

BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisa Hidrologi

4.1.1 Data Curah Hujan

Di lokasi studi yaitu pada DAS Palung terdapat tiga stasiun hujan. Oleh karena itu, data hujan yang dipergunakan dalam analisa hidrologi diambil dari tiga stasiun penakar hujan tersebut yaitu Stasiun Perian, Stasiun Kopong, dan Stasiun Janapira. Data hujan yang digunakan dalam analisa tersebut meliputi data curah hujan harian dengan periode pengamatan tahun 1983 sampai dengan tahun 2004 (22 tahun). Namun di tahun 2002, 2003 dan 2004 tidak ada pencatatan data hujan sehingga data pada tahun ini dicari dengan pembandingan stasiun hujan yang lain yaitu stasiun hujan Perian dan Kopong.

Tabel 4.1 Ketersediaan Data Hujan Harian Maksimum Tahunan

No	Tahun	Nama stasiun Hujan		
		Perian	Kopong	Janapira
1	1983	1.397	2.130	1.162
2	1984	2.892	2.359	1.552
3	1985	2.782	1.899	2.175
4	1986	2.845	2.524	2.445
5	1987	1.984	2.036	1.588
6	1988	1.953	2.064	1.441
7	1989	3.328	2.013	1.763
8	1990	1.839	1.864	0.948
9	1991	1.742	1.700	2.030
10	1992	2.150	2.500	2.392
11	1993	2.164	1.618	0.921
12	1994	1.796	1.154	1.349
13	1995	1.979	2.452	1.373
14	1996	2.616	1.728	0.812
15	1997	1.177	1.539	0.412
16	1998	0.910	2.506	1.848
17	1999	2.582	2.338	1.680
18	2000	2.073	2.371	1.773
19	2001	2.336	2.207	0.959
20	2002	1.089	1.901	1.039
21	2003	1.475	2.633	1.404
22	2004	1.918	1.423	1.153

Melihat kondisi di daerah studi yang terdapat tiga stasiun hujan maka penentuan curah hujan Harian Maksimum yang digunakan adalah empat stasiun hujan. Perhitungan curah hujan harian maksimum berdasarkan (X_n) maksimum adalah curah hujan terbesar dalam satu hari tiap-tiap stasiun hujan, selama satu bulan untuk tiap-tiap tahun.

Adapun prosedur perhitungan adalah:

1. Pilih harga maksimum untuk masing-masing stasiun yang diuji tiap-tiap bulan
2. Lakukan langkah no 1. untuk seluruh bulan dalam satu tahun
3. Nilai terbesar dalam satu tahun dipilih sebagai curah hujan maksimum

Data curah hujan harian maksimum yang terjadi di Sub DAS Palung dapat dilihat pada Tabel 4.1

4.1.2 Analisa Curah Hujan Daerah Harian dengan Metode *Poligon Thiessen*.

Dari pembuatan poligon thiessen maka dapat diperoleh luas masing-masing stasiun sebagai berikut :

- a. Stasiun Perian daerah pengaruh = 22,22 km²
- b. Stasiun Kopong luas daerah pengaruh = 22,90 km²
- c. Stasiun Janapira luas daerah pengaruh = 19,73 km²

Sedangkan untuk daerah pengaruh ketiga stasiun tersebut dapat dilihat pada gambar *poligon thiessen* pada lampiran I.

Perhitungan *koefisien Thiessen* dapat dilihat di bawah ini.

Tabel 4.2. Perhitungan *koefisien Thiessen* per sub DAS Palung

No	Das	Luas	Koef. Thiessen
1	PERIAN	22.22	0.34
2	KOPONG	22.90	0.35
3	JANAPRIA	19.73	0.30
Jumlah		64.86	1.00

Sumber : Perhitungan AutoCad

Tabel 4.3 Perhitungan Hujan Harian Maksimum Tahunan dengan *Poligon Thiessen*

Tahun	St.Perian	R maks	St.Kopong	R maks	St.Janapira	R maks	R Maks mm/hari	
		TF 0.34		TF 0.35		TF 0.30		
1983	05 Nopember 1983	85.50	05 Nopember 1983	4.50	05 Nopember 1983	0.00	30.88	45.84
	18 Oktober 1983	31.30	18 Oktober 1983	81.00	18 Oktober 1983	0.00	39.33	
	15 Maret 1983	30.10	15 Maret 1983	36.00	15 Maret 1983	75.00	45.84	
1984	14 September 1984	113.60	14 September 1984	99.00	14 September 1984	26.70	82.00	82.00
	01 Maret 1984	0.00	01 Maret 1984	120.00	01 Maret 1984	0.00	42.37	
	20 Maret 1984	24.30	20 Maret 1984	7.00	20 Maret 1984	76.00	33.92	
1985	30 Mei 1985	125.00	30 Mei 1985	10.00	30 Mei 1985	7.00	48.49	69.09
	02 Nopember 1985	61.50	02 Nopember 1985	136.00	02 Nopember 1985	0.00	69.09	
	25 Nopember 1985	13.50	25 Nopember 1985	68.00	25 Nopember 1985	125.00	66.67	
1986	06 Maret 1986	115.50	06 Maret 1986	0.00	06 Maret 1986	0.00	39.57	44.94
	25 Februari 1986	10.00	25 Februari 1986	110.00	25 Februari 1986	0.00	42.27	
	25 Juni 1986	0.20	25 Juni 1986	28.00	25 Juni 1986	115.00	44.94	
1987	18 Nopember 1987	96.00	18 Nopember 1987	0.00	18 Nopember 1987	0.00	32.89	85.56
	09 Mei 1987	35.00	09 Mei 1987	198.00	09 Mei 1987	12.00	85.56	
	11 Desember 1987	18.00	11 Desember 1987	13.00	11 Desember 1987	95.00	39.66	
1988	24 Nopember 1988	112.90	24 Nopember 1988	22.00	24 Nopember 1988	6.00	48.28	62.37
	15 Januari 1988	80.00	15 Januari 1988	99.00	15 Januari 1988	0.00	62.37	
	02 April 1988	0.00	02 April 1988	0.00	02 April 1988	85.00	25.86	
1989	01 Desember 1989	126.00	01 Desember 1989	55.00	01 Desember 1989	10.00	65.64	65.64
	06 Desember 1989	30.00	06 Desember 1989	104.00	06 Desember 1989	30.00	56.13	
	27 Februari 1989	0.00	27 Februari 1989	50.00	27 Februari 1989	70.00	38.95	
1990	29 Juli 1990	100.00	29 Juli 1990	0.00	29 Juli 1990	0.00	34.26	35.64
	17 Nopember 1990	0.00	17 Nopember 1990	80.00	17 Nopember 1990	0.00	28.25	
	17 Desember 1990	6.00	17 Desember 1990	46.00	17 Desember 1990	57.00	35.64	
1991	19 Desember 1991	112.00	19 Desember 1991	0.00	19 Desember 1991	0.00	38.38	49.10
	15 Nopember 1991	38.30	15 Nopember 1991	64.00	15 Nopember 1991	14.00	39.98	
	23 Nopember 1991	30.90	23 Nopember 1991	16.00	23 Nopember 1991	108.00	49.10	
1992	01 Oktober 1992	160.10	01 Oktober 1992	19.00	01 Oktober 1992	4.00	62.78	64.99
	29 Mei 1992	24.80	29 Mei 1992	160.00	29 Mei 1992	0.00	64.99	
	14 Maret 1992	28.70	14 Maret 1992	22.00	14 Maret 1992	100.00	48.03	
1993	26 Desember 1993	197.80	26 Desember 1993	57.00	26 Desember 1993	52.00	103.72	103.72
	02 Oktober 1993	0.00	02 Oktober 1993	119.00	02 Oktober 1993	15.00	46.58	
	27 Desember 1993	0.00	27 Desember 1993	0.00	27 Desember 1993	75.00	22.82	
1994	09 Januari 1994	103.60	09 Januari 1994	4.00	09 Januari 1994	40.00	49.08	49.08
	16 Januari 1994	11.60	16 Januari 1994	65.00	16 Januari 1994	63.00	46.09	
	16 Januari 1994	11.60	16 Januari 1994	65.00	16 Januari 1994	63.00	46.09	
1995	09 Oktober 1995	83.50	09 Oktober 1995	0.00	09 Oktober 1995	0.00	28.61	64.28
	27 Nopember 1995	71.00	27 Nopember 1995	105.40	27 Nopember 1995	9.00	64.28	
	28 Nopember 1995	19.80	28 Nopember 1995	20.30	28 Nopember 1995	61.00	32.51	
1996	06 Desember 1996	101.40	06 Desember 1996	0.00	06 Desember 1996	0.00	34.74	40.38
	07 Desember 1996	2.10	07 Desember 1996	92.50	07 Desember 1996	23.00	40.38	
	04 Februari 1996	2.00	04 Februari 1996	0.00	04 Februari 1996	72.00	22.59	
1997	11 Nopember 1997	70.70	11 Nopember 1997	9.60	11 Nopember 1997	0.00	27.61	35.42
	03 April 1997	0.00	03 April 1997	100.30	03 April 1997	0.00	35.42	
	06 Februari 1997	1.10	06 Februari 1997	0.00	06 Februari 1997	30.00	9.50	
1998	31 Oktober 1998	46.70	31 Oktober 1998	1.00	31 Oktober 1998	0.00	16.35	58.93
	02 Maret 1998	0.00	02 Maret 1998	135.00	02 Maret 1998	37.00	58.93	
	30 Nopember 1998	13.80	30 Nopember 1998	0.00	30 Nopember 1998	88.00	31.50	
1999	02 Nopember 1999	229.50	02 Nopember 1999	30.00	02 Nopember 1999	0.00	89.23	89.23
	05 Nopember 1999	5.90	05 Nopember 1999	92.00	05 Nopember 1999	35.00	45.16	
	07 Desember 1999	21.70	07 Desember 1999	0.00	07 Desember 1999	77.00	30.86	
2000	23 Nopember 2000	129.90	23 Nopember 2000	20.30	23 Nopember 2000	5.00	53.20	57.15
	29 Januari 2000	0.00	29 Januari 2000	110.00	29 Januari 2000	17.00	44.01	
	15 Oktober 2000	32.20	15 Oktober 2000	20.30	15 Oktober 2000	128.00	57.15	
2001	22 Oktober 2001	136.70	22 Oktober 2001	37.60	22 Oktober 2001	0.00	60.12	60.12
	31 Januari 2001	0.90	31 Januari 2001	89.00	31 Januari 2001	0.00	31.73	
	02 Nopember 2001	5.20	02 Nopember 2001	0.00	02 Nopember 2001	100.00	32.21	
2002	24 Januari 2002	63.40	24 Januari 2002	69.90	24 Januari 2002	72.78	68.55	95.04
	26 Nopember 2002	43.40	26 Nopember 2002	132.10	26 Nopember 2002	110.20	95.04	
	00 Januari 1900		00 Januari 1900		00 Januari 1900	0.00	0.00	
2003	29 September 2003	73.60	29 September 2003	8.90	29 September 2003	32.71	38.31	95.48
	11 Februari 2003	0.60	11 Februari 2003	166.70	11 Februari 2003	119.68	95.48	
	00 Januari 1900		00 Januari 1900		00 Januari 1900	0.00	0.00	
2004	11 Januari 2004	71.50	11 Januari 2004	0.00	11 Januari 2004	25.58	32.28	62.08
	19 April 2004	11.00	19 April 2004	100.00	19 April 2004	75.60	62.08	
	00 Januari 1900		00 Januari 1900		00 Januari 1900	0.00	0.00	

4.1.3 Analisa Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan adalah curah hujan terbesar yang mungkin terjadi di suatu daerah dengan peluang tertentu. Dalam studi ini, metode analisis hujan rancangan yang digunakan adalah metode *Log Pearson III* dan *Gumbel Tipe I*.

Uji kesesuaian distribusi frekuensi dilakukan untuk mengetahui apakah pemilihan distribusi yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rancangan diterima atau ditolak. Dalam perhitungan ini menggunakan metode *Smirnov Kolmogorof* dan metode *Chi Square*. Berikut ini merupakan hasil uji kesesuaian distribusi frekuensi hujan rancangan metode *Log Person Tipe III* dan *Gumbel Tipe I* menggunakan metode *Smirnov-Kolmogorof* dan metode *Chi Square*.

Uji kesesuaian distribusi dimaksudkan untuk mengetahui apakah distribusi yang dipilih dapat digunakan atau tidak, untuk serangkaian data yang tersedia. Dalam studi ini, untuk keperluan analisis uji kesesuaian distribusi digunakan dua metode statistik, yaitu Uji *Chi Square* dan Uji *Smirnov Kolmogorov*.

Uji *Smirnov Kolmogorov* digunakan untuk membandingkan peluang yang paling maksimum antara distribusi empiris dan distribusi teoritis yang disebut Δ_{maks} . Uji *Chi Square* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

Tahapan perhitungan curah hujan rancangan metode *Log Pearson Tipe III* dan *Gumbel Tipe I* dan tahapan perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi *Smirnov-Kolmogorof* dan Distribusi Frekuensi *Chi Square* dapat dilihat pada lampiran 2.

Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil perbandingan antara perhitungan curah hujan rancangan metode *Log Pearson Tipe III* dan *Gumbel Tipe I* serta tabel Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi *Smirnov-Kolmogorof* dan Distribusi Frekuensi *Chi Square*

Tabel 4.4 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hujan Rancangan *Metode Log Person Tipe III* dan *Gumbel Tipe I* Serta Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi *Smirnov-Kolmogorof* dan Distribusi Frekuensi *Chi Square*

NO	KALA ULANG (Tahun)	HUJAN RANCANGAN (mm)	
		METODE LOG PEARSON	METODE GUMBEL
1	1	28.91	24.40
2	2	61.74	61.50
3	5	80.18	83.71
4	10	91.68	98.41
5	25	105.47	116.98
6	50	115.52	130.77
7	100	125.13	144.44
8	200	134.69	158.07
9	1000	144.95	189.64
UJI SMIRNOV KOLMOGOROF			
D P Maximum, P Max (%)		6.63%	8.17%
Derajat Signifikansi, a (%)		5.00	5.00
D Kritis (%)		56.00%	20.00%
HIPOTESA		DITERIMA	DITERIMA
UJI CHI SQUARE			
Chi - Square hitung		7.55	4.74
Chi - Square kritis		21.03	21.03
Derajat Bebas		2.00	2.00
Derajat Signifikansi		5.00	5.00
HIPOTESA		DITERIMA	DITERIMA

Perbedaan hasil perhitungan curah hujan rancangan tidak berbeda secara nyata (signifikan). Dari hasil uji statistik *Chi Square* dan *Smirnov-Kolmogorof*, kedua metode distribusi dapat diterima, namun berdasarkan nilai penyimpangan dari hasil uji statistik *Chi Square* dan *Smirnov-Kolmogorof* nilai penyimpangan distribusi *Log Pearson type III* lebih kecil dibandingkan *Gumbel Tipe I*, sehingga dipilih hasil dari perhitungan curah hujan rancangan metode *Log Pearson Tipe III*.

4.1.4 Hujan Rancangan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (*Probable Maximum Precipitation, PMP*)

Untuk analisa hujan rancangan maksimum yang mungkin terjadi atau PMP ini digunakan cara statistik dengan persamaan 2-14. Adapun tahapan perhitungannya dilakukan dengan bantuan grafik pada gambar 2.3 sampai dengan gambar 2.8. Dari

perhitungan didapatkan nilai $PMP = 411,92$ mm/hari dan $\frac{1}{2}PMP = 205,96$ mm/hari. Untuk lebih jelas tahapan perhitungan dapat dilihat pada lampiran 3.

4.1.5 Analisa Debit Banjir Rancangan

Banjir rancangan dengan kala ulang (*return period*) T tahun adalah debit banjir rancangan yang mungkin terjadi 1 kali dalam 1 tahun dengan peluang terjadi $1/T$ atau $(100\% / T)$ atau debit banjir rancangan yang mempunyai peluang terjadi satu kali dalam periode waktu T tahun.

Banjir rancangan adalah suatu nilai debit banjir rancangan yang digunakan sebagai dasar perencanaan konstruksi, dimana debit banjir rancangan yang akan digunakan dalam perencanaan pelimpah ini sesuai dengan landasan teori yang telah dijelaskan pada Bab 2 adalah sebagai berikut :

- Untuk Perencanaan kapasitas pelimpah menggunakan debit banjir rancangan dengan kala ulang 1000 tahun atau $Q_{1000\text{ Th}}$.
- Untuk kontrol kapasitas pelimpah terhadap kemungkinan bahaya banjir melimpas di atas tubuh bendungan (*overtopping*) menggunakan $\frac{1}{2}$ debit banjir rancangan maksimum yang mungkin terjadi (Probable Maximum Flood, PMF) atau $\frac{1}{2} Q_{PMF}$.
- Untuk perencanaan peredam energi menggunakan debit banjir rancangan dengan kala ulang 100 tahun atau $Q_{100\text{ Th}}$, tetapi dikontrol dengan $Q_{1000\text{ Th}}$.
- Sedangkan debit – debit banjir rancangan dengan kala ulang yang lebih kecil umumnya diperlukan sebagai pertimbangan saat melakukan uji model Test.

4.1.5.1 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Untuk rencana pembangunan suatu bendungan, maka angka koefisien pengaliran biasanya lebih besar dari 0,8 (Sosrodarsono, 1977: 38). Dari tabel 2.10 dan 2.11 di tetapkan nilai koefisien pengaliran sebesar 0,8.

4.1.5.2 Distribusi Hujan Jam-jaman

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun hujan otomatis (Automatic Rainfall Recorder, ARR), maka distribusi hujan jam-jaman dihitung secara empiris. Intensitas curah hujan menurut Mononobe dapat dirumuskan seperti pada persamaan 2-15 dan 2-16. Berikut merupakan hasil dari perhitungan intensitas curah hujan menurut Mononobe:

TABEL 4.5 DISTRIBUSI HUJAN NETTO JAM-JAMAN

NO	JAM KE	RATIO	HUJAN JAM-JAMAN (mm)											
			1.01	2	5	10	25	50	100	200	1000	0,5 PMP	PMP	
1	1.00	0.550	12.73	27.18	35.30	40.36	46.43	50.86	55.09	59.30	63.82	90.68	181.35	
2	2.00	0.143	3.31	7.06	9.18	10.49	12.07	13.22	14.32	15.41	16.59	23.57	47.14	
3	3.00	0.100	2.32	4.96	6.44	7.36	8.47	9.27	10.04	10.81	11.64	16.53	33.07	
4	4.00	0.080	1.85	3.95	5.12	5.86	6.74	7.38	8.00	8.61	9.26	13.16	26.32	
5	5.00	0.067	1.56	3.33	4.33	4.95	5.69	6.23	6.75	7.27	7.82	11.11	22.23	
6	6.00	0.059	1.36	2.91	3.78	4.32	4.97	5.45	5.90	6.35	6.84	9.72	19.43	
HUJAN RANCANGAN (mm)			28.91	61.74	80.18	91.68	105.47	115.52	125.13	134.69	144.95	205.96	411.92	
KOEFISIEN PENGALIRAN			0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
HUJAN EFEKTIF (mm)			23.13	49.39	64.15	73.34	84.37	92.41	100.11	107.75	115.96	164.77	329.54	

Sumber : Perhitungan

4.1.5.3 Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun duga air otomatis (Automatic Water Level Recorder, AWLR), maka perhitungan hidrograf satuan dihitung secara teoritis dengan rumus hidrograf satuan sintetik Nakayasu

$$\text{Be Luas DAS} = 64,8 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama} = 24,43 \text{ km}$$

$$\text{Hujan netto (efektif), } R_0 = 1,0 \text{ mm}$$

$$\text{Parameter Hidrograf } (\alpha) = 1,5$$

Time leg, t_g (Sungai dengan panjang alur $L > 15 \text{ km}$)

$$t_g = 0,4 + 0,058 L = 1,82 \text{ jam}$$

$$t_r = (0,5 \text{ sd. } 1,0) \cdot t_g = 0,91 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + 0,8 \cdot t_r = 2,54 \text{ jam}$$

Dengan pertimbangan nilai $T_p < 1 \text{ jam}$, mendekati $0,5 \text{ jam}$ maka perhitungan ordinat HSS digunakan setengah jaman.

$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 2,73 \text{ jam}$$

$$0,5 \cdot T_{0,3} = 1,36 \text{ jam}$$

$$1,5 \cdot T_{0,3} = 4,09 \text{ jam}$$

$$2 \cdot T_{0,3} = 5,45 \text{ jam}$$

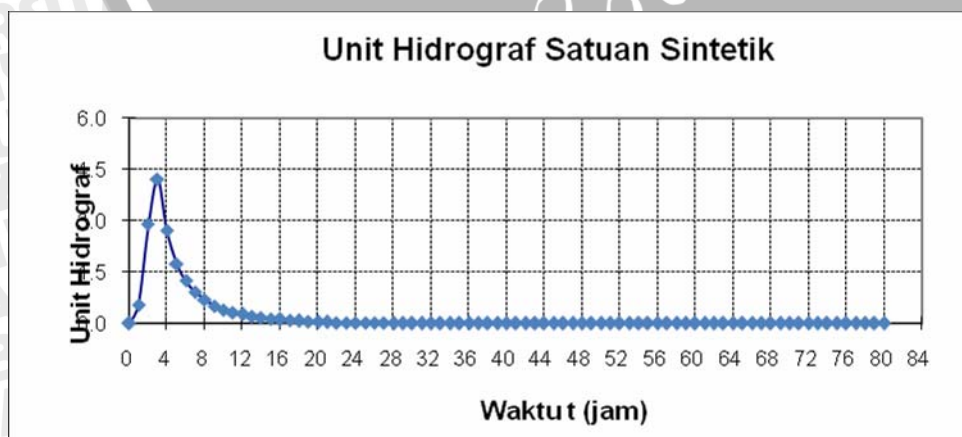
$$T_p + T_{0,3} = 5,27 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3} = 9,36 \text{ jam}$$

$$Q_p = A \cdot R_0 / (3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})) = 5,16 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{mm}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat lebih jelas pada lampiran 4.

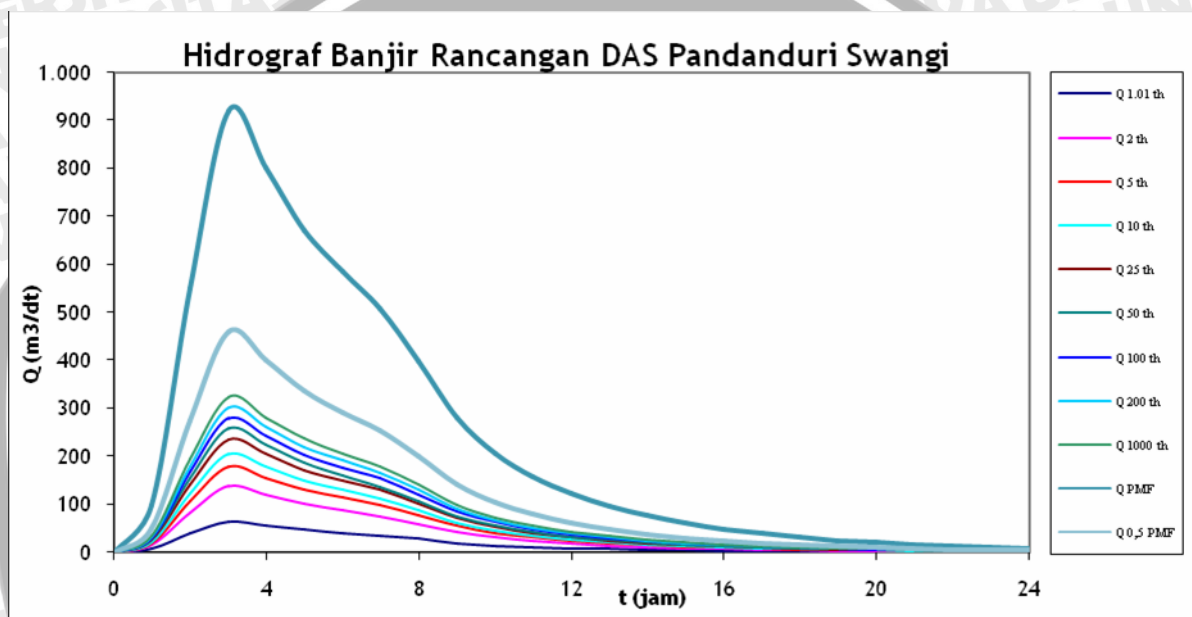
Berikut ini merupakan grafik dari hasil perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu:



Gambar 4.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Palung Bendungan Pandanduri Swangi

4.1.5.4 Hidrograf Debit Banjir Rancangan (*Inflow*)

Hidrograf debit banjir rancangan dihitung dengan menggunakan prinsip linieritas perkalian antara ordinat hidrograf satuan dengan ujan netto, kemudian dari hasil perkalian untuk tiap kejadian hujan dijumlahkan secara superposisi dan hasil akhirnya ditambah aliran dasar dengan rumus seperti pada persamaan 2-19. Adapun tahapan perhitungannya ditabelkan pada lampiran 5, sedangkan penyajian secara grafis dapat dilihat pada Gambar 4.2. Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi perhitungan debit banjir rancangan:



Gambar 4.2. Rekapitulasi perhitungan debit banjir rancangan:



Tabel 4.6 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Bendungan pandaduri Swangi

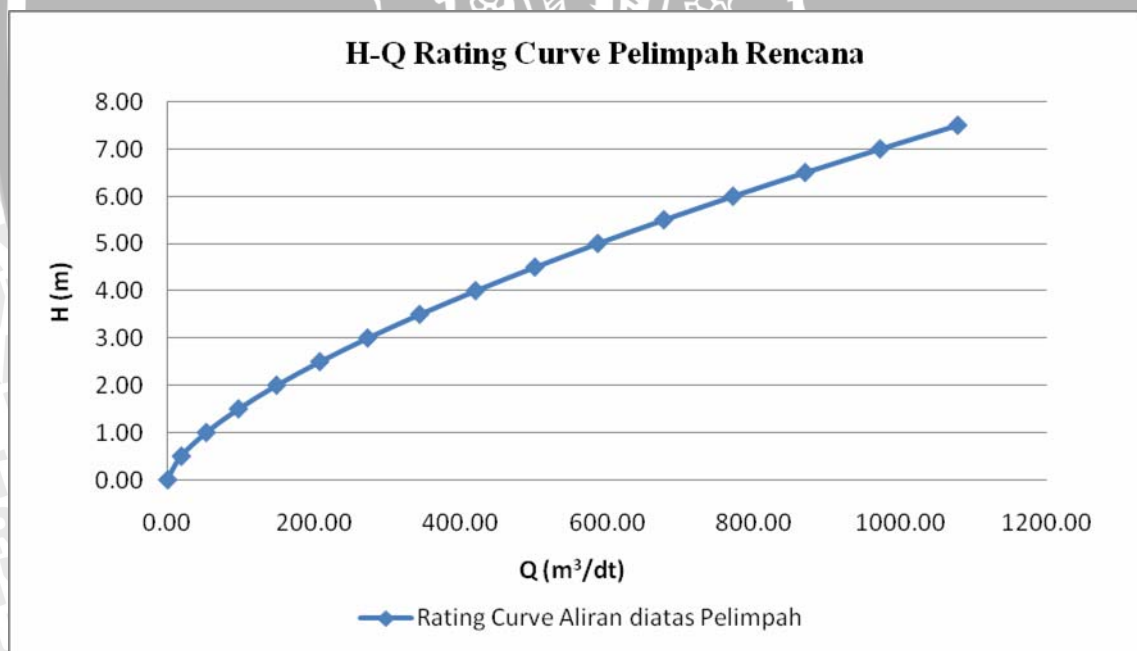
No	Waktu (jam)	Qt (m ³ /dt)	Debit Banjir Rancangan												Q pmf (m ³ /dt)	
			Q _{1.01 th} (m ³ /dt)	Q _{2 th} (m ³ /dt)	Q _{5 th} (m ³ /dt)	Q _{10 th} (m ³ /dt)	Q _{25 th} (m ³ /dt)	Q _{50 th} (m ³ /dt)	Q _{100 th} (m ³ /dt)	Q _{200 th} (m ³ /dt)	Q _{1000 th} (m ³ /dt)	Q _{0.5 PMF} (m ³ /dt)				
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.00	0.55	6.99	14.92	19.38	22.16	25.49	27.92	30.24	32.55	35.03	37.51	40.00	42.48	44.97	47.45
3	2.00	2.90	38.70	82.63	107.32	122.71	141.17	154.62	167.49	180.28	194.02	207.76	221.50	235.24	248.98	262.72
4	3.00	4.22	64.56	137.84	179.03	204.71	235.49	257.93	279.40	300.73	323.65	346.57	369.49	392.41	415.33	438.25
5	4.00	2.71	56.22	120.04	155.91	178.26	205.07	224.26	243.30	261.88	281.84	301.80	321.76	341.72	361.68	381.64
6	5.00	1.74	47.17	100.71	130.81	149.56	172.05	186.29	204.14	219.73	236.47	253.21	270.00	286.74	303.48	320.22
7	6.00	1.25	41.02	87.58	113.75	130.06	149.62	159.34	177.52	191.07	205.63	220.19	234.75	249.31	263.87	278.43
8	7.00	0.93	35.56	75.92	98.61	112.75	129.70	136.66	153.89	165.64	178.27	190.90	203.53	216.16	228.79	241.42
9	8.00	0.69	28.00	59.78	77.64	88.78	102.13	107.27	121.17	130.42	140.36	149.44	158.52	167.60	176.68	185.76
10	9.00	0.52	19.74	42.16	54.75	62.60	72.02	75.85	85.45	91.97	98.98	106.00	113.02	120.04	127.06	134.08
11	10.00	0.40	14.49	30.94	40.18	45.94	52.85	55.78	62.70	67.49	72.63	78.14	83.65	89.16	94.67	100.18
12	11.00	0.32	11.08	23.65	30.72	35.12	40.40	42.71	47.94	51.60	55.53	59.46	63.39	67.32	71.25	75.18
13	12.00	0.26	8.60	18.37	23.86	27.28	31.39	33.23	37.24	40.08	43.14	46.20	49.26	52.32	55.38	58.44
14	13.00	0.21	6.75	14.40	18.71	21.39	24.61	26.08	29.19	31.42	33.82	36.22	38.62	41.02	43.42	45.82
15	14.00	0.17	5.34	11.40	14.80	16.93	19.47	20.66	23.10	24.87	26.76	28.65	30.54	32.43	34.32	36.21
16	15.00	0.13	4.27	9.11	11.85	13.53	15.56	16.51	18.46	19.87	21.38	22.89	24.40	25.91	27.42	28.93
17	16.00	0.11	3.42	7.30	9.48	10.85	12.48	13.24	14.80	15.93	17.15	18.37	19.59	20.81	22.03	23.25
18	17.00	0.09	2.74	5.86	7.61	8.70	10.00	10.61	11.87	12.77	13.75	14.73	15.71	16.69	17.67	18.65
19	18.00	0.07	2.20	4.70	6.10	6.97	8.02	8.51	9.52	10.24	11.02	11.80	12.58	13.36	14.14	14.92
20	19.00	0.06	1.76	3.76	4.89	5.59	6.43	6.82	7.63	8.21	8.84	9.47	10.10	10.73	11.36	11.99
21	20.00	0.04	1.41	3.02	3.92	4.48	5.16	5.47	6.12	6.59	7.09	7.59	8.09	8.59	9.09	9.59
22	21.00	0.04	1.13	2.42	3.14	3.59	4.13	4.39	4.91	5.28	5.68	6.08	6.48	6.88	7.28	7.68
23	22.00	0.03	0.91	1.94	2.52	2.88	3.32	3.52	3.93	4.23	4.56	4.89	5.22	5.55	5.88	6.21
24	23.00	0.02	0.73	1.56	2.02	2.31	2.66	2.82	3.15	3.39	3.65	3.91	4.17	4.43	4.69	4.95
25	24.00	0.02	0.58	1.25	1.62	1.85	2.13	2.26	2.53	2.72	2.93	3.14	3.35	3.56	3.77	3.98
26	25.00	0.01	0.47	1.00	1.30	1.49	1.71	1.81	2.03	2.18	2.35	2.52	2.69	2.86	3.03	3.20
27	26.00	0.01	0.38	0.80	1.04	1.19	1.37	1.45	1.63	1.75	1.88	2.06	2.28	2.50	2.72	2.94
28	27.00	0.01	0.30	0.64	0.84	0.96	1.10	1.17	1.30	1.40	1.51	1.62	1.73	1.84	1.95	2.06
29	28.00	0.01	0.24	0.52	0.67	0.77	0.88	0.93	1.05	1.13	1.21	1.29	1.37	1.45	1.53	1.61
30	29.00	0.01	0.19	0.41	0.54	0.61	0.71	0.75	0.84	0.90	0.97	1.04	1.11	1.18	1.25	1.32
31	30.00	0.00	0.16	0.33	0.43	0.49	0.57	0.60	0.67	0.72	0.78	0.84	0.90	0.96	1.02	1.08
32	31.00	0.00	0.12	0.27	0.35	0.39	0.45	0.48	0.54	0.58	0.62	0.68	0.72	0.77	0.82	0.87
33	32.00	0.00	0.10	0.21	0.28	0.32	0.36	0.39	0.43	0.47	0.50	0.54	0.58	0.62	0.66	0.70
34	33.00	0.00	0.08	0.17	0.22	0.25	0.29	0.31	0.35	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.54	0.58
35	34.00	0.00	0.06	0.14	0.18	0.20	0.23	0.25	0.28	0.30	0.32	0.35	0.38	0.41	0.44	0.47
36	35.00	0.00	0.05	0.11	0.14	0.16	0.19	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.37



4.1.5.5 Kurva Kedalaman Aliran dan Debit (*Rating Curve*)

Dengan telah diketahuinya debit banjir rancangan untuk tiap kala ulang kejadian banjir dari hasil perhitungan, maka langkah berikutnya adalah melakukan perhitungan kedalaman aliran air banjir dengan mentransformasikan debit banjir rancangan kedalam *rating curve*.

Tujuan dari perhitungan kedalaman aliran air banjir ini adalah untuk mempelajari karakteristik kejadian banjir sesuai dengan kondisi lapangan. Jika hasil dari perhitungan kedalaman air banjir ini memberikan indikasi yang wajar sesuai dengan informasi kejadian banjir pada masa lampau, maka perhitungan debit banjir rancangan dapat diterima untuk digunakan sebagai dasar perencanaan dan jika masih belum memberikan hasil yang wajar maka perlu dilakukan justifikasi atau kalibrasi parameter-parameter hidrograf banjir sampai diperoleh hasil yang wajar sesuai dengan kondisi lapangan. Adapun tahapan perhitungannya ditabelkan pada lampiran 6, sedangkan penyajian secara grafis dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3 Rating curve di lokasi Pelimpah Bendungan Pandanduri Swangi

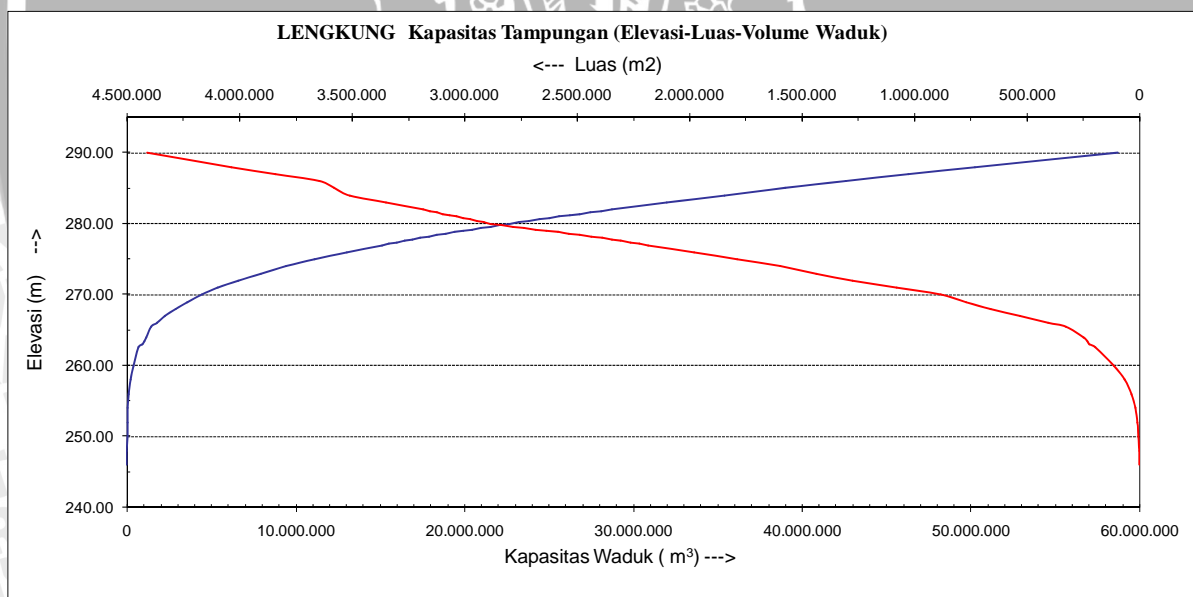
4.2 Analisa Penelusuran Banjir Hidrolika (*Flood Routing*) Melalui Pelimpah

Penelusuran banjir di waduk diperlukan untuk mengetahui debit outflow maksimum dan tinggi air maksimum di atas ambang pelimpah pada debit outflow yang bersesuaian sebagai dasar perencanaan hidrolika struktur

4.2.1 Kurva Kapasitas Tampungan Waduk

Fungsi utama tampungan waduk adalah sebagai penampung air dan sebagai stabilisator aliran air yang terjadi. Oleh karena itu, hal yang paling penting diperhatikan dari karakteristik fisik waduk adalah berapa besar kapasitas tampungannya. Perencanaan lokasi waduk, ditentukan dari peta kontur dan survey topografi lokasi bendungan yang dilaksanakan.

Berdasarkan lokasi as bendungan yang dibuat berdasarkan survey topografi maka di dapatkan data elevasi dan luasan tampungan. Dari data tersebut maka dapat dihitung kapasitas tampungan waduk, dengan hasil seperti dapat dilihat pada Gambar 4.4 dan Tabel 4.7 berikut.



Gambar 4.4 Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Kapasitas Tampungan Waduk Rajui

Tabel 4.7 Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Kapasitas Tampungan Pandanduri Swangi

Elevasi (m)	Luas (m ²)	Total Volume Waduk (m ³)	Elevasi (m)	Luas (m ²)	Total Volume Waduk (m ³)	Elevasi (m)	Luas (m ²)	Total Volume Waduk (m ³)	Elevasi (m)	Luas (m ²)	Total Volume Waduk (m ³)
246.00	0.00	0.00	267.00	534.000.00	2.270.000.00	277.80	2.346.000.00	16.915.000.00	280.60	2.975.000.00	24.419.000.00
248.00	3.000.00	3.000.00	268.00	663.000.00	2.869.000.00	278.00	2.387.000.00	17.388.000.00	280.80	3.005.000.00	25.017.000.00
250.00	5.000.00	12.000.00	269.00	773.000.00	3.587.000.00	278.20	2.437.000.00	17.871.000.00	281.00	3.035.000.00	25.621.000.00
252.00	8.000.00	25.000.00	270.00	884.000.00	4.416.000.00	278.40	2.487.000.00	18.363.000.00	281.20	3.065.000.00	26.231.000.00
254.00	20.000.00	52.000.00	271.00	1.079.000.00	5.397.000.00	278.60	2.536.000.00	18.865.000.00	281.40	3.095.000.00	26.847.000.00
256.00	38.000.00	109.000.00	272.00	1.274.000.00	6.574.000.00	278.80	2.586.000.00	19.378.000.00	281.60	3.125.000.00	27.469.000.00
258.00	65.000.00	212.000.00	273.00	1.436.000.00	7.929.000.00	279.00	2.636.000.00	19.900.000.00	281.80	3.155.000.00	28.097.000.00
260.00	114.000.00	390.000.00	274.00	1.599.000.00	9.447.000.00	279.20	2.686.000.00	20.432.000.00	282.00	3.185.000.00	28.731.000.00
262.60	196.000.00	700.000.00	275.00	1.788.000.00	11.140.000.00	279.40	2.736.000.00	20.974.000.00	283.00	3.348.000.00	31.998.000.00
263.00	222.000.00	909.000.00	276.00	1.978.000.00	13.023.000.00	279.60	2.786.000.00	21.526.000.00	284.00	3.512.000.00	35.428.000.00
263.40	233.000.00	1.000.000.00	277.00	2.183.000.00	15.103.000.00	279.80	2.835.000.00	22.088.000.00	285.00	3.578.000.00	38.972.000.00
264.00	249.000.00	1.145.000.00	277.20	2.223.000.00	15.544.000.00	280.00	2.885.000.00	22.661.000.00	286.00	3.643.000.00	42.583.000.00
265.50	328.000.00	1.433.000.00	277.40	2.264.000.00	15.993.000.00	280.20	2.915.000.00	23.241.000.00	287.00	3.839.000.00	46.324.000.00
266.00	406.000.00	1.800.000.00	277.60	2.305.000.00	16.450.000.00	280.40	2.945.000.00	23.827.000.00	288.00	4.035.000.00	50.261.000.00
									290.00	4.411.000.00	58.707.000.00

4.2.2 Rencana Elevasi ambang dan lebar pelimpah

Berdasarkan data yang diperoleh dari Konsultan PT. Indra Karya pada pekerjaan Model Test yang dilaksanakan di Laboratorium Sungai dan Rawa Jurusan Teknik Pengairan, diperoleh data sebagai berikut :

- Tinggi bendungan (H)	= 43,75 m
- Elevasi tampungan mati (LWL)	= + 262,00 m
- Elevasi tamp. efektif (NWL)	= + 281,50 m
- Elevasi puncak (<i>crest</i>) bendungan	= + 284,00 m
- Elevasi ambang pelimpah	= + 273,50 m
- Tampungan total	= $35,428 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Tampungan efektif	= $27,929 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Tampungan mati	= $3,9 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Kemiringan lereng udik	= 1 : 3
- Kemiringan lereng hilir	= 1 : 2
- Tipe bendungan	= Bendungan tipe zonal
- Koef. permeabilitas timbunan	= $3,445 \times 10^{-6} \text{ cm/dt}$

Sehingga dari tabel 4.7, didapatkan nilai elevasi ambang pelimpah 273,5 m dan Lebar ambang pelimpah direncanakan 25 m.

4.2.3 Kurva hubungan antara kedalaman aliran diatas pelimpah dengan debit pelimpah (*rating curve* pelimpah)

Dalam perhitungan koefisien limpahan ini menggunakan rumus Iwasaki, dimana untuk menghitung nilai C pada hubungan antara kedalaman aliran dan debit yang melalui ambang pelimpah diperlukan nilai H_d , sedangkan nilai H_d diperoleh dari hasil *flood routing*. Maka untuk perhitungan awal, nilai H_d diasumsikan dari debit *inflow*. Kemudian jika hasil *flood routing* debit *outflow* telah diperoleh maka nilai H_d akan dikoreksi sesuai dengan hasil *flood routing* debit *outflow*, dimana penyesuaian atau koreksi ini dilakukan sampai diperoleh nilai H_d yang digunakan sebagai data masukkan dalam perhitungan koefisien limpahan sama dengan hasil *outflow*.

$$\text{Lebar Pelimpah} \quad L = 25 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pelimpah} \quad P = 5 \text{ m}$$

$$\text{Asumsi awal} \quad C = 2 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$$

$$K_p = \text{Koefisien kontraksi pada pilar} = 0.12 \text{ (diasumsikan } H/H_d = 1)$$

$$K_a = \text{Koefisien kontraksi pada dinding samping kiri/kanan} \\ = 0.02 \text{ (diasumsikan } H/H_d = 1)$$

$$\text{Inflow } Q_{1000 \text{ Th}} = 323,65 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$H_d = \left(\frac{Q}{C.L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{323,65}{2.25} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,04 \text{ m}$$

Seperti pada persamaan 2-29 dan 2-30, konstanta (a) diperoleh pada saat $h = H_d$, yang berarti $C = C_d$.

4.2.4 Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah

Berikut ini merupakan perhitungan fungsi tampungan untuk penelusuran banjir melalui pelimpah Bendungan Pandanduri Swangi:

Tabel 4.8 Perhitungan Fungsi Tampungan Untuk Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah Bendungan Pandanduri Swangi.

Elevasi (m)	Tinggi MA, H (m)	Q pelimpah (m ³ /dt)	Tampungan, S (m ³)	ΔS	S / Δt	Q/2	Ψ	φ
(m)	(m)	(m ³ /dt)	(m ³)		(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
273.50	0.00	-	8.728.750.00	-	2.424.65	-	2.424.65	2.424.65
274.00	0.50	17.54	9.447.000.00	718.250.00	2.624.17	8.77	2.615.40	2.632.93
274.50	1.00	49.20	10.341.000.00	1.612.250.00	2.872.50	24.60	2.847.90	2.897.10
275.00	1.50	89.65	11.235.000.00	2.506.250.00	3.120.83	44.83	3.076.01	3.165.66
275.50	2.00	136.90	12.129.000.00	3.400.250.00	3.369.17	68.45	3.300.72	3.437.61
276.00	2.50	189.74	13.023.000.00	4.294.250.00	3.617.50	94.87	3.522.63	3.712.37
276.50	3.00	247.34	14.114.250.00	5.385.500.00	3.920.63	123.67	3.796.96	4.044.29
277.00	3.50	309.06	15.205.500.00	6.476.750.00	4.223.75	154.53	4.069.22	4.378.28
277.50	4.00	374.40	16.296.750.00	7.568.000.00	4.526.88	187.20	4.339.68	4.714.08
278.00	4.50	442.93	17.388.000.00	8.659.250.00	4.830.00	221.47	4.608.53	5.051.47
278.50	5.00	514.30	18.706.250.00	9.977.500.00	5.196.18	257.15	4.939.03	5.453.33
279.00	5.50	588.18	20.024.500.00	11.295.750.00	5.562.36	294.09	5.268.27	5.856.45
279.50	6.00	664.30	21.342.750.00	12.614.000.00	5.928.54	332.15	5.596.39	6.260.69
280.00	6.50	742.42	22.661.000.00	13.932.250.00	6.294.72	371.21	5.923.51	6.665.93
280.50	7.00	822.30	24.178.500.00	15.449.750.00	6.716.25	411.15	6.305.10	7.127.40
281.00	7.50	903.74	25.696.000.00	16.967.250.00	7.137.78	451.87	6.685.91	7.589.65
281.50	8.00	986.56	27.213.500.00	18.484.750.00	7.559.31	493.28	7.066.03	8.052.58
282.00	8.50	1.070.56	28.731.000.00	20.002.250.00	7.980.83	535.28	7.445.55	8.516.11
282.50	9.00	1.155.60	30.405.250.00	21.676.500.00	8.445.90	577.80	7.868.10	9.023.70
283.00	9.50	1.241.51	32.079.500.00	23.350.750.00	8.910.97	620.76	8.290.22	9.531.73
283.50	10.00	1.328.16	33.753.750.00	25.025.000.00	9.376.04	664.08	8.711.96	10.040.12
284.00	10.50	1.415.39	35.428.000.00	26.699.250.00	9.841.11	707.70	9.133.41	10.548.81
284.50	11.00	1.503.09	37.216.750.00	28.488.000.00	10.337.99	751.55	9.586.44	11.089.53

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.9 Perhitungan Penelusuran Banjir (Flood Routing) Q 1000 Th Melalui Pelimpah Bendungan Pandanduri Swangi

Periode	Inflow	Inflow rata	Ψ	ϕ	Outflow	H	El. MAW
(jam)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m)	(m)
0.0	-				-	-	273.50
1.0	35.03	17.52	2.424.65	2.442.17	1.47	0.04	273.54
2.0	194.02	114.53	2.440.69	2.555.22	10.99	0.31	273.81
3.0	323.65	258.83	2.544.23	2.803.06	37.93	0.82	274.32
4.0	281.84	302.75	2.765.13	3.067.88	74.92	1.32	274.82
5.0	236.47	259.16	2.992.96	3.252.11	104.67	1.66	275.16
6.0	205.63	221.05	3.147.44	3.368.49	124.89	1.87	275.37
7.0	178.27	191.95	3.243.60	3.435.55	136.54	2.00	275.50
8.0	140.36	159.31	3.299.02	3.458.33	140.88	2.04	275.54
9.0	98.98	119.67	3.317.45	3.437.12	136.81	2.00	275.50
10.0	72.63	85.81	3.300.31	3.386.12	127.95	1.91	275.41
11.0	55.53	64.08	3.258.17	3.322.25	116.85	1.79	275.29
12.0	43.14	49.33	3.205.40	3.254.73	105.12	1.66	275.16
13.0	33.82	38.48	3.149.60	3.188.08	93.55	1.54	275.04
14.0	26.76	30.29	3.094.54	3.124.83	83.50	1.42	274.92
15.0	21.38	24.07	3.041.32	3.065.40	74.55	1.31	274.81
16.0	17.15	19.27	2.990.85	3.010.11	66.22	1.21	274.71
17.0	13.75	15.45	2.943.89	2.959.34	58.57	1.12	274.62
18.0	11.02	12.39	2.900.76	2.913.15	51.62	1.03	274.53
19.0	8.84	9.93	2.861.53	2.871.46	46.13	0.95	274.45
20.0	7.09	7.96	2.825.34	2.833.30	41.55	0.88	274.38
21.0	5.68	6.38	2.791.75	2.798.13	37.34	0.81	274.31
22.0	4.56	5.12	2.760.79	2.765.91	33.48	0.75	274.25
23.0	3.65	4.10	2.732.44	2.736.54	29.96	0.70	274.20
24.0	2.93	3.29	2.706.59	2.709.88	26.76	0.65	274.15
25.0	2.35	2.64	2.683.12	2.685.76	23.87	0.60	274.10
26.0	1.88	2.12	2.661.89	2.664.01	21.26	0.56	274.06
27.0	1.51	1.70	2.642.75	2.644.44	18.92	0.52	274.02
28.0	1.21	1.36	2.625.53	2.626.89	17.03	0.49	273.99
29.0	0.97	1.09	2.609.86	2.610.95	15.69	0.45	273.95
30.0	0.78	0.87	2.595.27	2.596.14	14.44	0.41	273.91
31.0	0.62	0.70	2.581.70	2.582.40	13.28	0.38	273.88
32.0	0.50	0.56	2.569.12	2.569.68	12.21	0.35	273.85
33.0	0.40	0.45	2.557.47	2.557.92	11.22	0.32	273.82
34.0	0.32	0.36	2.546.70	2.547.06	10.31	0.29	273.79
35.0	0.26	0.29	2.536.76	2.537.05	9.46	0.27	273.77
36.0	0.21	0.23	2.527.59	2.527.82	8.69	0.25	273.75

Tahapan perhitungan penelusuran banjir melalui pelimpah selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 7. Berikut ini merupakan rekapitulasi dari hasil penelusuran banjir melalui pelimpah bendungan rajui:

Tabel 4.10 Rekapitulasi nilai maksimum Q_{inflow} , $Q_{outflow}$, H_d , elevasi muka air banjir dan reduksi banjir maksimum

No.	Kala Ulang T	Q inflow maksimum	Q outflow maksimum	Hd maksimum	elevasi muka air banjir	Reduksi banjir maksimum	
	(tahun)	(m ³ /detik)	(m ³ /detik)	(m)	(m)	(m ³ /detik)	(%)
1	1,01	64.56	21.0262	0.56	274.06	0.67	67.43
2	2	137.84	50.2686	1.01	274.51	0.64	63.53
3	5	179.03	50.2686	1.01	274.51	0.72	71.92
4	10	204.71	81.5306	1.40	274.90	0.60	60.17
5	25	235.49	96.4716	1.57	275.07	0.59	59.03
6	50	257.93	105.7235	1.67	275.17	0.59	59.01
7	100	279.40	118.5868	1.81	275.31	0.58	57.56
8	200	300.73	129.1814	1.92	275.42	0.57	57.04
9	1000	323.65	140.8795	2.04	275.54	0.56	56.47
10	0,5 PMF	459.88	210.3445	2.68	276.18	0.54	54.26
11	PMF	919.75	445.5599	4.52	278.02	0.52	51.56

4.3 Analisa Hidrolika Pelimpah

Sebagai dasar perencanaan hidrolika dan struktur pada bangunan pelimpah adalah debit banjir rancangan outflow hasil penelusuran banjir melalui pelimpah yang direncanakan.

4.3.1 Rencana Tata Letak (*Lay Out*) Pelimpah

Dengan pertimbangan tata letak bendungan, situasi topografi dan kondisi geologi di lapangan, maka dalam studi ini akan direncanakan pelimpah tipe *overflow*.

Daerah rencana bendungan Pandanduri Swangi dan sekitarnya secara morfologi merupakan daerah dataran dengan sedikit bergelombang, dengan ketinggian berkisar antara elevasi 230 m di dasar sungai Palung sampai dengan elevasi 306 m di daerah bukit sebelah kanan rencana lokasi bendungan.

4.3.2 Perencanaan Saluran Pengarah

Saluran pengarah menuju ke inlet pelimpah direncanakan dengan mengupayakan supaya terjadi pola aliran yang tenang dan harus dihindari bentuk dinding yang tajam, karena pada umumnya dinding yang tajam pada debit – debit besar mempunyai kecenderungan terjadinya pusaran aliran (vortex), oleh karena itu pada bangunan pelimpah bagian inlet ini diupayakan bentuk – bentuk peralihan yang tajam dibuat berbentuk lengkung (*rounded*). Sedangkan kebutuhan dimensi saluran pengarah disesuaikan dengan kebutuhan perencanaan lebar pelimpah.

4.3.3 Profil Pelimpah

Untuk perencanaan profil pelimpah menggunakan Qoutflow maksimum pada kala ulang 1000 tahun ($Q_{0\ 1000}$):

Debit outflow maksimum	$Q_{0\ 1000} =$	323,65 m ³ /dt
Lebar ambang pelimpah	$L =$	25,00 m
Kedalaman aliran di atas ambang pelimpah	$H_d =$	2,04 m

Profil pelimpah direncanakan menggunakan OGEE Tipe I dengan perhitungan sebagai berikut:

$$R_1 = 0,2 H_d = 0,41 \text{ m}$$

$$\text{Jarak } R_1 = 0,282 H_d = 0,57 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,5 H_d = 1,02 \text{ m}$$

$$\text{Jarak } R_2 = 0,175 H_d = 0,36 \text{ m}$$

Perhitungan lengkung Harold:

$$X^{1,85} = 2 \cdot H_d^{0,85} \cdot Y$$

$$\text{Maka } Y = 0,273 \cdot X^{1,85}$$

$$Y' = 0,505 \cdot X^{0,85}$$

Sudut awal pelimpah direncanakan 45° (1:1)

Sehingga titik awal melalui gradien :

misal $Y' = 1$

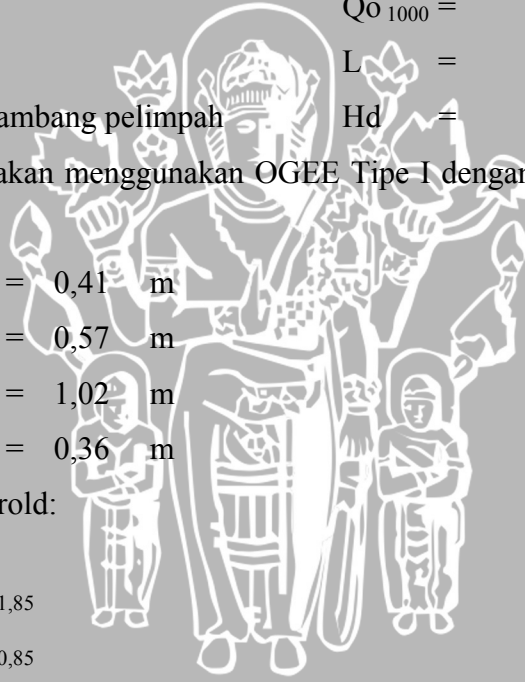
$$1 = 0,505 \cdot X^{0,85}$$

$$X^{0,85} = 1,980$$

$$X = 2,233$$

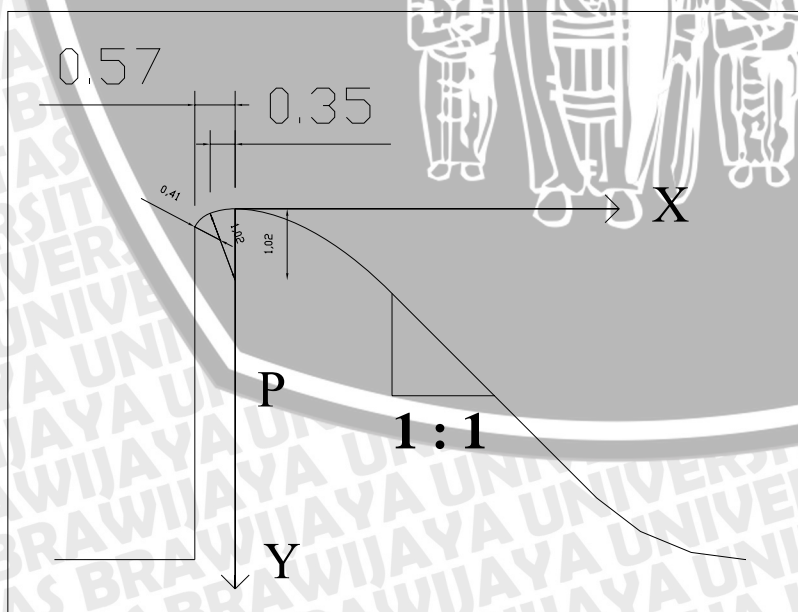
$$Y = 0,273 \cdot X^{1,85}$$

$$Y = 1,207$$



Perhitungan berikutnya ditabelkan :

X	Y
0.100	0.004
0.200	0.014
0.300	0.029
0.400	0.050
0.500	0.076
0.600	0.106
0.700	0.141
0.800	0.181
0.900	0.225
1.000	0.273
1.100	0.326
1.200	0.383
1.300	0.444
1.400	0.509
1.500	0.578
1.600	0.651
1.700	0.729
1.800	0.810
1.900	0.895
2.000	0.984
2.100	1.077
2.200	1.174
2.233	1.207



Gambar 4.5 Perencanaan profil mercu pelimpah Bendungan Pandanduri Swangi

4.3.4 Profil Muka Air Mercu Pelimpah

Analisa hidrolika profil muka air pada mercu pelimpah didesign dengan menggunakan $Q_{o 1000}$ dan di kontrol debit outflow maksimum PMF ($Q_{o PMF}$). Berikut ini merupakan rekapitulasi dari hasil perhitungan profil muka air:

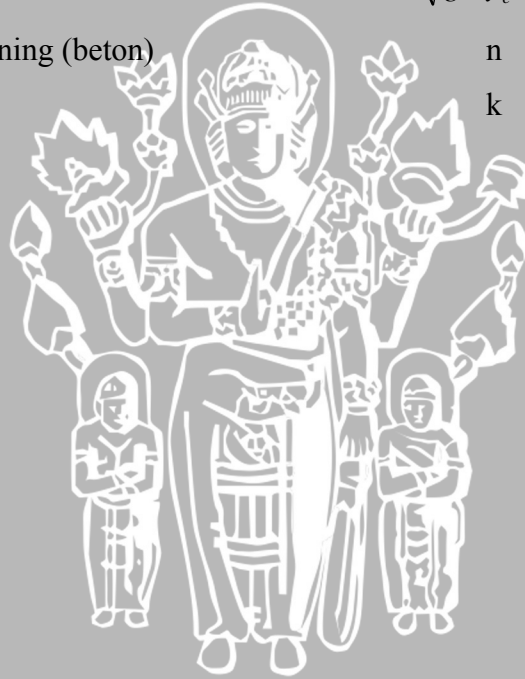
$Q_o = 1000$ Tahun

Debit outflow maksimum	$Q_{o 1000} = 140,88$	m^3/dt
Lebar ambang pelimpah	$B = 25$	m
Kedalaman aliran di atas ambang pelimpah (hs.flood routing)	$H_d = 2,04$	m
Kecepatan aliran sebelum ambang pelimpah	$v = \frac{Q_{o 1000}}{B \cdot H_d} = 2,77$	m/dt
Koefisien koreolis (Tabel 2.15)	$\alpha = 1,15$	
Tinggi kecepatan aliran di atas ambang pelimpah	$h_v = \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} = 0,45$	m
Tinggi tekanan total di atas ambang pelimpah	$H_e = H_d + h_v = 0,49$	m
Elevasi dasar saluran pengarah		$= + 268,50$ m
Elevasi ambang pelimpah		$= + 273,50$ m
Tinggi pelimpah	$P = 5,00$	m
Kedalaman aliran kritis di atas ambang pelimpah	$H_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}} = 1,55$	m
Kecepatan aliran kritis	$v_c = \sqrt{g \cdot H_c} = 3,64$	m/dt
Bilangan Froude kritis	$F_c = \frac{v_c}{\sqrt{g \cdot y_c}} = 1,00$	
Koefisien kekasaran Manning (beton)	$n = 0,015$	
Koefisien kontraksi	$k = 0,10$	

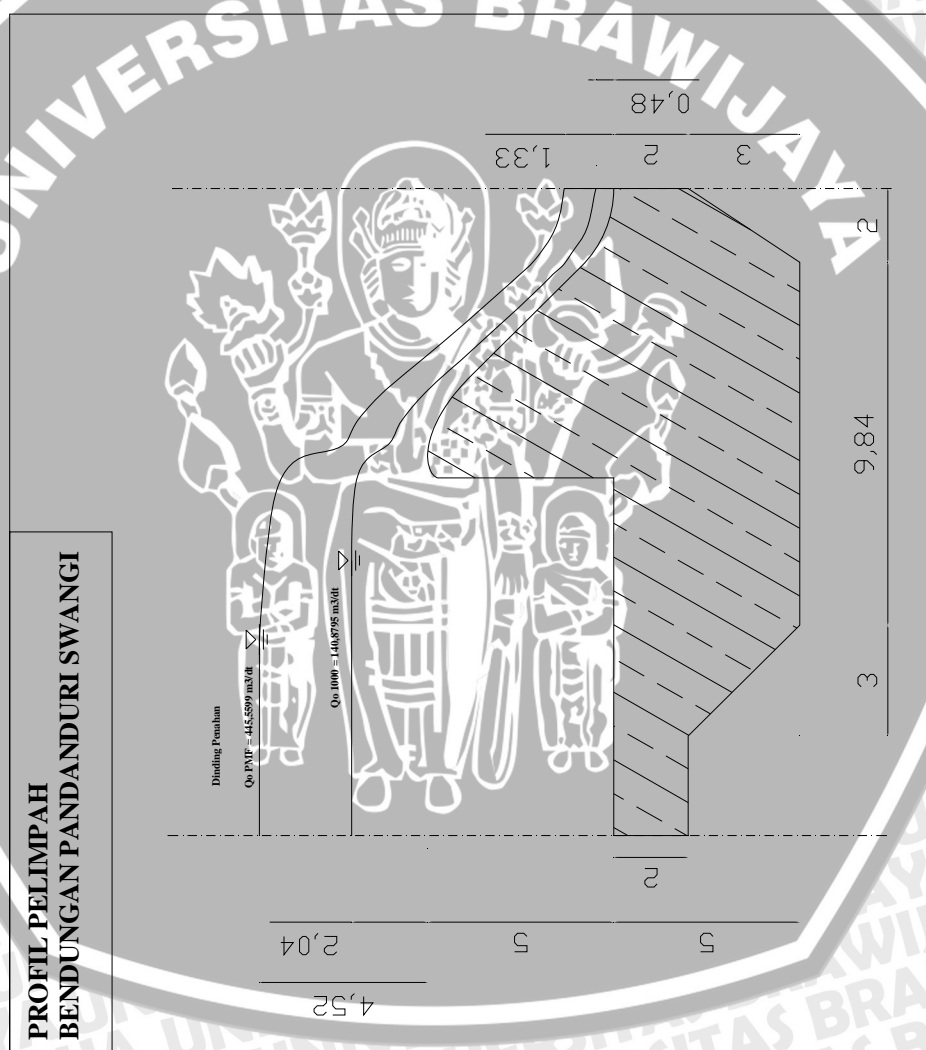
$Q_o = PMF$

Debit outflow maksimum	$Q_{o PMF} = 445,56$	m^3/dt
Lebar ambang pelimpah	$B = 25$	m
Kedalaman aliran di atas ambang pelimpah (hs.flood routing)	$H_d = 4,52$	m
Kecepatan aliran sebelum ambang pelimpah	$v = \frac{Q_{o 1000}}{B \cdot H_d} = 2,77$	m/dt

Koefisien koreolis (Tabel 2.15)	$\alpha = 1,15$
Tinggi kecepatan aliran di atas ambang pelimpah	$h_v = \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} = 0,91 \text{ m}$
Tinggi tekanan total di atas ambang pelimpah	$H_e = H_d + h_v = 5,43 \text{ m}$
Elevasi dasar saluran pengarah	$= + 268,50 \text{ m}$
Elevasi ambang pelimpah	$= + 273,50 \text{ m}$
Tinggi pelimpah	$P = 5,00 \text{ m}$
Kedalaman aliran kritis di atas ambang pelimpah	$H_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}} = 3,34 \text{ m}$
Kecepatan aliran kritis	$v_c = \sqrt{g \cdot H_c} = 5,34 \text{ m/dt}$
Bilangan Froude kritis	$F_c = \frac{v_c}{\sqrt{g \cdot y_c}} = 1,00$
Koefisien kekasaran Manning (beton)	$n = 0,015$
Koefisien kontraksi	$k = 0,10$



Gambar 4.6 Profil muka air Q_0 1000 dan Q_{PMF} diatas ambang pelimpah



Tabel 4.11.a Analisa hidrolika profil muka air Q₀ 1000 pada profil mercu pelimpah

No Titik tinjau penampang (section)	Elevasi dasar saluran (m)	Jarak antar penampang ΔX (m)	Beda tinggi elevasi antar penampang ΔZ = ΔX tan θ (m)	Slope dasar saluran penampang S = ΔZ/ΔX (-)	Sudut kemiringan antar penampang θ = Arc Tan S (radian)	Jarak sisi miring antar penampang Δ / (m)	Jarak vertikal terhadap ambang pelimpah Z (m)	Kedalaman aliran vertikal (trial & error) Yz (m)	Kedalaman aliran tegak lurus slope dasar saluran d = Yz Cos θ (m)	Kecepatan aliran Vz (m/dt)	Debit persatuan lebar pelimpah q = Q/B (m ³ /dt)	Kecepatan aliran Vz ² = qYz (m ³ /dt)	Kesalahan perbedaan kecepatan (kontrol) Δ Vz = (m/dt)	Elevasi muka air El _{ma} (m)	Bilangan Froude Fr	Keterangan
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]
1	273.50	-	0.004	0.04	0.039	0.100	0.004	1.550	1.550	3.636	5.635	-	0.000	275.050	1.000	Kritis
2	273.50	0.100	0.004	0.04	0.039	0.100	0.004	1.066	1.066	5.285	5.635	5.285	0.000	274.562	1.752	super kritis
3	273.49	0.100	0.010	0.10	0.100	0.101	0.010	1.060	1.060	5.314	5.635	5.314	0.000	274.546	1.767	super kritis
4	273.47	0.100	0.016	0.16	0.154	0.101	0.029	1.051	1.051	5.359	5.635	5.359	0.000	274.522	1.790	super kritis
5	273.45	0.100	0.021	0.21	0.204	0.102	0.050	1.040	1.040	5.418	5.635	5.418	0.000	274.490	1.819	super kritis
6	273.42	0.100	0.026	0.26	0.251	0.103	0.076	1.027	1.027	5.487	5.635	5.487	0.000	274.451	1.854	super kritis
7	273.39	0.100	0.030	0.30	0.295	0.105	0.106	1.012	1.012	5.568	5.635	5.568	0.000	274.406	1.895	super kritis
8	273.36	0.100	0.035	0.35	0.337	0.106	0.141	0.996	0.996	5.657	5.635	5.657	0.000	274.355	1.940	super kritis
9	273.32	0.100	0.040	0.40	0.377	0.108	0.181	0.979	0.979	5.754	5.635	5.754	0.000	274.299	1.991	super kritis
10	273.28	0.100	0.044	0.44	0.414	0.109	0.225	0.962	0.962	5.857	5.635	5.857	0.000	274.237	2.045	super kritis
11	273.23	0.100	0.048	0.48	0.450	0.111	0.269	0.944	0.944	5.967	5.635	5.967	0.000	274.171	2.102	super kritis
12	273.17	0.100	0.053	0.53	0.485	0.113	0.326	0.927	0.920	6.081	5.635	6.081	0.000	274.101	2.163	super kritis
13	273.12	0.100	0.057	0.57	0.517	0.115	0.383	0.909	0.890	6.201	5.635	6.201	0.000	274.026	2.227	super kritis
14	273.06	0.100	0.061	0.61	0.548	0.117	0.444	0.891	0.790	6.324	5.635	6.324	0.000	273.947	2.294	super kritis
15	272.99	0.100	0.065	0.65	0.578	0.119	0.509	0.873	0.732	6.451	5.635	6.451	0.000	273.865	2.363	super kritis
16	272.92	0.100	0.069	0.69	0.606	0.122	0.578	0.856	0.704	6.582	5.635	6.582	0.000	273.778	2.435	super kritis
17	272.85	0.100	0.073	0.73	0.633	0.124	0.651	0.839	0.677	6.715	5.635	6.715	0.000	273.688	2.510	super kritis
18	272.77	0.100	0.077	0.77	0.658	0.126	0.729	0.823	0.651	6.851	5.635	6.851	0.000	273.594	2.586	super kritis
19	272.69	0.100	0.081	0.81	0.682	0.129	0.810	0.806	0.626	6.989	5.635	6.989	0.000	273.496	2.665	super kritis
20	272.60	0.100	0.085	0.85	0.706	0.131	0.895	0.790	0.602	7.130	5.635	7.130	0.000	273.395	2.746	super kritis
21	272.52	0.100	0.089	0.89	0.728	0.134	0.984	0.775	0.579	7.272	5.635	7.272	0.000	273.291	2.828	super kritis
22	272.42	0.100	0.093	0.93	0.749	0.137	1.077	0.760	0.556	7.416	5.635	7.416	0.000	273.183	2.913	super kritis
23	272.33	0.100	0.097	0.97	0.769	0.139	1.174	0.745	0.535	7.562	5.635	7.562	0.000	273.071	2.999	super kritis
24	272.29	0.033	0.033	1.01	0.789	0.047	2.071	0.740	0.522	7.612	5.635	7.612	0.000	273.033	3.029	super kritis
25	271.89	0.400	0.403	1.01	0.789	0.089	2.610	0.689	0.486	8.176	5.635	8.176	0.000	272.579	3.372	super kritis
26	271.49	0.400	0.400	1.00	0.785	0.166	3.210	0.619	0.459	8.688	5.635	8.688	0.000	272.139	3.694	super kritis
27	271.09	0.400	0.400	1.00	0.785	0.241	3.810	0.615	0.435	9.165	5.635	9.165	0.000	271.705	4.002	super kritis
28	270.69	0.400	0.400	1.00	0.785	0.316	4.410	0.586	0.415	9.613	5.635	9.613	0.000	271.276	4.299	super kritis
29	270.29	0.400	0.400	1.00	0.785	0.391	5.010	0.561	0.397	10.037	5.635	10.037	0.000	270.851	4.586	super kritis
30	269.89	0.400	0.400	1.00	0.785	0.466	5.610	0.540	0.382	10.441	5.635	10.441	0.000	270.430	4.866	super kritis
31	269.49	0.400	0.400	1.00	0.785	0.541	6.210	0.520	0.368	10.823	5.635	10.823	0.000	270.010	5.139	super kritis
32	269.38	0.110	0.330	1.00	0.785	0.156	4.120	0.516	0.365	10.931	5.635	10.931	0.000	269.956	5.213	super kritis
33	269.05	0.400	0.330	0.83	0.690	0.519	4.450	0.502	0.387	11.236	5.635	11.236	0.000	269.956	5.213	super kritis
34	268.81	0.400	0.240	0.60	0.640	0.466	4.690	0.492	0.422	11.452	5.635	11.452	0.000	269.302	5.589	super kritis
35	268.65	0.400	0.160	0.40	0.581	0.431	4.850	0.486	0.451	11.593	5.635	11.593	0.000	269.136	5.693	super kritis
36	268.55	0.400	0.100	0.25	0.545	0.412	4.950	0.482	0.468	11.680	5.635	11.680	0.000	269.032	5.758	super kritis
37	268.51	0.400	0.040	0.10	0.500	0.402	4.990	0.481	0.479	11.715	5.635	11.715	0.000	268.991	5.783	super kritis
38	268.50	0.120	0.010	0.08	0.483	0.120	5.000	0.481	0.479	11.724	5.635	11.724	0.000	268.981	5.790	super kritis

Sumber: Perhitungan

- Keterangan :
- [1] = Nomor titik tinjau penampang
 - [2] = Elevasi dasar saluran, sesuai dengan lelak penampang
 - [3] = Jarak antar penampang
 - [4] = Beda tinggi elevasi antara section 1 dan section 2 = Elev₁ - Elev₂ =
 - [5] = Slope dasar saluran
 - [6] = Sudut kemiringan antar penampang
 - [7] = Jarak sisi miring antar penampang
 - [8] = Jarak vertikal terhadap puncak ambang pelimpah ke arah sumbu Y negatif (ke bawah) = Z
 - [9] = Kedalaman aliran vertikal (trial & error)
 - [10] = Kedalaman aliran tegak lurus slope dasar saluran d = Yz Cos θ
 - [11] = Kecepatan aliran Vz (m/dt)
 - [12] = Debit persatuan lebar pelimpah q = Q/B (m³/dt)
 - [13] = Kecepatan aliran Vz² = qYz (m³/dt)
 - [14] = Kesalahan perbedaan kecepatan (kontrol) Δ Vz = (m/dt)
 - [15] = Elevasi muka air El_{ma} (m)
 - [16] = Bilangan Froude Fr
 - [17] = Keterangan
- = Yz Dithitung dengan cara trial and error (Goal seek) dengan kontrol Δ V = Vz-Vz² = 0,000;
 = Dithitung : d = Yz Cos θ
 = Dithitung : Vz = { 2 . g (Z - H - Yz) }^{0.5}
 = Dithitung : q = Q/B
 = Dithitung : Vz² = qYz
 = Dithitung : Δ Vz = Abs(Vz - Vz²)
 = Dithitung : El_{ma} = El_{da} + Yz
 = Dithitung : Fr = V / (g Y^{0.5})
 = Keterangan dari indikator nilai bilangan Froude, F = 1 kritis, F < 1 sub kritis, F > 1 super kri

Tabel 4.11 b. Analisa hidrolika profil muka air Qo pada profil mercu pelimpah

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]
No Titik tinjau penampang (section)	Elevasi dasar saluran (m)	Jarak antar penampang ΔX (m)	Beda tinggi elevasi penampang $\Delta Z = \Delta X \tan \theta$	Slope dasar saluran antar penampang $S = \Delta Z / \Delta X$	Sudut kemiringan dasar saluran antar penampang $\theta = \text{Arc Tan } S$ (radian)	Jarak sisi miring antar penampang Δl (m)	Jarak vertikal terhadap ambang pelimpah Z (m)	Kedalaman aliran vertikal (<i>trial & error</i>) Yz (m)	Kedalaman aliran tegak lurus slope dasar saluran $d = Yz \cdot \cos \theta$ (m)	Kecepatan aliran Vz (m/dt)	Debit persatuan lebar pelimpah $q = Q/B$	Kecepatan aliran $Vz^* = q/Yz$	Kesalahan perbedaan kecepatan (<i>kontrol</i>) $\Delta Vz = \text{Abs}(Vz - Vz^*)$ (m/dt)	Elevasi muka air (m)	Bilangan Froude Fr	Keterangan
1	273.50	-	-	-	-	-	-	3.339	3.339	5.337	17.822	-	-	276.839	1.000	Kritis
2	273.50	0.100	0.004	0.04	0.039	0.100	0.000	2.257	2.256	7.895	17.822	7.895	0.000	275.753	1.799	super kritis
3	273.49	0.100	0.010	0.10	0.100	0.101	0.014	2.252	2.241	7.914	17.822	7.915	0.000	275.738	1.806	super kritis
4	273.47	0.100	0.016	0.16	0.154	0.101	0.025	2.243	2.217	7.944	17.822	7.944	0.000	275.714	1.816	super kritis
5	273.45	0.100	0.021	0.21	0.204	0.102	0.050	2.232	2.232	7.983	17.822	7.983	0.000	275.682	1.829	super kritis
6	273.42	0.100	0.026	0.26	0.251	0.103	0.076	2.219	2.150	8.031	17.822	8.031	0.000	275.643	1.846	super kritis
7	273.39	0.100	0.030	0.30	0.295	0.105	0.105	2.204	2.109	8.086	17.822	8.086	0.000	275.598	1.865	super kritis
8	273.36	0.100	0.035	0.35	0.337	0.106	0.141	2.187	2.064	8.149	17.822	8.149	0.000	275.546	1.887	super kritis
9	273.32	0.100	0.040	0.40	0.377	0.108	0.177	2.169	2.017	8.219	17.822	8.219	0.000	275.488	1.911	super kritis
10	273.28	0.100	0.044	0.44	0.414	0.109	0.225	2.149	1.967	8.294	17.822	8.294	0.000	275.424	1.937	super kritis
11	273.23	0.100	0.048	0.48	0.450	0.111	0.273	2.128	1.916	8.376	17.822	8.376	0.000	275.355	1.966	super kritis
12	273.17	0.100	0.053	0.53	0.485	0.113	0.326	2.106	1.864	8.463	17.822	8.463	0.000	275.280	1.997	super kritis
13	273.12	0.100	0.057	0.57	0.517	0.115	0.383	2.083	1.811	8.554	17.822	8.554	0.000	275.201	2.029	super kritis
14	273.06	0.100	0.061	0.61	0.548	0.117	0.444	2.063	1.758	8.650	17.822	8.650	0.000	275.117	2.063	super kritis
15	272.99	0.100	0.065	0.65	0.578	0.119	0.509	2.037	1.706	8.750	17.822	8.750	0.000	275.028	2.099	super kritis
16	272.92	0.100	0.069	0.69	0.606	0.122	0.576	2.013	1.655	8.854	17.822	8.854	0.000	274.935	2.137	super kritis
17	272.85	0.100	0.073	0.73	0.633	0.126	0.651	1.989	1.604	8.961	17.822	8.961	0.000	274.837	2.176	super kritis
18	272.77	0.100	0.077	0.77	0.658	0.126	0.729	1.965	1.554	9.072	17.822	9.072	0.000	274.736	2.216	super kritis
19	272.69	0.100	0.081	0.81	0.682	0.129	0.810	1.940	1.506	9.185	17.822	9.185	0.000	274.630	2.258	super kritis
20	272.60	0.100	0.085	0.85	0.706	0.131	0.895	1.916	1.458	9.301	17.822	9.301	0.000	274.521	2.301	super kritis
21	272.52	0.100	0.089	0.89	0.728	0.134	0.984	1.892	1.413	9.420	17.822	9.420	0.000	274.408	2.345	super kritis
22	272.42	0.100	0.093	0.93	0.749	0.137	1.077	1.868	1.368	9.541	17.822	9.541	0.000	274.291	2.390	super kritis
23	272.33	0.100	0.097	0.97	0.769	0.139	1.170	1.844	1.325	9.664	17.822	9.665	0.000	274.170	2.437	super kritis
24	272.29	0.033	0.033	1.01	0.789	0.087	1.207	1.836	1.294	9.706	17.822	9.706	0.000	274.129	2.452	super kritis
25	271.89	0.400	0.403	1.01	0.789	0.568	1.610	1.749	1.233	10.189	17.822	10.189	0.000	273.639	2.638	super kritis
26	271.49	0.400	0.400	1.00	0.785	0.566	2.010	1.676	1.185	10.635	17.822	10.635	0.000	273.166	2.813	super kritis
27	271.09	0.400	0.400	1.00	0.785	0.566	2.410	1.612	1.140	11.054	17.822	11.054	0.000	272.702	2.981	super kritis
28	270.69	0.400	0.400	1.00	0.785	0.566	2.810	1.566	1.100	11.452	17.822	11.452	0.000	272.246	3.143	super kritis
29	270.29	0.400	0.400	1.00	0.785	0.566	3.210	1.506	1.065	11.831	17.822	11.831	0.000	271.796	3.300	super kritis
30	269.89	0.400	0.400	1.00	0.785	0.566	3.610	1.462	1.033	12.194	17.822	12.194	0.000	271.352	3.454	super kritis
31	269.49	0.400	0.400	1.00	0.785	0.566	4.010	1.421	1.005	12.544	17.822	12.544	0.000	270.911	3.603	super kritis
32	269.38	0.110	0.110	1.00	0.785	0.156	4.120	1.421	1.005	12.544	17.822	12.544	0.000	270.911	3.603	super kritis
33	269.05	0.400	0.330	0.83	0.690	0.519	4.450	1.380	1.065	12.914	17.822	12.914	0.000	270.790	3.644	super kritis
34	268.81	0.400	0.240	0.60	0.540	0.466	4.690	1.359	1.166	13.111	17.822	13.111	0.000	270.430	3.764	super kritis
35	268.65	0.400	0.160	0.40	0.381	0.431	4.850	1.346	1.250	13.240	17.822	13.240	0.000	269.996	3.907	super kritis
36	268.65	0.400	0.100	0.25	0.245	0.412	5.000	1.338	1.298	13.320	17.822	13.320	0.000	269.888	3.943	super kritis
37	268.51	0.400	0.040	0.10	0.160	0.402	5.000	1.351	1.328	13.351	17.822	13.351	0.000	269.845	3.957	super kritis
38	268.50	0.120	0.010	0.08	0.083	0.120	5.000	1.334	1.329	13.359	17.822	13.360	0.000	269.834	3.960	super kritis

Sumber: Perhitungan

- Keterangan :
- [1] = Nomor titik tinjau penampang
 - [2] = Elevasi dasar saluran sesuai dengan lelak penampang
 - [3] = Jarak antar penampang
 - [4] = Beda tinggi elevasi antara section 1 dar $\Delta X \tan \theta$
 - [5] = Slope dasar saluran
 - [6] = Sudut kemiringan dasar saluran
 - [7] = Jarak sisi miring antar penampang
 - [8] = Jarak vertikal terhadap puncak ambang pelimpah ke arah sumbu Y negatif (ke bawah) = Z
 - [9] = Yz Dihitung dengan cara *trial and error* (Goal seek) dengan kontrol $\Delta V = Vz - Vz^* = 0.0001$ m
 - [10] = Dihitung : $d = Yz \cdot \cos \theta$
 - [11] = Dihitung : $Vz = \{ 2 \cdot g \cdot (Z - H - Yz) \}^{0.5}$
 - [12] = Dihitung : $q = Q/B$
 - [13] = Dihitung : $Vz^* = q/Yz$
 - [14] = Dihitung : $\Delta Vz = \text{Abs}(Vz - Vz^*)$
 - [15] = Dihitung : $El_{ma} = El_{da} + Y$
 - [16] = Dihitung : $Fr = V / (g \cdot Y / \rho)^{0.5}$
 - [17] = Keterangan dari indikator nilai bilangan Froude, $Fr < 1$ sub kritis, $Fr > 1$ super kritis

4.3.5 Perencanaan Saluran Transisi

Berikut ini merupakan analisa hidrolika pada saluran transisi. Saluran transisi dirancang dengan menggunakan Q_{01000} dan di kontrol Q_{0PMF} . Saluran transisi direncanakan dengan menggunakan sill si akhir saluran transisi dan tanpa slope. Berikut ini merupakan tahapan perhitungan saluran transisi:

$$Q_{01000} = 140.880 \quad m^3/dt$$

$$B_1 = 25 \quad m$$

$$y_1 = 0,481 \quad m$$

$$F_1 = 45,79$$

$$v_1 = 11,724 \quad m/dt$$

$$\alpha = 1,15$$

Sehingga:

$$A_1 = B_1 \cdot y_1 = 12,017 \quad m^2$$

$$P_1 = 2y_1 + B_1 = 25,961 \quad m$$

$$R_1 = \frac{A_1}{P_1} = 0,463 \quad m$$

$$h_{v1} = \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2g} = \frac{1,15 \cdot 11,724^2}{2 \cdot 9,81} = 8,056 \quad m$$

Akhir saluran transisi,

$$B_2 = 20 \quad m$$

$$y_c = \sqrt[3]{\alpha \cdot \frac{(Q_0/B_2)^2}{g}} = \sqrt[3]{1,15 \cdot \frac{(140,88 / 20)^2}{9,81}} = 1,798 \quad m$$

$$v_c = \sqrt{\frac{g \cdot y_c}{\alpha}} = \sqrt{\frac{9,81 \cdot 1,798}{1,15}} = 3,917 \quad m/dt$$

$$F_c = \frac{v_c}{\sqrt{g \cdot y_c / \alpha}} = \frac{3,917}{\sqrt{9,81 \cdot 1,798 / 1,15}} = 1,00$$

$$h_{v_c} = \frac{\alpha \cdot v_c^2}{2g} = \frac{1,15 \cdot 3,917^2}{2 \cdot 9,81} = 0,899 \quad m$$

Kehilangan tinggi akibat gesekan:

$$A_c = B_2 \cdot y_c = 35,968 \quad m^2$$

$$P_c = 2y_c + B_2 = 23.597 \quad m$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = 1,524 \text{ m}$$

$$\Delta L = 33 \text{ m}$$

$$n = 0,015 \text{ (beton)}$$

$$S_{f1} = \frac{v_1^2 \cdot n^2}{R_1^{4/3}} = 0,086$$

$$S_{f2} = \frac{v_c^2 \cdot n^2}{R_c^{4/3}} = 0,002$$

$$\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} = 0,044$$

$$hf = \overline{S_f} \cdot \Delta L = 1,458 \text{ m}$$

Kehilangan tinggi akibat penyempitan:

$$K = 0,2 \text{ m}$$

$$hm = \frac{K \cdot \alpha \cdot |v_1^2 - v_c^2|}{2g} = 1,431 \text{ m}$$

Penentuan tinggi ambang dan beda tinggi di inlet dan outlet stransisi dari persamaan tinggi energi berikut dapat di desain

$$Z_1 + y_1 + hv_1 = Z_c + y_c + hv_c + hf + hm$$

dengan menentukan beda tinggi saluran tranisisi (Z_1)= 3,5 m maka di dapatkan tinggi ambang 0,3 m

Perhitungan profil muka air di akhir saluran transisi pada Q_0 PMF:

Awal saluran transisi, dari Tabel 4.20 didapatkan:

$$Q_0 \text{ PMF} = 919,753 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_1 = 25 \text{ m}$$

$$y_1 = 1,334 \text{ m}$$

$$F_1 = 3,960$$

$$v_1 = 1,329 \text{ m/dt}$$

$$\alpha = 1,15$$

Sehingga:

$$A_1 = B_1 \cdot y_1 = 33,451 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 2y_1 + B_1 = 27,668 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{A_1}{P_1} = 1,205 \text{ m}$$

$$hv_1 = \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2g} = \frac{1,15 \cdot 1,329^2}{2 \cdot 9,81} = 0,104 \text{ m}$$

Akhir saluran transisi,

$$B_2 = 20 \text{ m}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\alpha \frac{(Q_0/B_2)^2}{g}} = \sqrt[3]{1,15 \cdot \frac{(919,753/20)^2}{9,81}} = 6,282 \text{ m}$$

$$v_c = \sqrt{\frac{g \cdot y_c}{\alpha}} = \sqrt{\frac{9,81 \cdot 6,282}{1,15}} = 7,320 \text{ m/dt}$$

$$F_c = \frac{v_c}{\sqrt{g \cdot y_c / \alpha}} = \frac{7,320}{\sqrt{9,81 \cdot 6,282 / 1,15}} = 1,00$$

$$hv_c = \frac{\alpha \cdot v_c^2}{2g} = \frac{1,15 \cdot 7,320^2}{2 \cdot 9,81} = 3,141 \text{ m}$$

Kehilangan tinggi akibat gesekan:

$$A_c = B_2 \cdot y_c = 125,642 \text{ m}^2$$

$$P_c = 2y_c + B_2 = 32,564 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = 3,858 \text{ m}$$

$$\Delta L = 33 \text{ m}$$

$$n = 0,015 \text{ (beton)}$$

$$S_{f1} = \frac{v_1^2 \cdot n^2}{R_1^{4/3}} = 0,0003$$

$$S_{f2} = \frac{v_c^2 \cdot n^2}{R_c^{4/3}} = 0,002$$

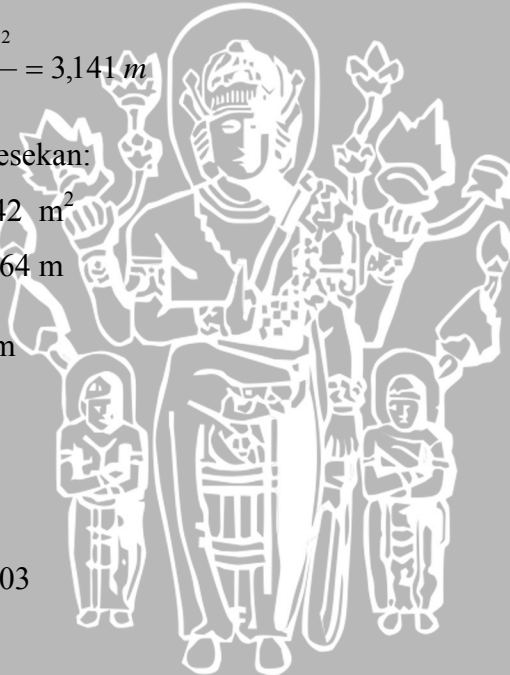
$$\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} = 0,001$$

$$hf = \overline{S_f} \cdot \Delta L = 0,038 \text{ m}$$

Kehilangan tinggi akibat penyempitan:

$$K = 0,3 \text{ m}$$

$$hm = \frac{K \cdot \alpha \cdot |v_1^2 - v_c^2|}{2g} = -0,607 \text{ m}$$



Penentuan tinggi ambang dan beda tinggi di inlet dan outlet stransisi dari persamaan tinggi energi berikut dapat di desain

$$Z_1 + y_1 + hv_1 = Z_c + y_c + hv_c + hf + hm$$

dengan menentukan beda tinggi saluran tranisisi (Z_1)= 3,5 m maka di dapatkan tinggi ambang 5,7 m. Namnu dikarenakan Q desain adalah Q_{1000} maka yang dipergunakan adalah Z ambang = 0,3 m



Gambar 4.9 Perencanaan saluran transisi dengan Q desain Q_{1000} dan profil muka air pada $Q_{o 1000}$ dan pada $Q_{o PMF}$

4.3.6 Perencanaan Saluran Peluncur (Chute Way)

Di dalam perencanaan saluran peluncur ini ada dua saluran peluncur dengan kemiringan berbeda. Panjang saluran peluncur pertama 220 m dengan kemiringan 0,070 dan panjang saluran peluncur yang kedua 70 m dengan kemiringan 0,226. Berikut ini merupakan analisa hidrolika pada saluran peluncur yang didesign dengan menggunakan $Q_{o 1000}$ dan di kontrol menggunakan debit $Q_{o PMF}$.

Debit outflow maksimum $Q_{o 1000}$ = 140,88 m³/dt

Kedalaman aliran kritis di awal sal.peluncur y_c = 1,798 m

Elevasi dasar saluran pada awal sal.peluncur = 265,30 m

Lebar dasar saluran peluncur = 20 m

Kecepatan aliran pada titik permulaan = 3,917 m/dt

Koefisien kekasaran Manning (beton) = 0,015

Percepatan gravitasi bumi = 9,81 m/dt²

Koefisien koreolis α = 1,10

Koefisien kehilangan tinggi akibat pusaran $k = 0,00$ (saluran prismatis)

Sedangkan untuk mengontrol desain saluran maka diperhitungkan juga desain saluran peluncur dengan debit Q_0 PMF

Debit outflow maksimum Q_0 PMF $= 445.56 \text{ m}^3/\text{dt}$

Kedalaman aliran kritis di awal sal.peluncur $y_c = 6.282 \text{ m}$

Elevasi dasar saluran pada awal sal.peluncur $= 265,30 \text{ m}$

Lebar dasar saluran peluncur $= 20 \text{ m}$

Kecepatan aliran pada titik permulaan $= 7.320 \text{ m/dt}$

Koefisien kekasaran Manning (beton) $= 0,015$

Percepatan gravitasi bumi $= 9,81 \text{ m/dt}^2$

Koefisien koreolis $\alpha = 1,10$

Koefisien kehilangan tinggi akibat pusaran $k = 0,00$ (saluran prismatis)

Perhitungan lebih lengkap selanjutnya dan perhitungan indeks kavitasi pada saluran peluncur dapat dilihat pada Lampiran 8.

4.3.7 Perencanaan Peredam Energi

Dari analisa hidrolika profil muka air pada saluran peluncur diperoleh nilai sebagai berikut:

Elev. Akhir saluran peluncur $= + 234,20 \text{ m}$

Lebar akhir saluran peluncur $B = 20,00 \text{ m}$

dan dari perhitungan Q_{1000} sebagai Q desain didapatkan :

Kedalaman air di akhir sal peluncur $y_1 = 0,455 \text{ m}$

Kecepatan aliran di akhir sal peluncur $v_1 = 15,86 \text{ m/det}$

Bilangan Froude di akhir sal peluncur $F_1 = 8,15$

Maka;

Kedalaman konjugasi $\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$

$y_2 = 5,02 \text{ m}$

Syarat kedalaman air di tail water ($0.8y_2 \leq (y_3 + \Delta Z) \leq 1.2y_2$), maka direncanakan:

Kedalaman air di tail water $y_3 = 2,081 \text{ m}$

dengan persamaan berikut :

$$\left(\frac{y_3}{y_1} \right)^2 = 1 + 2F_1^2 \left(1 - \frac{y_1}{y_3} \right) + \frac{\Delta z}{y_1} \left(\frac{\Delta z}{y_1} - \sqrt{1 + 8F_1^2} + 1 \right)$$

nilai ΔZ sebesar 2,01 m \diamond Direncanakan 2,1 m

Elevasi lantai peredam energi = + 234,20 m

Elevasi dasar saluran tail water = + 236,2 m²

dari data yang ada maka perencanaan desain kolam olak menggunakan tipe USBR III, yang disyaratkan :

Debit per satuan lebar saluran, $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$

Kecepatan aliran di akhir sal peluncur $V < 18 \text{ m}/\text{det}$

Bilangan Froude di akhir sal peluncur $F > 4,5$

maka perhitungan desain peredam energi tersebut adalah :

$$Q_{01000} = 140,88 \text{ m}^3/\text{dt}$$

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

$$q = 5,27 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

$$v_1 = 14,741 \text{ m}/\text{det}$$

$$F_1 = 8,441$$

Berikut ini merupakan perhitungan kolam olakan USBR Tipe III:

$$y_u = 0,455 \text{ m} \quad \diamond \quad \text{direncanakan} \quad y_u = 0,5 \text{ m}$$

$$y_2 = 5,02 \text{ m}$$

$$\text{panjang kolam olak} = 14,00 \text{ m}$$

$$y_u = 0,455 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad y_u = 0,50 \text{ m}$$

$$F_1 = 8,148 \quad \text{Direncanakan} \quad F_1 = 8,20$$

$$n = 0,661 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad n = 0,70 \text{ m}$$

$$0,82 Y_2 = 4,120 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,82 Y_2 = 4,20 \text{ m}$$

$$0,5 y_u = 0,228 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,5 y_u = 0,30 \text{ m}$$

$$n_3 = 0,922 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad n_3 = 1,00 \text{ m}$$

$$0,2 n_3 = 0,184 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,2 n_3 = 0,20 \text{ m}$$

$$0,75 n_3 = 0,691 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,75 n_3 = 0,70 \text{ m}$$

$$0,375 n_3 = 0,346 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,375 n_3 = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{jarak blok halang} = 4,252 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad \text{jarak blok halang} = 4,30 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Jagaan} = 6,699 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad \text{Tinggi Jagaan} = 6,70 \text{ m}$$

Setelah itu direncanakan juga perhitungan QPMF sebagai Q Kontrol.

$$Q_{0PMF} = 445,56 \text{ m}^3/\text{dt}$$

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



$$q = 22,28 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

$$v_1 = 21,00 \text{ m}/\text{det}$$

$$F_1 = 6,98$$

dengan persamaan berikut :

$$\left(\frac{y_3}{y_1}\right)^2 = 1 + 2F_1^2 \left(1 - \frac{y_1}{y_3}\right) + \frac{\Delta z}{y_1} \left(\frac{\Delta z}{y_1} - \sqrt{1 + 8F_1^2} + 1\right)$$

nilai ΔZ sebesar 3,97 m \diamond Direncanakan 4,00 m

Berikut ini merupakan perhitungan kolam olakan USBR Tipe III:

$$L = 28 \text{ m}$$

$$y_u = 1.088 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad y_u = 1.10 \text{ m}$$

$$F_1 = 6.979 \quad \text{Direncanakan} \quad F_1 = 7.00$$

$$n = 1.509 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad n = 1.60 \text{ m}$$

$$0,82 Y_2 = 8.369 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,82 Y_2 = 8.40 \text{ m}$$

$$0,5 y_u = 0.544 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,5 y_u = 0.60 \text{ m}$$

$$n_3 = 1.990 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad n_3 = 2.00 \text{ m}$$

$$0,2 n_3 = 0.398 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,2 n_3 = 0.40 \text{ m}$$

$$0,75 n_3 = 1.493 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,75 n_3 = 1.50 \text{ m}$$

$$0,375 n_3 = 0.746 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad 0,375 n_3 = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{jarak blok halang} = 8.504 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad \text{jarak blok halang} = 8.60 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Jagaan} = 13.608 \text{ m} \quad \text{Direncanakan} \quad \text{Tinggi Jagaan} = 13.70 \text{ m}$$

Untuk Optimasi perencanaan namun tetap dalam keamanan desain maka tinggi dinding jagaan 10, 2 m dan panjang Kolam Peredam energi menggunakan perhitungan debit desain (Q_{1000}) yaitu 14 m.



Gambar 4.10 Desain dan Profil Muka Air peredam energi

4.3.8 Perencanaan Tail Water Level

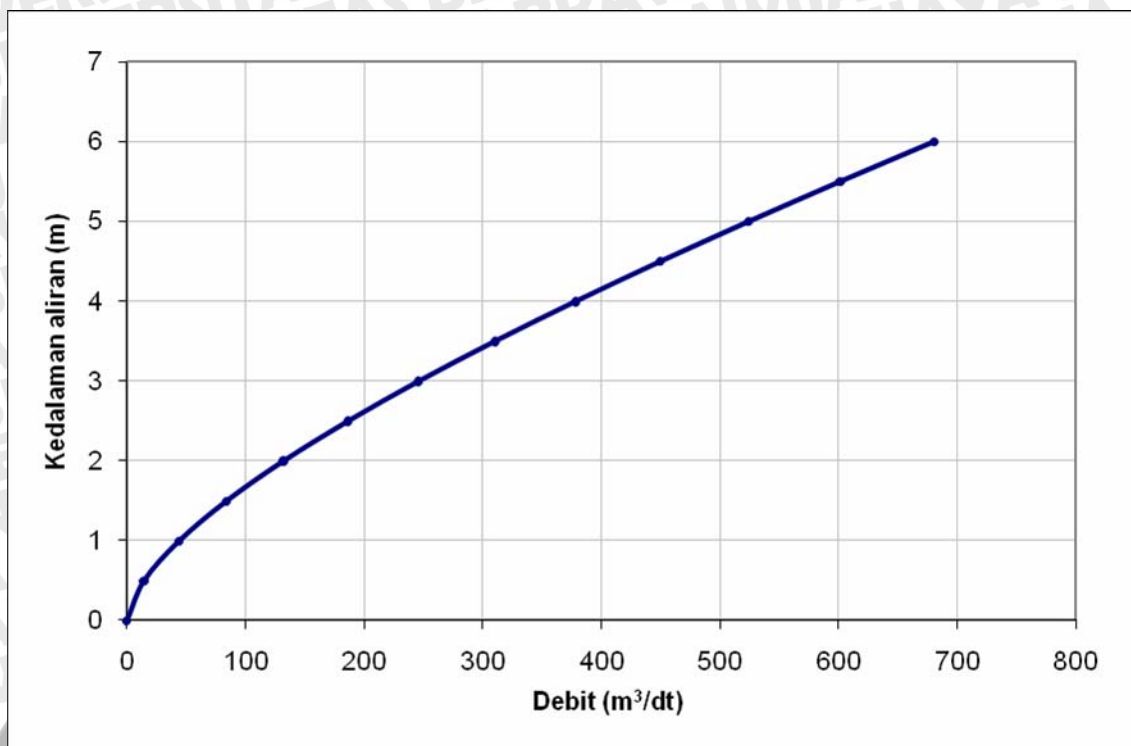
Saluran akhir merupakan saluran pelepasan dari peredam energi sebelum aliran menuju ke sungai asli. Oleh karena itu kedalaman aliran di hilir peredam energi sangat dipengaruhi oleh *rating curve* pada saluran akhir ini. Dengan pertimbangan saluran ini direncanakan terjadi aliran sub kritis, maka perhitungan *rating curve* pada saluran akhir ini dihitung dengan pendekatan aliran seragam (*uniform flow*).

Tabel 4.12 Perhitungan Kurva Kedalaman Aliran - Debit (Rating Curve) di saluran akhir (*escape channel*)

Koefisien Kekasaran Manning (n) = 0.025 dinding pasangan batu
 Slope Dasar Sungai (So) = 0.00345
 Interval = 0.5
 Lebar saluran (B) = 20.00 m

No.	Kedalaman Aliran (h) (m)	Elevasi Muka Air (m)	Luas Penampang Basah (A) (m ²)	Keliling Basah (P) (m)	Radius Hidrolik (m)	Kecepatan Aliran (v) (m/detik)	Debit (Q) (m ³ /detik)
1	0.00		0.00	20.00	0.00	0.00	0.00
2	0.50	0.50	10.00	21.00	0.48	1.43	14.33
3	1.00	1.50	20.00	22.00	0.91	2.20	44.10
4	1.50	3.00	30.00	23.00	1.30	2.80	84.14
5	2.00	5.00	40.00	24.00	1.67	3.30	132.11
6	2.50	7.50	50.00	25.00	2.00	3.73	186.48
7	3.00	10.50	60.00	26.00	2.31	4.10	246.17
8	3.50	14.00	70.00	27.00	2.59	4.43	310.38
9	4.00	18.00	80.00	28.00	2.86	4.73	378.45
10	4.50	22.50	90.00	29.00	3.10	5.00	449.89
11	5.00	27.50	100.00	30.00	3.33	5.24	524.27
12	5.50	33.00	110.00	31.00	3.55	5.47	601.24
13	6.00	39.00	120.00	32.00	3.75	5.67	680.52

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.11 Rating curve di saluran akhir (*escape channel*)

Tabel 4.13 Rekapitulasi Kedalaman aliran pada saluran akhir (*escape channel*)

Kala ulang T (Tahun)	Debit Outflow Penelusuran Banjir Q _T (m ³ /det)	Kedalaman Aliran Y ₃ (m)	Kecepatan Aliran V _T (m/dt)	Bilangan Froude F
1,01	21.03	0.61	1.61	0.66
2	50.27	1.08	2.30	0.71
5	50.27	1.08	2.30	0.71
10	81.53	1.47	2.77	0.73
25	96.47	1.63	2.93	0.73
50	105.72	1.72	3.03	0.74
100	118.59	1.86	3.16	0.74
200	129.18	1.97	3.27	0.74
1000	140.88	2.08	3.37	0.75
0,5 PMF	210.34	2.70	3.88	0.75
PMF	445.56	4.47	4.98	0.75

4.4 Analisa Stabilitas Perencanaan Pelimpah

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi pelimpah ini dilakukan perhitungan stabilitas terhadap faktor keamanan sebagai berikut :

1. Faktor keamanan konstruksi terhadap guling
2. Faktor keamanan konstruksi terhadap geser
3. Faktor keamanan konstruksi terhadap eksentrisitas
4. Faktor keamanan konstruksi terhadap daya dukung tanah pondasi
5. Faktor keamanan ketebalan lantai saluran terhadap *uplift*

Dimana tinjauan stabilitas tersebut di atas, akan ditinjau terhadap beberapa keadaan sebagai berikut :

- a. Tinjauan kondisi normal (tanpa gempa)
 1. Saluran dalam keadaan kosong
 2. Saluran dalam keadaan banjir Q_{1000th}
 3. Saluran dalam keadaan banjir Q_{PMF}
- b. Tinjauan kondisi gempa
 1. Saluran dalam keadaan kosong
 2. Saluran dalam keadaan banjir Q_{1000th}
 3. Saluran dalam keadaan banjir Q_{PMF}

Dengan pertimbangan bentuk penampang konstruksi pelimpah, mulai dari penampang profil pelimpah sampai peredam energi, maka dalam perhitungan stabilitas konstruksi akan dipilih bagian saluran yang dianggap dapat mewakili kondisi yang paling rawan terhadap keruntuhan, yaitu sebagai berikut:

- Bagian tubuh pelimpah (profil pelimpah)
- Bagian peredam energi

Sedangkan untuk perhitungan faktor keamanan ketebalan lantai saluran terhadap *uplift* ditinjau pada :

- Bagian lantai saluran pengarah
- Bagian lantai peredam energi,

Mengingat pada bagian konstruksi ini menerima beban paling berat terhadap *uplift*.

4.4.1 Ringkasan Angka Keamanan Perencanaan Stabilitas Pelimpah

Dari hasil perhitungan hidrolika profil muka air pada pelimpah diperoleh hasil bahwa, variabel kedalaman aliran dan rencana penampang melintang konstruksinya adalah sebagai berikut :



Gambar 4.12 Penampang melintang ambang pelimpah (profil pelimpah)

Perhitungan stabilitas konstruksi tubuh ambang pelimpah dilakukan dengan tahapan sebagai dapat dilihat pada lampiran 9. Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil perhitungan stabilitas ambang pelimpah:

Data desain :

- | | | | |
|--|---|-------|--------------------|
| 1. Berat jenis beton | = | 2.4 | ton/m ³ |
| 2. Berat jenis tanah kering | = | 1.44 | ton/m ³ |
| 3. Berat jenis tanah basah | = | 1.77 | ton/m ³ |
| 4. Berat jenis tanah jenuh | = | 1.87 | ton/m ³ |
| 5. Sudut geser dalam (Ø) | = | 28.00 | derajat |
| 6. Koefisien tekanan tanah aktif, | | | |
| $Ka = (1 - \text{Sin } \emptyset)/(1 + \text{Sin } \emptyset)$ | = | 0.36 | |

7. Koefisien tekanan tanah pasif ,
 $K_p = (1 + \sin \emptyset) / (1 - \sin \emptyset) = 2.77$
8. Koefisien geser antara beton dan tanah , $\tan \emptyset = 0.53$
9. Koefisien gempa, $e = 0.15$
10. Kohesi tanah $= 0.50 \text{ ton/m}^2$
11. Koefisien daya dukung tanah dari Ohsaki :
 $N_C = 11.50$
 $N_q = 4.40$
 $N_\gamma = 7.10$
12. Kedalaman pondasi $D_f = 5.00 \text{ m}$
13. Tegangan ijin tanah $\sigma_{\text{maks}} = 72,14 \text{ ton/m}^2$



Tabel 4.14 Rekapitulasi hasil perhitungan stabilitas ambang

No.	Tinjauan analisa stabilitas	Angka keamanan terhadap guling		Angka keamanan terhadap geser	Eksentrisitas e	L/3	Kontrol Eksentrisitas	Tegangan yang timbul di dasar pondasi		Daya dukung jln tanah pondasi σ_{ijin} (ton/m ²)
		SF Guling	SF Geser					tegangan maksimum σ_{maks} (ton/m ²)	tegangan minimum σ_{min} (ton/m ²)	
A	Tinjauan kondisi normal	(SF >= 1,5)		(SF >= 1,5)			e < L/3			
1	Saluran keadaan kosong	25.38	aman	6.93	aman	13.00	OK	12.97	-1.35	72.14
2	Air di waduk pada NWL	2.41	aman	6.93	aman	13.00	OK	5.99	0.68	72.14
3	Saluran keadaan banjir Qo 1000 th	1.89	aman	2.71	aman	13.00	OK	6.42	-0.03	72.14
4	Saluran keadaan banjir Qo PMF	1.60	aman	1.62	aman	13.00	OK	11.32	-2.56	72.14
B	Tinjauan kondisi gempa	(SF >= 1,1)		(SF >= 1,1)			e < L/3			
5	Saluran keadaan kosong	21.01	aman	6.93	aman	13.00	OK	13.06	-1.43	72.14
6	Air di waduk pada NWL	2.37	aman	4.19	aman	13.00	OK	6.08	0.59	72.14
7	Saluran keadaan banjir Qo 1000 th	1.86	aman	2.56	aman	13.00	OK	6.50	-0.11	72.14
8	Saluran keadaan banjir Qo PMF	1.59	aman	3.43	aman	13.00	OK	11.43	-2.67	72.14

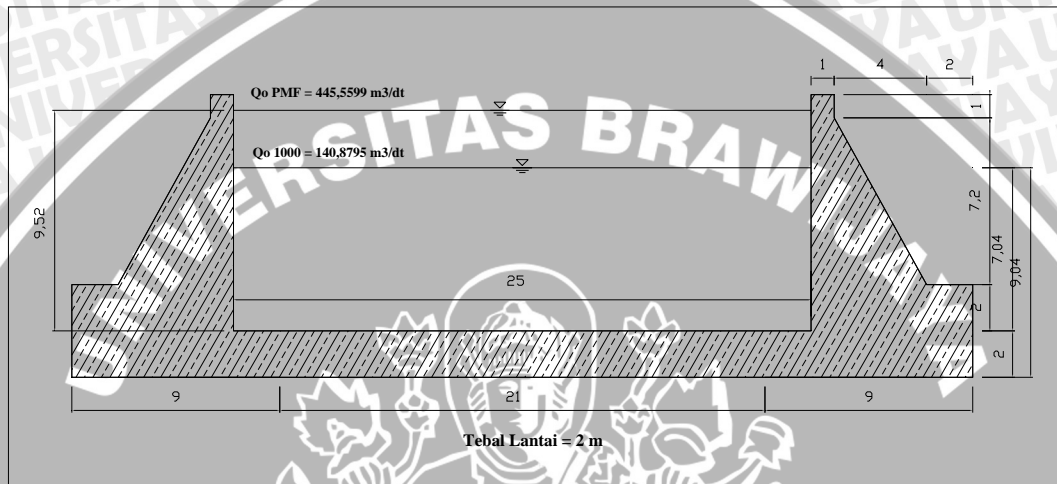
Keterangan :

Persyaratan angka keamanan (safety factor, SF) terhadap guling dan geser :
 1. Kondisi normal SF >= 1,50
 2. Kondisi gempa SF >= 1,10

Persyaratan angka keamanan (safety factor, SF) terhadap daya duku σ_{maks} , $\sigma_{min} < \sigma_{ijin}$

4.4.2 Perencanaan Stabilitas Konstruksi Dinding Penahan

Dari hasil perhitungan hidrolika profil muka air pada pelimpah diperoleh hasil bahwa, kondisi kedalaman aliran cukup bahaya stabilitas konstruksi. Untuk itu perlu direncanakan dinding penahan yang kuat dan stabil. berikut adalah peofil dinding penahaln pada konstruksi terutama pada saluran pengarah.



Gambar 4.13 Penampang melintang konstruksi dinding penahan peredam energi

Perhitungan stabilitasnya dilakukan dengan tahapan sebagai dapat dilihat pada lampiran 10. Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil perhitungan stabilitas dinding penahan:

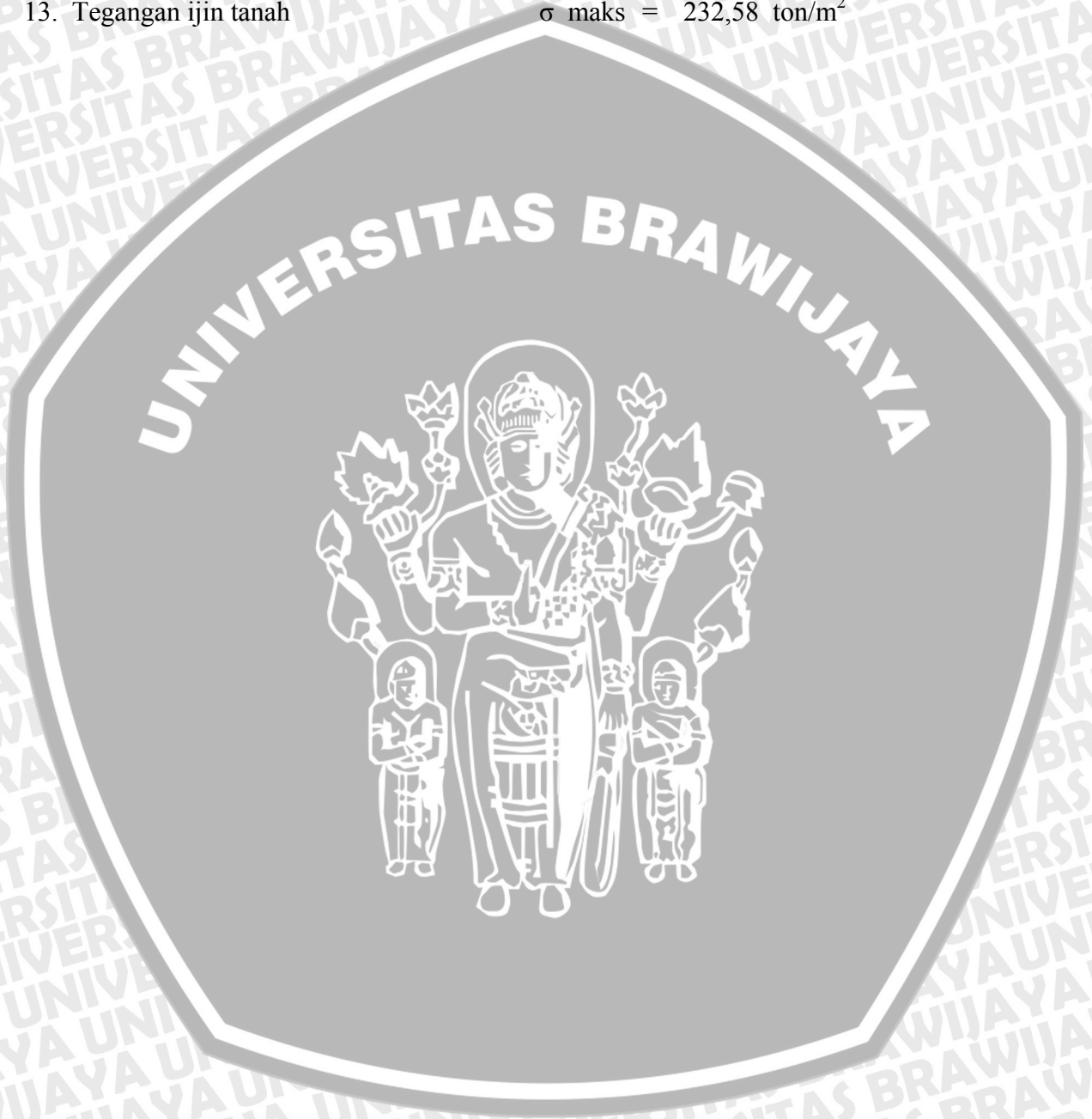
Data desain :

1. Berat jenis beton = 2.4 ton/m³
2. Berat jenis tanah kering = 1.44 ton/m³
3. Berat jenis tanah basah = 1.77 ton/m³
4. Berat jenis tanah jenuh = 1.87 ton/m³
5. Sudut geser dalam (\emptyset) = 28.00 derajat
6. Koefisien tekanan tanah aktif ,

$$K_a = (1 - \sin \emptyset) / (1 + \sin \emptyset) = 0.36$$
7. Koefisien tekanan tanah pasif ,

$$K_p = (1 + \sin \emptyset) / (1 - \sin \emptyset) = 2.77$$
8. Koefisien geser antara beton dan tanah , $\tan \emptyset = 0.53$
9. Koefisien gempa, e = 0.15

10. Kohesi tanah = 0.50 ton/m²
11. Koefisien daya dukung tanah dari Ohsaki : NC = 11.50
Ng = 4.40
Nq = 7.10
12. Kedalaman pondasi Df = 5,0 m
13. Tegangan ijin tanah σ maks = 232,58 ton/m²



Tabel 4.15 Rekapitulasi hasil perhitungan stabilitas Dinding Penahan

No.	Tinjauan analisa stabilitas	Angka keamanan terhadap guling		Angka keamanan terhadap geser		Eksentrisitas e	L/3	Kontrol Eksentrisitas	Tegangan yang timbul di dasar pondasi		Daya dukung jalin tanah pondasi σ_{ijin} (ton/m ²)
		SF Guling	(SF >= 1,5)	SF Geser	(SF >= 1,5)				tegangan maksimum σ_{maks} (ton/m ²)	tegangan minimum σ_{min} (ton/m ²)	
A	Tinjauan kondisi normal	(SF >= 1,5)		(SF >= 1,5)				e < L/3			
1	Saluran keadaan kosong	4.99	aman	2.08	aman	6.23	13.00	OK	9.34	0.20	232.58
2	Saluran keadaan banjir Qo ₁₀₀₀ th	3.81	aman	38.18	aman	6.10	13.00	OK	7.92	0.25	232.58
3	Saluran keadaan banjir Qo _{PMF}	3.47	aman	36.69	aman	6.67	13.00	OK	7.96	-0.10	232.58
B	Tinjauan kondisi gempa	(SF >= 1,1)		(SF >= 1,1)				e < L/3			
4	Saluran keadaan kosong	2.79	aman	1.31	aman	6.10	13.00	OK	9.24	0.29	232.58
5	Saluran keadaan banjir Qo ₁₀₀₀ th	2.57	aman	2.81	aman	5.70	13.00	OK	7.67	0.50	232.58
6	Saluran keadaan banjir Qo _{PMF}	2.45	aman	2.71	aman	6.10	13.00	OK	7.32	0.53	232.58

Keterangan :

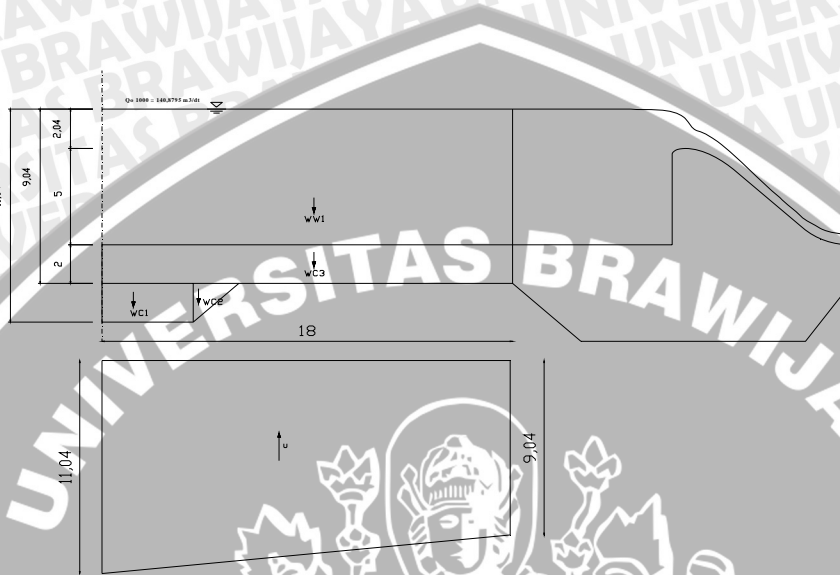
Persyaratan angka keamanan (safety factor, SF) terhadap guling dan geser :

1. Kondisi normal SF >= 1,50
2. Kondisi gempa SF >= 1,10

Persyaratan angka keamanan (safety factor, SF) terhadap daya dukul σ_{maks} , $\sigma_{min} < \sigma_{ijin}$

4.4.3 Perhitungan faktor keamanan ketebalan lantai saluran pengarah terhadap uplift

Dari hasil perhitungan hidrolika pada saluran pengarah diperoleh variabel kedalaman aliran dan rencana penampang memanjang konstruksinya adalah sebagai berikut:



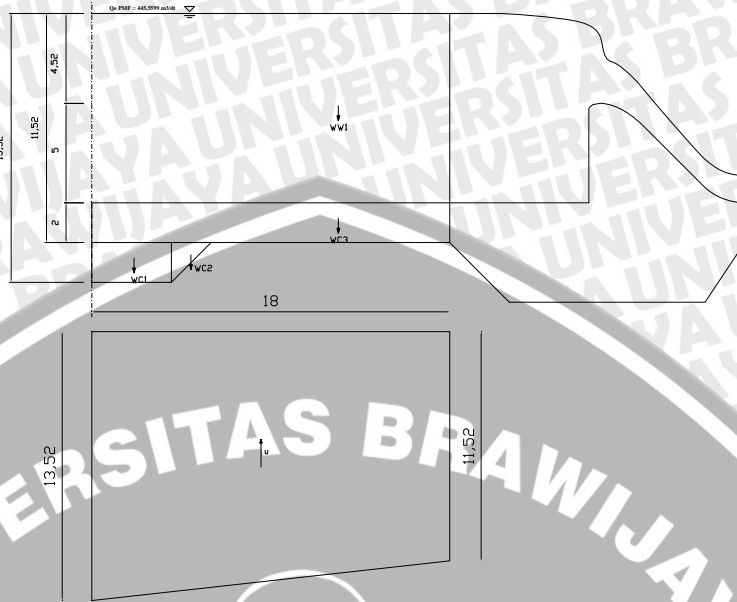
Gambar 4.14 Diagram tekanan lantai saluran pengarah pada kondisi normal (tidak gempa) keadaan $Q_{o 1000}$

Tabel 4.16 Perhitungan faktor keamanan ketebalan lantai peredam energi terhadap up lift kondisi normal (tidak gempa) keadaan $Q_{o 1000}$

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	γ	Gaya vertikal (ton)
1	WC1	1.00 x 2.00 x 4.00 = 8.00	2.40	19.20
2	WC2	0.50 x 2.00 x 2.00 = 2.00	2.40	4.80
3	WC3	1.00 x 18.00 x 2.00 = 36.00	2.40	86.40
4	WW1	1.00 x L x h = 126.72	1.00	126.72
5	U	0.50 x L x (h1 + h2) = 180.72	1.00	180.72
			ΣV	237.12
			ΣU	180.72

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift :

$$SF = \Sigma V / \Sigma U = 1.312 > 1.1 \text{ Aman, tebal lantai cukup}$$



Gambar 4.15 Diagram tekanan lantai saluran pengarah pada kondisi normal (tidak gempa) keadaan Q₀ PMF

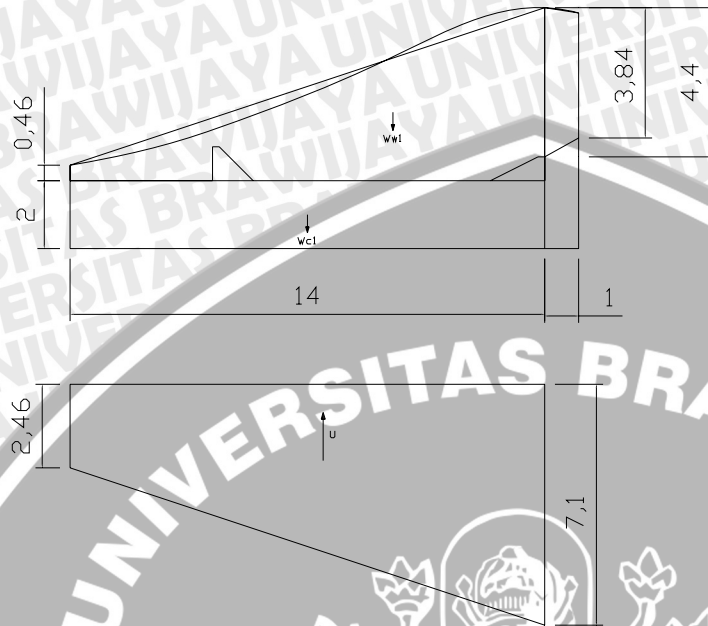
Tabel 4.17 Perhitungan faktor keamanan ketebalan lantai peredam energi terhadap up lift kondisi normal (tidak gempa) keadaan Q₀ PMF

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	γ	Gaya vertikal (ton)
1	WC1	1.00 x 2.00 x 4.00 = 8.00	2.40	19.20
2	WC2	0.50 x 2.00 x 2.00 = 2.00	2.40	4.80
3	WC3	1.00 x 18.00 x 2.00 = 36.00	2.40	86.40
4	WW1	1.00 x L x h = 1.00 x 18.00 x 9.52 = 171.36	1.00	171.36
5	U	0.50 x L x (h ₁ + h ₂) = 0.50 x 18.00 x (13.52 + 11.52) = 225.36	1.00	225.36
			ΣV	281.76
			ΣU	225.36

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift :

$$SF = \Sigma V / \Sigma U = 1.25 > 1.1 \text{ Aman, tebal lantai cukup}$$

4.4.4 Perhitungan faktor keamanan ketebalan lantai peredam energi terhadap up lift



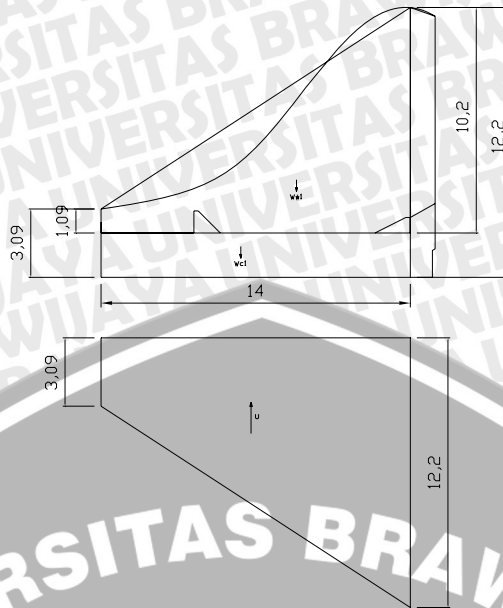
Gambar 4.16 Diagram tekanan lantai peredam energi pada kondisi normal (tidak gempa) keadaan Q_0 1000

Tabel 4.18 Perhitungan faktor keamanan ketebalan lantai peredam energi terhadap up lift kondisi normal (tidak gempa) keadaan Q_0 1000

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	γ	Gaya vertikal (ton)
1	WC1	$2.00 \times 14.00 \times 1.00 = 28.00$	2.40	67.20
2	WW1	$0.50 \times L \times (h1 + h2) = 49.70$	1.00	49.70
3	U	$0.50 \times L \times (h1 + h2) = 67.13$	1.00	67.13
			ΣV	116.90
			ΣU	67.13

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift :

$$SF = \Sigma V / \Sigma U = 1.74 > 1.1 \text{ Aman, tebal lantai cukup}$$



Gambar 4.17 Diagram tekanan rantai peredam energi pada kondisi normal (tidak gempa) keadaan Q_0 PMF

Tabel 4.19 Perhitungan faktor keamanan ketebalan rantai peredam energi terhadap up lift kondisi normal (tidak gempa) keadaan Q_0 PMF

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	γ	Gaya vertikal (ton)
1	WC1	$2.00 \times 14.00 \times 1.00 = 28.00$	2.40	67.20
2	WW1	$0.50 \times L \times (h1 + h2) = 0.50 \times 14.00 \times (2.45 + 10.20) = 88.55$	1.00	88.55
3	U	$0.50 \times L \times (h1 + h2) = 0.50 \times 14.00 \times (1.67 + 12.20) = 97.09$	1.00	97.09
			ΣV	155.75
			ΣU	97.09

Angka keamanan untuk tebal rantai terhadap tekanan Up lift :

$$SF = \Sigma V / \Sigma U = 1.604 > 1.1 \text{ Aman, tebal rantai cukup}$$

4.5 Gambar Perencanaan Pelimpah

Profil Muka Air Pelimpah, Potongan Penampang Memanjang Pelimpah, Potongan Detail Peredam Energi dapat dilihat pada lampiran 11

