan Dan Pengaruh Variabel

Model Perencanaan Pelimpah Darurat adalah model untuk merencanakan pelimpah darurat dengan melihat variabel-variabel yang ditetapkan.

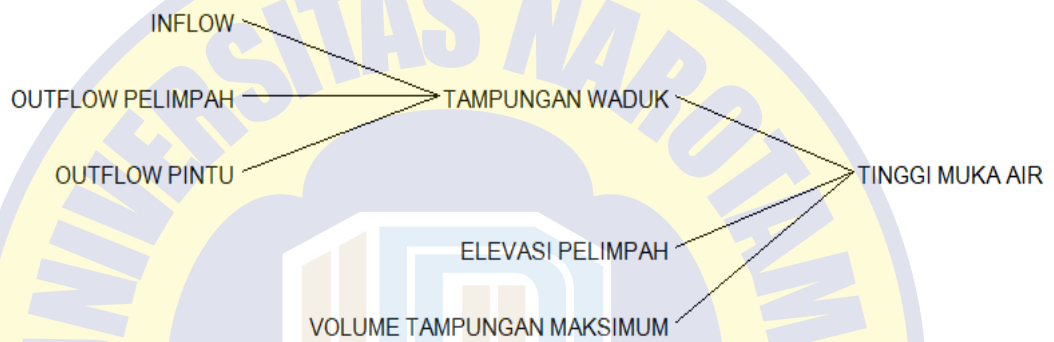
Hubungan dan pengaruh masing-masing variabel dalam Model Perencanaan Pelimpah Darurat dijelaskan pada gambar sebagai berikut :



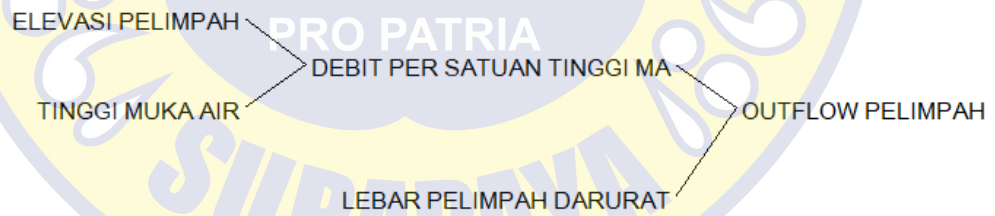
Gambar 4.14. Variabel Inflow



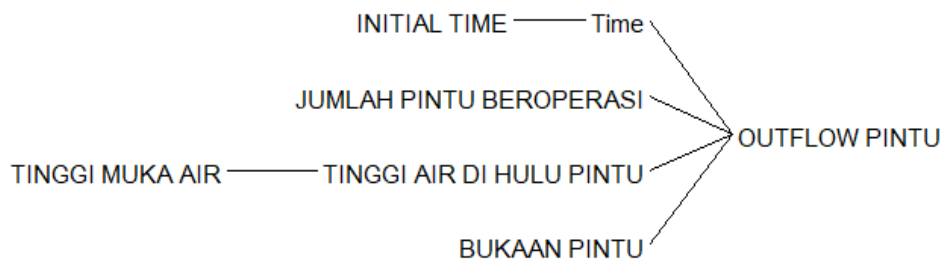
Gambar 4.15. Variabel Tampungn Waduk



Gambar 4.16. Variabel Tinggi Muka Air



Gambar 4.17. Variabel Outflow Pelimpah



Gambar 4.18. Variabel Outflow Pintu

Rumus yang digunakan pada faktor Model Perencanaan Pelimpah Darurat sebagai berikut :

- 01) INITIAL TIME = 0  
Units: Second
- 02) FINAL TIME = 18000  
Units: Second
- 03) DEBIT BANJIR  

$$[(0,0)-(10,10)],(0,0),(2487,52.92),(3600,48.15),(5400,35.72),(7200,28.9),$$

$$(9000,23.92),(10800,14.62),(14400,8.08),(18000,4.64))$$
 Units: M3/Second
- 04) INFLOW  
DEBIT BANJIR(Time)  
Units: M3/Second
- 05) TAMPUNGAN WADUK= INTEG  
(INFLOW-OUTFLOW PELIMPAH-OUTFLOW PINTU,  
KONSTANTA)  
Units: M3
- 06) DEBIT PER SATUAN TINGGI MA  

$$\text{IF THEN ELSE}((\text{TINGGI MUKA AIR}>(71)),(0.001+(\text{71-ELEVASI}$$

$$\text{PELIMPAH})^{1.5}), ((\text{TINGGI MUKA AIR-ELEVASI}$$

$$\text{PELIMPAH})^{1.5}))$$
 Units: M3
- 07) ELEVASI PELIMPAH = 69  
Units: Dmnl
- 08) VOLUME TAMPUNGAN MAKSIMUM  
KONSTANTA  
Units: M3

- 09) TINGGI MUKA AIR  
 IF THEN ELSE((((TAMPUNGAN WADUK-KONSTANTA)/VOLUME TAMPUNGAN MAKSIMUM))>(71-ELEVASI PELIMPAH)),(71-ELEVASI PELIMPAH),(ELEVASI PELIMPAH+((TAMPUNGAN WADUK-KONSTANTA)/ VOLUME TAMPUNGAN MAKSIMUM\*(71-ELEVASI PELIMPAH))))  
 Unit : Dmnl
- 10) FREE BOARD  
 71-TINGGI MUKA AIR  
 Units: \*\*undefined\*\*
- 11) LEBAR PELIMPAH DARURAT  
 10-15-20  
 Units: 1/Second [10,20,1]
- 12) OUTFLOW PELIMPAH  
 2\*LEBAR PELIMPAH DARURAT\*DEBIT PER SATUAN TINGGI  
 MA  
 Units: M3/Second [?,60]
- 13) TINGGI AIR DI HULU PINTU  
 TINGGI MUKA AIR-KONSTANTA  
 Units : Dmnl
- 14) BUKAAN PINTU  
 [(0,0)-(10,10)],(2160,0),(2280,0.1),(2400,0.2),(2520,0.3),(5520,0.3),(6120,0.2),(6720,0.1),(7320,0))  
 Units: \*\*undefined\*\*
- 15) JUMLAH PINTU BEROPERASI  
 0-6  
 Units: Dmnl [0,6,1]

- 16) OUTFLOW PINTU  
 IF THEN ELSE((TINGGI AIR DI HULU PINTU>2), (1\*1.5\*  
 JUMLAH PINTU BEROPERASI\*BUKAAN PINTU(Time)\*  
 (2\*9.8\*TINGGI AIR DI HULU PINTU)^0.5), (0\*1.5\*JUMLAH  
 PINTU BEROPERASI\*BUKAAN PINTU (Time)\* (2\*9.8\*TINGGI  
 AIR DI HULU PINTU)^0.5))  
 Units: M3/Second
- 17) SAVEPER  
 TIME STEP  
 Units: Second [0,?]
- 18) TIME STEP = 60  
 Units: Second [0,?]

#### 4.8. Skenario dan Analisis Hasil

##### 4.8.1. Penyusunan Skenario

Rancangan skenario dilakukan untuk mengetahui dampak dari masing-masing skenario jika diterapkan pada model. Skenario dibuat untuk mengetahui kondisi yang paling ideal dari sistem.

Adapun skenario yang dijalankan pada penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Skenario mercu pelimpah pada elevasi +69.00
2. Skenario mercu pelimpah pada elevasi +69.50
3. Skenario mercu pelimpah pada elevasi +70.00

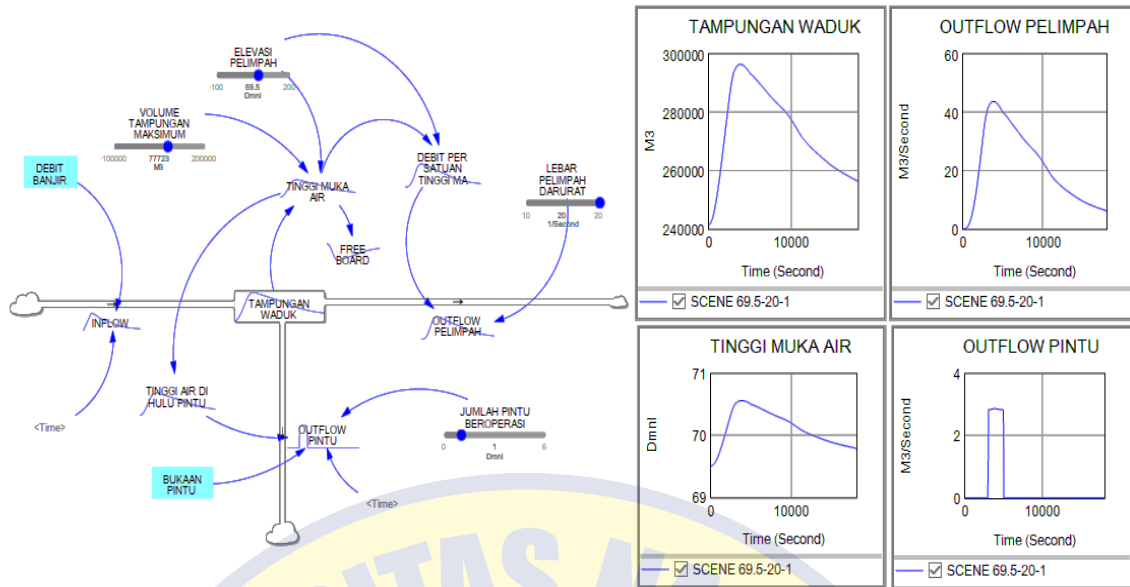
Tabel 4.23. Skenario Model Perencanaan Pelimpah Darurat

NO.	VARIABEL	SKENARIO		
		I	II	III
1	2	3	4	5
1	Debit banjir	0	0	0
2	Lebar pelimpah (m)	10-15-20	10-15-20	10-15-20
3	Elevasi mercu pelimpah (+....dpl)	69.00	69.50	70.00
4	Sistem operasi pintu pada pelimpah utama	- / +	- / +	- / +

Keterangan :

- 0 Tetap
- / + Tertutup / terbuka





Gambar 4.19. Simulasi Model Perencanaan Pelimpah Darurat

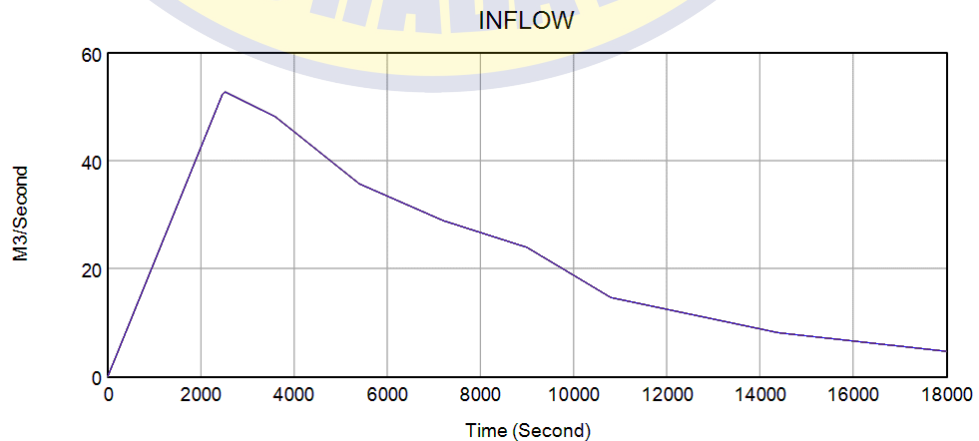
1. Skenario I

Kondisi aliran banjir pada tumpungan waduk dengan penambahan pelimpah darurat. Rencana dimensi awal pelimpah darurat :

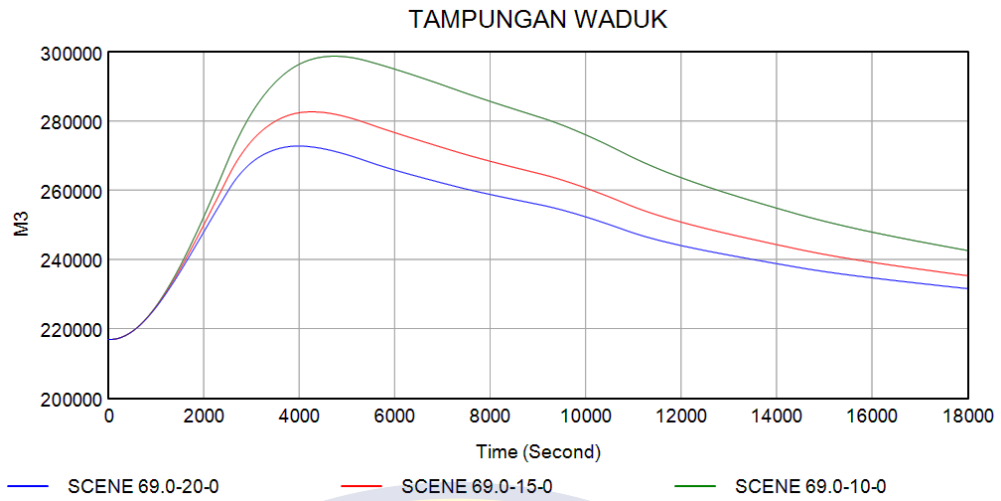
- b = 10 - 15 - 20 m
- elevasi = + 69.00 m

Penyusunan skenario I dengan kondisi :

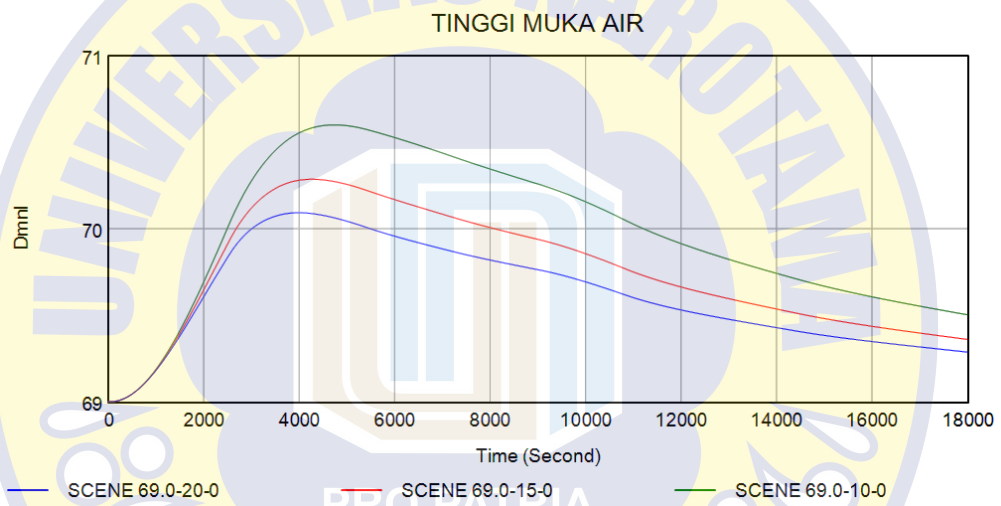
- Lebar pelimpah darurat di kombinasikan untuk memperoleh hasil yang optimal bagi tumpungan waduk.
- Sistem operasi pintu pengatur pada pelimpah utama di kombinasikan tertutup atau terbuka. Operasi bukaan total satu pintu (h=1.50 m) secara manual memerlukan waktu sekitar 30 menit bila terbuka penuh.



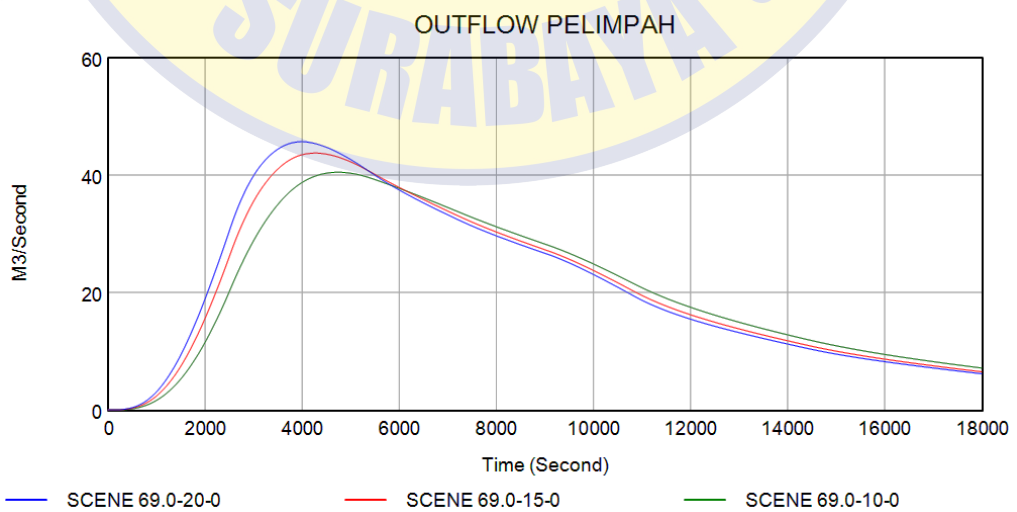
Gambar 4.20. Grafik Output Variabel Inflow (Debit Banjir)



Gambar 4.21. Grafik Output Variabel Tampungn Waduk



Gambar 4.22. Grafik Output Variabel Tinggi Muka Air



Gambar 4.23. Grafik Output Variabel Outflow Pelimpah

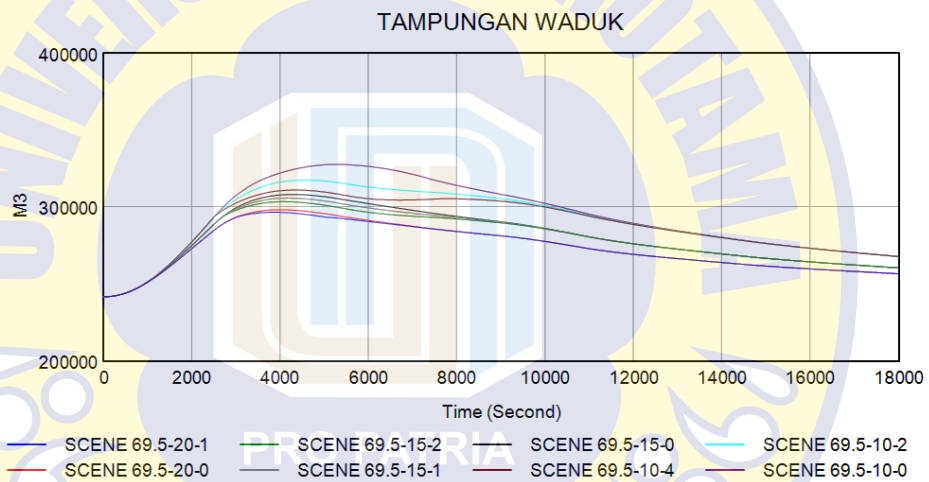
## 2. Skenario II

Kondisi aliran banjir pada tampungan waduk dengan penambahan pelimpah darurat. Rencana dimensi awal pelimpah darurat :

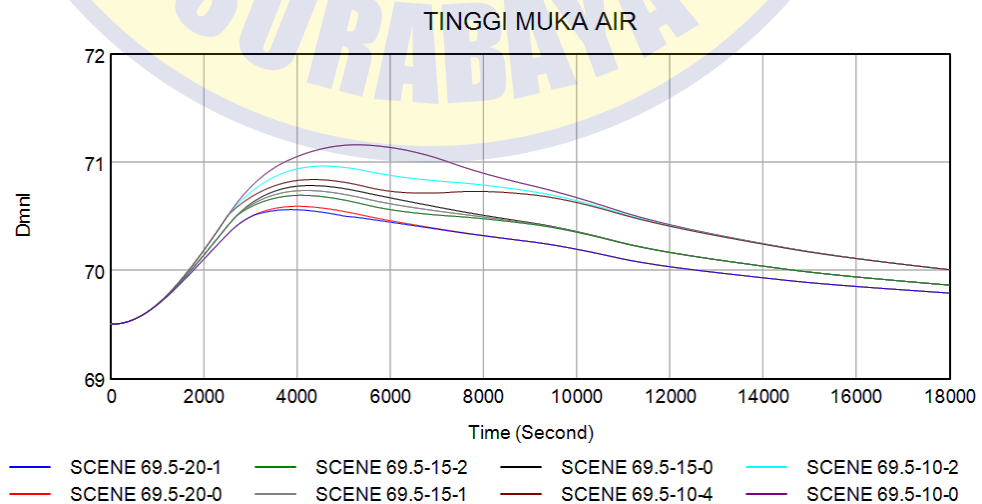
- b = 10 - 15 - 20 m
- elevasi = + 69.50 m

Penyusunan skenario II dengan kondisi :

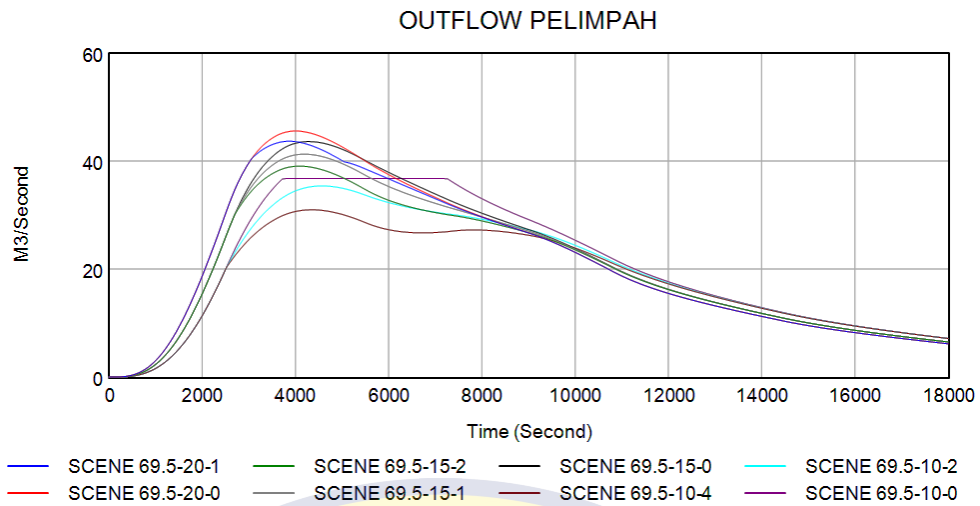
- Lebar pelimpah darurat di kombinasikan untuk memperoleh hasil yang optimal bagi tampungan waduk.
- Sistem operasi pintu pengatur pada pelimpah utama di kombinasikan tertutup atau terbuka. Operasi bukaan total satu pintu (h=1.50 m) secara manual memerlukan waktu sekitar 30 menit bila terbuka penuh.



Gambar 4.24. Grafik Output Variabel Tampungan Waduk



Gambar 4.25. Grafik Output Variabel Tinggi Muka Air



Gambar 4.26. Grafik Output Variabel Outflow Pelimpah

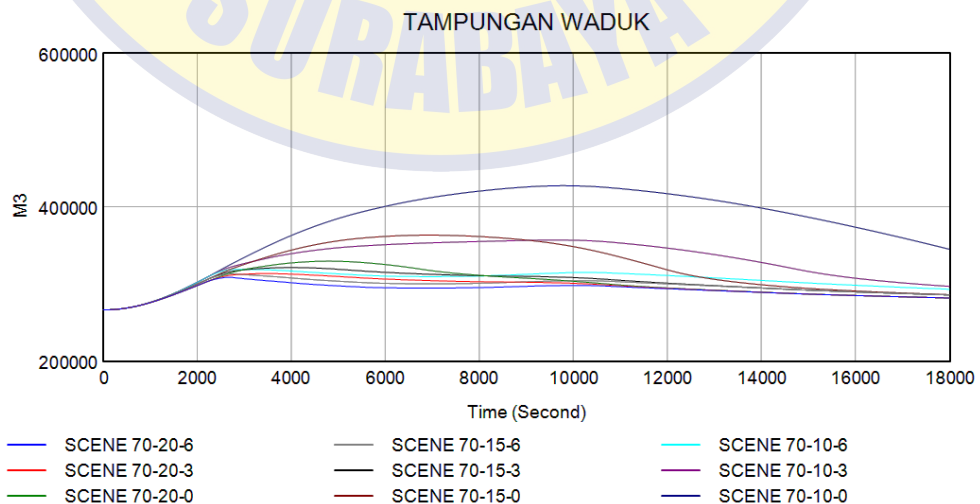
### 3. Skenario III

Kondisi aliran banjir pada tampungan waduk dengan penambahan pelimpah darurat. Rencana dimensi awal pelimpah darurat :

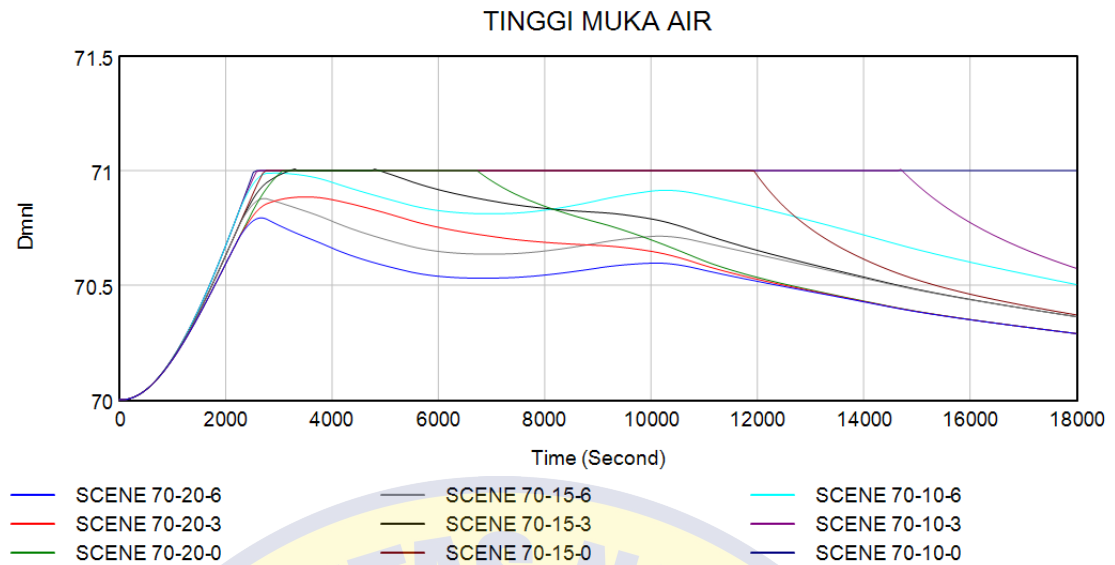
- b = 10 - 15 - 20 m
- elevasi = + 70.00 m

Penyusunan skenario III dengan kondisi :

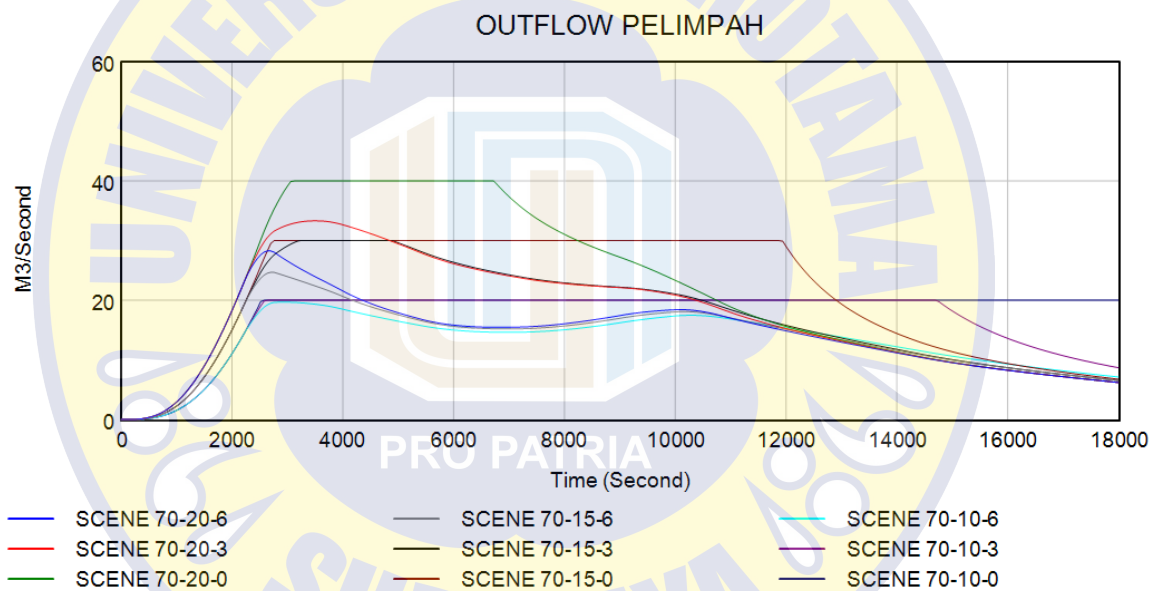
- Lebar pelimpah darurat di kombinasikan untuk memperoleh hasil yang optimal bagi tampungan waduk.
- Sistem operasi pintu pengatur pada pelimpah utama di kombinasikan tertutup atau terbuka. Operasi bukaan total satu pintu (h=1.50 m) secara manual memerlukan waktu sekitar 30 menit bila terbuka penuh.



Gambar 4.27. Grafik Output Variabel Tampungan Waduk



Gambar 4.28. Grafik Output Variabel Tinggi Muka Air



Gambar 4.29. Grafik Output Variabel Outflow Pelimpah

#### 4.8.2. Analisis Hasil

Analisis hasil simulasi skenario yang dijalankan pada penelitian ini adalah sebagai berikut :

##### 1. Skenario I

- Pada elevasi mercu +69.00 grafik simulasi tampungan waduk dan tinggi muka air berada pada titik operasi aman dimana hasil simulasi variabel tampungan waduk dan tinggi muka air berada dibawah batas

operasi yaitu 319.177 m<sup>3</sup> dan +71.00 sehingga tidak mengakibatkan limpasan di atas tubuh embung (overtopping).

- Simulasi dilakukan tanpa perlu mengoperasikan pintu pengatur pelimpah utama.
- Tampungannya air baku pada 216,844.44 m<sup>3</sup>.

Tabel 4.24. Hasil Simulasi Skenario I Model Perencanaan Pelimpah Darurat

SKENARIO	ELEVASI MERCU	LEBAR PELIMPAH (M)	OPERASI PINTU (BH)	TAMPUNGAN WADUK (M <sup>3</sup> )	TINGGI MUKA AIR (M)	OUTFLOW PELIMPAH (M <sup>3</sup> /S)	TAMPUNGAN AIR BAKU (M <sup>3</sup> )
		10	0	298,738.06	70.60	40.50	
I	+69.00	15	0	282,658.38	70.29	43.76	216,844.44
		20	0	272,757.97	70.09	45.69	

## 2. Skenario II

Simulasi Skenario II dilakukan dengan kombinasi perubahan nilai pada variable model dengan analisis hasil sebagai berikut :

- a. Skenario II - 1 : Lebar pelimpah 10 m, elevasi +69.50 m.
  - Pelimpah mampu melewati banjir desain dengan operasi pintu terbuka, bila pintu tidak dioperasikan maka akan terjadi limpasan di atas tubuh embung (overtopping).
  - Tampungannya cadangan air baku pada kisaran 240,649.69 m<sup>3</sup>.
- b. Skenario II - 2 : Lebar pelimpah 15 m, elevasi +69.50 m.
  - Pelimpah mampu melewati banjir desain tanpa operasi pintu pengatur dengan jagaan banjir minimal 0.22 m sehingga tidak terjadi limpasan di atas tubuh embung (overtopping).
  - Tampungannya cadangan air baku pada kisaran 240,649.69 m<sup>3</sup>.
- c. Skenario II - 3 : Lebar pelimpah 20 m, elevasi +69.50 m.
  - Pelimpah mampu melewati banjir desain tanpa operasi pintu pengatur dengan jagaan banjir minimal 0.41 m sehingga tidak terjadi limpasan di atas tubuh embung (overtopping).
  - Tampungannya cadangan air baku pada kisaran 240,649.69 m<sup>3</sup>.



Tabel 4.25. Hasil Simulasi Skenario II Model Perencanaan Pelimpah Darurat

SKENARIO	ELEVASI MERCU	LEBAR PELIMPAH (M)	OPERASI PINTU (BH)	TAMPUNGAN WADUK (M <sup>3</sup> )	TINGGI MUKA AIR (M)	OUTFLOW PELIMPAH (M <sup>3</sup> /S)	TAMPUNGAN AIR BAKU (M <sup>3</sup> )
		10	0	327,506.75	71.16	36.76	240,649.69
			2	317,284.94	70.96	35.41	
			4	310,835.84	70.84	30.99	
II	+69.50	15	0	307,959.84	70.78	43.62	240,649.69
			1	305,565.72	70.74	41.29	
			2	303,252.69	70.69	39.08	
		20	0	297,982.16	70.59	45.58	240,649.69
			1	296,403.50	70.56	43.68	

### 3. Skenario III

Simulasi Skenario III dilakukan dengan kombinasi perubahan nilai pada variable model dengan analisis hasil sebagai berikut :

#### a. Skenario III - 1 : Lebar pelimpah 10 m, elevasi +70.00 m.

- Pelimpah tidak mampu melewati banjir desain tanpa operasi pintu pengatur, untuk operasi 6 buah pintu pengatur diperoleh jagaan banjir minimal 0.01 m sehingga meskipun tidak terjadi limpasan di atas tubuh embung (overtopping) kondisi tersebut cukup rawan.
- Tampungannya cadangan air baku pada kisaran 266,064.07 m<sup>3</sup>.

#### b. Skenario III - 2 : Lebar pelimpah 20 m, elevasi +69.50 m.

- Pelimpah tidak mampu melewati banjir desain tanpa operasi pintu pengatur, untuk operasi 6 buah pintu pengatur diperoleh jagaan banjir minimal 0.12 m sehingga meskipun tidak terjadi limpasan di atas tubuh embung (overtopping) kondisi tersebut cukup rawan.
- Tampungannya cadangan air baku pada kisaran 266,064.07 m<sup>3</sup>.

#### c. Skenario III - 3 : Lebar pelimpah 20 m, elevasi +69.50 m, debit meningkat 5%.

- Pelimpah tidak mampu melewati banjir desain tanpa operasi pintu pengatur, untuk operasi 3 buah pintu pengatur diperoleh jagaan banjir minimal 0.11 m sedangkan untuk operasi 6 buah pintu

pengatur diperoleh jagaan banjir minimal 0.21 m sehingga meskipun tidak terjadi limpasan di atas tubuh embung (overtopping) kondisi tersebut cukup rawan.

- Tampungan cadangan air baku pada kisaran 266,064.07 m<sup>3</sup>.

Tabel 4.26. Hasil Simulasi Skenario III Model Perencanaan Pelimpah Darurat

SKENARIO	ELEVASI MERCU	LEBAR PELIMPAH (M)	OPERASI PINTU (BH)	TAMPUNGAN WADUK (M <sup>3</sup> )	TINGGI MUKA AIR (M)	OUTFLOW PELIMPAH (M <sup>3</sup> /S)	TAMPUNGAN AIR BAKU (M <sup>3</sup> )
		10	0	427,402.66	71.00	20.00	
			3	356,778.25	71.00	20.00	266,064.07
			6	318,637.28	70.99	19.70	
III	+70.00	15	0	363,195.13	71.00	30.00	
			3	321,023.69	71.00	30.00	266,064.07
			6	312,729.84	70.88	24.71	
		20	0	329,269.47	71.00	40.04	
			3	313,094.81	70.89	33.33	266,064.07
			6	308,225.69	70.79	28.29	