

PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH (*SPILLWAY*) BENDUNGAN MARANGKAYU, KAB. KUTAI KERTANEGARA, KALIMANTAN TIMUR

Ainul Yaqien, Amd. Ir. Abdullah Hidayat SA, MT. Ir. Soekibat Roedy Soesanto
Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS)
Jl. Arief Rahman Hakim, Surabaya 60111

Email : ainulyaqien99@yahoo.com , abdullah@ce.its.ac.id , soekibat@ce.its.ac.id

Abstrak - Bendungan Marangkayu ini terletak di Kecamatan Marangkayu, Kabupaten Kutai Kertanegara, Provinsi Kalimantan Timur. Pembangunan Bendungan Marangkayu diharapkan mampu mensuplai kebutuhan air irigasi dan kebutuhan domestik penduduk disekitar Desa Sebuntal, Kecamatan Marangkayu. Perencanaan Bangunan Pelimpah (*Spillway*) ini direncanakan tegak lurus dengan tubuh Bendungan terletak disamping Bendungan. *Spillway* direncanakan dengan *Ogee* tipe I lengkap dengan bangunan pelengkap yaitu saluran pengarah, saluran transisi, saluran peluncur, dan saluran peluncur terompet serta bangunan peredam energi dengan tipe kolam olakan USBR Type IV. Analisa biaya minimum dilakukan terhadap pekerjaan tanah urugan dan pekerjaan beton K-300 untuk mendapat lebar optimum Bangunan Pelimpah. Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan diperoleh curah hujan rencana periode ulang 1000 tahun adalah sebesar 201,17 mm, debit rencana periode ulang 1000 tahun adalah sebesar 402,37 m³/dtk. Dari hasil perhitungan analisa biaya didapat lebar optimum *spillway* 34 meter dengan total biaya Rp. 105.631.581.367,98. Mercu *spillway* dengan lebar 34 meter telah memenuhi syarat uji seperti gaya-gaya/ yang bekerja dan kontrol stabilitas.

Kata kunci : Bendungan Marangkayu, *Spillway*, biaya minimum, lebar optimum

I. PENDAHULUAN

Kutai Kertanegara adalah salah satu kabupaten di Provinsi Kalimantan Timur, Indonesia. Kabupaten ini menempati wilayah seluas 27.263,10 km² dan luas perairan kurang lebih 4.097 km² yang dibagi dalam 18 wilayah kecamatan dan 225 desa/kelurahan dengan jumlah penduduk mencapai ±626.286 jiwa. Sebagian besar penduduk kutai kertanegara tinggal dipedesaan, sehingga mayoritas bermatapencaharian dibidang pertanian. Sehingga perlu adanya peningkatan kesejahteraan para petani dengan bentuk kegiatan pembangunan infrastruktur dan prasarana publik berupa penyediaan saluran air irigasi, air baku dan sebagainya. Salah satu pembangunan infrastruktur tersebut yaitu pembangunan bendungan Marangkayu.



Gambar 1.1 Lokasi Sungai Marangkayu dan Bendungan Marangkayu di Kab. Kutai Kertanegara
Sumber: google.com

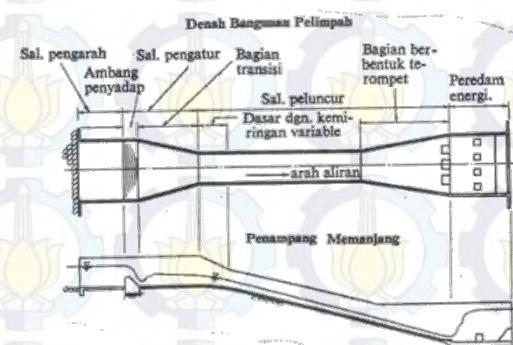
Pembangunan Bendungan Marangkayu diharapkan mampu mensuplai kebutuhan air irigasi 1500 Ha lahan persawahan dan air

baku penduduk disekitar Desa Sebuntal, Kec. Marangkayu. Bendungan ini dapat menampung air ± 9,3 juta m³. Bendungan Marangkayu memerlukan bangunan pelengkap salah satunya yaitu bangunan pelimpah atau *spillway* untuk melimpahkan kelebihan air dari debit yang akan dibuang sehingga kapasitas waduk dapat dipertahankan sampai batas maksimal. Dalam sebuah perhitungan dan perencanaan sebuah *spillway*, tentunya membutuhkan sebuah pertimbangan-pertimbangan agar didapat hasil efektif dan efisien terutama dari segi dimensi, kestabilan dan biaya. Pada Tugas Akhir ini akan dilakukan perencanaan bangunan pelimpah (*spillway*) yang direncanakan tegak lurus dengan tubuh bendung disamping bendung. Dan lengkap dengan bangunan penunjangnya dan analisa kestabilannya. Sehingga pada akhirnya akan diperoleh bangunan *spillway* yang efisien yang dapat mendukung pengoperasian bendungan dan fungsi-fungsinya.

II. STUDI PUSTAKA

Pada umumnya untuk bendungan urugan ini terdapat beberapa tipe bangunan pelimpah. Dilakukan analisis sehingga ditemukan tipe bangunan pelimpah yang memiliki biaya minimum dalam pelaksanaan. Pada bendungan urugan ini adalah bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap seperti terlihat di gambar 2.5. Jenis ini biasanya memiliki bagian-bagian utama yaitu :

1. Saluran pengarah aliran
2. Saluran pengatur aliran
3. Saluran peluncur
4. Peredam energy



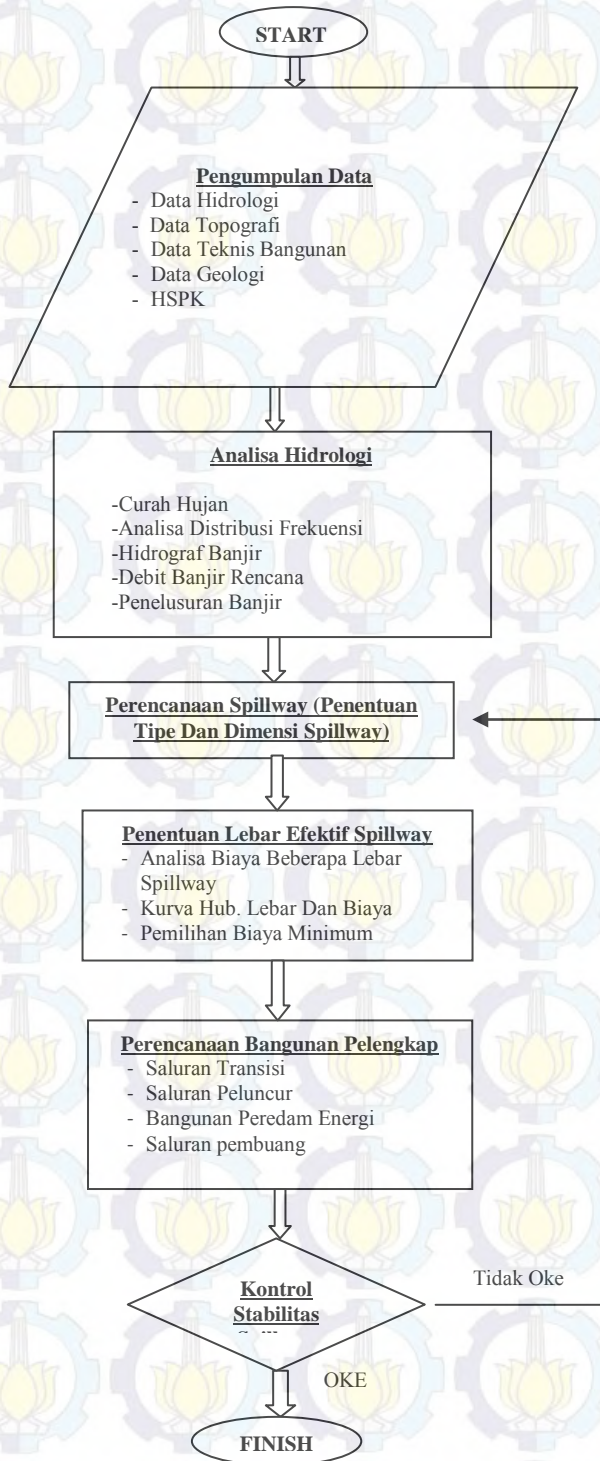
Gambar 2.5 Skema tipe bangunan pelimpah pada bendungan urugan
Sumber : Sosrodarsono, 2002

Adapun setelah merencanakan bangunan pelimpah tahapan selanjutnya menganalisa stabilitas dari bangunan pelimpah tersebut yaitu meliputi:

III. METODOLOGI

Metode perencanaan disusun untuk memudahkan pelaksanaan studi, untuk memperoleh pemecahan permasalahan sesuai dengan tujuan studi yang telah ditetapkan secara sistematis, teratur dan tertib, sehingga dapat dipertanggung jawabkan secara ilmiah.

Tahapan yang dilakukan dalam perencanaan bangunan pelimpah (spillway) bendungan Marangkayu ini, sebagai berikut:



IV. ANALISA HIDROLOGI

4.1 Analisa Curah Hujan Rata-rata

Dalam analisa hidrologi dari DAS Sungai Marangkayu ini diperoleh dari satu stasiun hujan yaitu Stasiun Hujan Termindung, di Kota Samarinda. Berikut ini data curah hujan maksimum yang terjadi di stasiun hujan Termindung selama 28 tahun dari tahun 1978 s/d tahun 2005.

Tabel.4.1. Data curah hujan maksimum

No	Tahun	Tanggal Terjadi	Curah Hujan
1	1978	18 April 1978	103.0
2	1979	21 April 1979	77.2
3	1980	21 April 1980	73.7
4	1981	22 September 1981	145.5
5	1982	08 Desember 1982	85.6
6	1983	23 Mei 1983	139.0
7	1984	29 April 1984	115.8
8	1985	26 Agustus 1985	105.6
9	1986	12 Juli 1986	85.7
10	1987	14 Desember 1987	80.5
11	1988	18 Mei 1988	108.9
12	1989	06 Desember 1989	97.3
13	1990	28 September 1990	89.4
14	1991	07 Mei 1991	105.3
15	1992	17 Juni 1992	94.3
16	1993	12 Februari 1993	90.2
17	1994	15 Desember 1994	141.8
18	1995	19 Januari 1995	82.0
19	1996	25 Februari 1996	79.1
20	1997	09 Februari 1997	94.6
21	1998	09 Juni 1998	85.0
22	1999	10 Februari 1999	117.1
23	2000	26 Juni 2000	83.8
24	2001	03 Maret 2001	101.6
25	2002	05 Januari 2002	66.3
26	2003	09 Mei 2003	87.7
27	2004	15 April 2004	118.2
28	2005	03 Oktober 2005	108.0

Sumber : stasiun hujan Termindung, Samarinda

4.2 Analisa Parameter Statistik

Analisa frekuensi bertujuan untuk menentukan metode analisa distribusi yang tepat dalam menentukan tinggi hujan rencana. Dalam perhitungan parameter statistik, data hujan pada tabel 4.1 diurutkan atau diranking terlebih dahulu. Berikut ini hasil perhitungan parameter statistik dapat dilihat pada tabel 4.2.

Tabel. 4.2. Hasil Perhitungan Parameter Statistik

No	Tahun	X	x ranking	(X-xr)	(X-Xr) ²
1	1981	103	145.5	46.85	2194.92
2	1994	77.2	141.8	43.15	1861.92
3	1983	73.7	139	40.35	1628.12
4	2004	145.5	118.2	19.55	382.20
5	1999	85.6	117.1	18.45	340.40
6	1984	139	115.8	17.15	294.12
7	1988	115.8	108.9	10.25	105.06
8	2005	105.6	108	9.35	87.42
9	1985	85.7	105.6	6.95	48.30
10	1991	80.5	105.3	6.65	44.22
11	1978	108.9	103	4.35	18.92
12	2001	97.3	101.6	2.95	8.70
13	1989	89.4	97.3	-1.35	1.82
14	1997	105.3	94.6	-4.05	16.40
15	1992	94.3	94.3	-4.35	18.92
16	1993	90.2	90.2	-8.45	71.40
17	1990	141.8	89.4	-9.25	85.56
18	2003	82	87.7	-10.95	119.90
19	1986	79.1	85.7	-12.95	167.70
20	1982	94.6	85.6	-13.05	170.30
21	1998	85	85	-13.65	186.32
22	2000	117.1	83.8	-14.85	220.52
23	1995	83.8	82	-16.65	277.22
24	1987	101.6	80.5	-18.15	329.42
25	1996	66.3	79.1	-19.55	382.20
26	1979	87.7	77.2	-21.45	460.10
27	1980	118.2	73.7	-24.95	622.50
28	2002	108	66.3	-32.35	1046.52
jumlah			2762.2	0.000	11191.17
Xr			98.65		

(Sumber : hasil perhitungan)

Dari tabel 4.2 diatas maka diperoleh parameter – parameter sebagai berikut :

- Nilai rata – rata (mean) : $Xr = \frac{\sum X}{n} = \frac{2762,2}{28} = 98,65$
- Standar deviasi $\sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{\sum(X - Xr)^2}{n - 1}} = 20,358$
- Koefisien variasi $Cv = \frac{\sigma_{n-1}}{Xr} = \frac{20,358}{98,65} = 0,206$
- Koefisien kemencengan $Cs = \frac{n \sum(X - Xr)^3}{(n - 1)(n - 2)(\sigma_{n-1})^3} = 0,85$

- Koefisien kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum(X - X_r)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(\sigma_{n-1})^4} = 3,5105$$

Data	Hasil	Distribusi				
		Normal	Gumbel	Pearson Type III	Log Pearson Type III	Log Normal
R	98.650					
s	20.359					
Cs	0.850	0	1.139	Fleksibel	0 < Cs < 9	Cs > 0
Ck	3.511	3	5.402	Fleksibel		Ck > 0
Cv	0.206					
Keputusan		NO	NO	YES	YES	YES

Dari perhitungan parameter diatas, maka metode analisa distribusi yang digunakan adalah metode log Pearson Type III dan log Normal.

4.2.1 Perhitungan Analisa Distribusi Log Pearson Type III

Perhitungan hujan rencana metode Pearson Tipe III menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\text{Log}XT = \text{Log}Xr + K \cdot \sigma_{n1} \dots\dots\dots (2.7)$$

Tabel 4.4 Curah Hujan Rencana Metode Log Person III

No.	Periode Ulang (T)	Curah Hujan Rata-rata (Log Xr)	Faktor Distribusi (k)	Standar Deviasi (σ _{n-1})	Log Curah Hujan (Log XT)	Curah Hujan Rencana (XT)
1	2	1.986	-0.069	0.0860	1.9797	95.44
2	5	1.986	0.814	0.0860	2.0557	113.69
3	10	1.986	1.318	0.0860	2.0990	125.62
4	25	1.986	1.885	0.0860	2.1478	140.55
5	50	1.986	2.270	0.0860	2.1809	151.67
6	100	1.986	2.628	0.0860	2.2117	162.81
7	1000	1.986	3.696	0.0860	2.3036	201.17
8	PMP					446.06

(Sumber : Perhitungan)

4.2.2 Perhitungan Analisa Distribusi Log Normal

$$\log X_t = \log X + K_t \times \text{slog } X \dots\dots\dots (2.3)$$

Tabel 4.6 Curah Hujan Rencana Metode Log Normal

No.	Periode Ulang (T)	Curah Hujan Rata-rata (Log Xr)	Faktor Distribusi (k)	Standar Deviasi (σ _{n-1})	Log Curah Hujan (Log XT)	Curah Hujan (XT)
1	2	1.986	0.000	0.0860	1.9837	96.76
2	5	1.986	0.840	0.0860	2.0579	114.27
3	10	1.986	1.280	0.0860	2.0958	124.67
4	25	1.986	1.696	0.0860	2.1315	135.38
5	50	1.986	2.050	0.0860	2.1620	145.21
6	100	1.986	2.330	0.0860	2.1861	153.48

(Sumber : Perhitungan)

4.3 Uji Kesesuaian Distribusi

Kesimpulan analisa frekuensi ini didapat dari uji kesesuaian Chi Kuadrat dan uji Smirnov-Kolmogorov untuk menentukan metode apa yang akan digunakan sesuai tabel dibawah ini :

Tabel 4.14 Kesimpulan Analisa Frekuensi

metode	uji chi kuadrat			evaluasi	uji smirnov kolmogorov			evaluasi
	χ ²	nilai	xcr		dmax	nilai	do	
person type 3	5.8371	<	7.816	DITERIMA	0.0795	<	0.252	DITERI
log person type 3	5.0000	<	7.816	DITERIMA	0.0698	<	0.252	DITERI
log normal	5.0000	<	7.816	DITERIMA	0.0698	<	0.252	DITERI

(Sumber : perhitungan)

Karena hasil ketiganya memenuhi, maka diambil analisa distribusi frekuensi dengan metode log person type 3 karena nilai uji chi kuadrat paling kecil dan menjauhi dari nilai derajat kebebasan.

4.5.1. Perhitungan Curah Hujan Efektif

Tabel 4.17. Curah Hujan Efektif Jam – jaman

Waktu (Jam)	Rasio (%)	Hujan jam-jaman (mm)						
		2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	100 th	1000th
1	58.5	27.917	33.253	36.742	41.111	44.365	47.622	58.843
2	15.1	7.206	8.583	9.484	10.612	11.451	12.292	15.189
3	10.7	5.106	6.082	6.720	7.519	8.115	8.710	10.763
4	8.5	4.056	4.832	5.339	5.973	6.446	6.919	8.550
5	7.2	3.436	4.093	4.522	5.060	5.460	5.861	7.242
Hujan Efektif (mm)		47.72	56.84	62.81	70.28	75.84	81.41	100.59
Koefisien (C)		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Hujan Harian (mm)		95.44	113.69	125.62	140.55	151.67	162.81	201.17

(Sumber : Perhitungan)

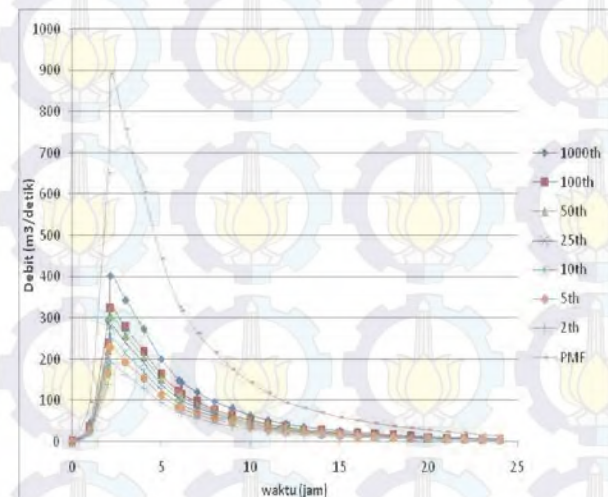
4.4 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode Unit Hidrograf Nakayasu.

Tabel 4.28. Hidrograf Banjir 1000 Tahun

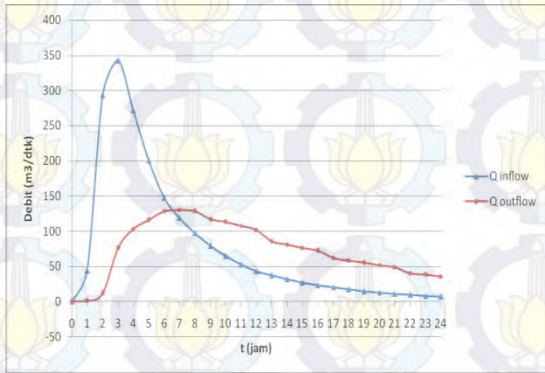
t jam	Q m ³ /dtk	Q akabat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.750	44.145	0.000				44.145
2	3.960	233.000	60.142	0.000			293.142
2.156	4.745	279.229	72.074	51.073	0.000		402.376
3	3.668	215.822	55.708	39.475	31.359	0.000	342.363
4	2.703	159.057	41.056	29.092	23.111	19.576	271.892
5	1.992	117.222	30.257	21.441	17.032	14.427	200.380
6	1.468	86.391	22.299	15.801	12.553	10.633	147.677
6.102	1.423	83.743	21.616	15.317	12.168	10.307	143.151
7	1.186	69.762	18.007	12.760	10.136	8.586	119.252
8	0.967	56.919	14.692	10.411	8.270	7.005	97.298
9	0.789	46.441	11.987	8.494	6.748	5.716	79.386
10	0.644	37.891	9.780	6.931	5.706	4.664	64.771
11	0.525	30.915	7.980	5.655	4.492	3.805	52.847
12	0.429	25.224	6.511	4.614	3.665	3.104	43.118
12.02	0.427	25.122	6.484	4.595	3.650	3.092	42.943
13	0.368	21.633	5.384	3.957	3.143	2.663	36.980
14	0.316	18.572	4.794	3.397	2.698	2.286	31.747
15	0.271	15.943	4.115	2.916	2.317	1.962	27.254
16	0.233	13.687	3.533	2.503	1.989	1.685	23.397
17	0.200	11.750	3.033	2.149	1.707	1.446	20.086
18	0.171	10.087	2.604	1.845	1.466	1.241	17.243
19	0.147	8.660	2.235	1.584	1.258	1.066	14.803
20	0.126	7.434	1.919	1.360	1.080	0.915	12.708
21	0.108	6.382	1.647	1.167	0.927	0.785	10.909
22	0.093	5.479	1.414	1.002	0.796	0.674	9.365
23	0.080	4.703	1.214	0.860	0.683	0.579	8.040
24	0.069	4.038	1.042	0.739	0.587	0.497	6.902

(Sumber : Perhitungan)



4.5 Penelusuran Banjir dengan Flood Routing

Dari hasil penelusuran banjir dengan lebar spillway sebesar 30 meter maka didapat debit pelimpahan (Q inflow) = 130,064 m³/dtk serta tinggi muka air (ho) = 1,510 meter.



Gambar 4.5. kurva penelusuran banjir Q

V. ANALISA BANGUNAN PELIMPAH

5.1 Analisa Mercu Pelimpah

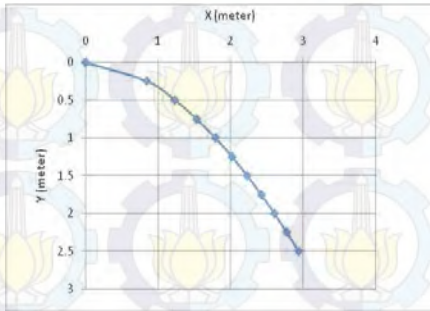
Jenis mercu yang digunakan adalah mercu Ogee Tipe I dengan hulu tegak. Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{k} \left(\frac{X}{hd} \right)^n \dots\dots\dots (5.1)$$

(Dirjen Pengairan, 1986)

Tabel 5.2 Perhitungan Lengkung Hilir Pelimpah

X	Y
0	0
0.846	0.25
1.230	0.5
1.531	0.75
1.789	1
2.018	1.25
2.228	1.5
2.421	1.75
2.602	2
2.773	2.25
2.936	2.5



Gambar 5.1. Grafik Lengkung Mercu Hilir

Sedangkan pada hulu mercu perhitungan menggunakan rumus yang sudah tertera pada gambar mercu Ogee Tipe I (gambar 2.11).

$X1 = 0,175 \times Hd = 0,175 \times 1,5693 \text{ m} = 0,275 \text{ m}$
 $X2 = 0,282 \times Hd = 0,282 \times 1,5693 \text{ m} = 0,443 \text{ m}$
 $R1 = 0,2 \times Hd = 0,2 \times 1,5693 \text{ m} = 0,314 \text{ m}$
 $R2 = 0,5 \times Hd = 0,5 \times 1,5693 \text{ m} = 0,785 \text{ m}$

5.2 Saluran Pengarah

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data – data sebagai berikut, dicontohkan pada lebar *spillway* 34 meter

$Q_0 = 132,638 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 $q = Q_0 / L = 3,901 \text{ m}^3/\text{dtk} / \text{m}$
 $P = 2,5 \text{ m}$
 $h_0 = 1,4645 \text{ m}$
 $Va = \frac{q}{P+h_0} = 0,984 \text{ m/detik} \leq 4 \text{ m/dtk (OKE)}$

5.3 Saluran Pengatur

Perhitungan saluran pengatur menggunakan rumus dasar sebagai berikut :

$$V1 = \sqrt{2g \left(\frac{1}{2} h_0 + z \right)} = \sqrt{2,9,81 \left(\frac{1}{2} 1,4645 + 2,5 \right)} = 7,9634 \text{ m/dtk}$$

$q = V y_1$, dimana q adalah debit per satuan lebar

$$\frac{132,638}{34} = 7,9634 \times y_1$$

$y_1 = d_1 = 0,4898 \text{ m}$

Panjang saluran transisi :

$B1 = 34 \text{ m} ; B2 = 65\% \times B1 = 21,25 \text{ m} ; \theta = 12,5^\circ$

$$L = \frac{\frac{1}{2} \Delta B}{\tan \theta} = \frac{\frac{1}{2} (34 - 21,25)}{\tan 12,5^\circ} = 28,755 \text{ m}$$

Untuk perhitungan kedalaman dan kecepatan air pada titik kontrol 2 dengan cara coba – coba dan didapat hasil sebagai berikut :

$n = 0,012$ (beton acian)
 $k = 0,2$

misalkan $d2 = 0,7846 \text{ m}$

L.ambang	d2	k2	P2	A2	R=A/P	V2	$S0 = (V1^2 \cdot n^2) / R^4$	$S2 = (V2^2 \cdot n^2) / R^4$	hf= Sf x L	h0	E1	E2	ΔE
34	0,7846	0,2	22,819294	16,671064	0,7306268	7,95517125	0,0000000	0,0000000	0,53388	0,00000	311,25387	311,25387	0,00000

Karenanilai $E1 = E2$ dengan $\Delta E = 0$, maka nilaitinggi air di hilirsaluranpengatur (d_2) = 0,78462 m

5.4 Saluran Peluncur

Dari perhitungan sebelumnya untuk lebar *spillway* 34 meter diperoleh nilai sebagai berikut :

$Q_0 = 132,638 \text{ m}^3/\text{dtk}$
 Lebar Pelimpah = 34 m
 $V2 = 7,9551 \text{ m/dtk}$
 $d_2 = 0,78462 \text{ m}$

Dengan cara coba-coba didapat $d_3 = 0,77818 \text{ m}$

L.ambang	V2	d2	d3	V3	P	A	R=A/P	V3	$S0 = (V2^2 \cdot n^2) / R^4$	$S3 = (V3^2 \cdot n^2) / R^4$	hf= Sf x L	E2	E3	ΔE	
34	7,95517125	0,78462	0,77818487	21,25	22,8863897	16,53640391	0,720079366	8,022951661	0,00000215	0,0140222	0,402144	0,0000442	317,3789	317,380	0,000

Karenanilai $E2 = E3$ dengan $\Delta E = 0$, maka nilaitinggi air padahilirsaluranpeluncurlurus (d_3) = 0,77818 m

Sedangkan untuk saluran peluncur trompet direncanakan sebagai berikut :

$$Fr = \frac{V_3}{\sqrt{gd_3}} = \frac{8,02095}{\sqrt{9,8 \times 0,77818}} = 2,903$$

$$\tan \theta = \frac{1}{3Fr} = \frac{1}{3 \times 2,903} = 0,11482$$

$$\tan \theta = L \text{ sal. peluncur trompet} = \frac{1}{\tan \theta}$$

L sal. peluncur trompet = $\frac{1}{0,1146} = 8,709 \text{ m} \approx 10 \text{ m}$

Pada saluran berbentuk trompet didapat (d_4) = 0,70134 m

5.5 Kolam Olak (PeredamEnergi)

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat :

$V_4 = 8,0318 \text{ m/detik}$
 $d_4 = 0,70134 \text{ m}$
 Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai bilangan Froude (*Froude Number*).

$$Fr = \frac{V_4}{\sqrt{gd_4}} = \frac{8,0318}{\sqrt{9,81 \times 0,70134}} = 3,06206$$

Jadi, dari nilai bilangan Froude di atas, maka yang digunakan adalah kolam olak USBR Tipe IV.

Menentukan tinggi loncatan air pada kolam olak.

$$\frac{d_5}{d_4} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$\frac{d_5}{0,70134} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 3,06206^2} - 1 \right)$$

$$d_5 = 3,03709 \text{ m}$$

Selanjutnya dari grafik 2.10 dapat diperoleh :

$\frac{L}{d_5} = 5,2$
 $L = 5,2 \times 3,03709$
 $L = 15,79 \text{ m} \approx 16 \text{ m}$

$$e = \frac{77,740}{33,175} - \frac{4,48}{2} \leq \frac{4,48}{6}$$

$$e = 0,1033 \leq 0,74667 \text{ (OKE)}$$

Diketahui σ ijin = 35 t/m²

$$\sigma \text{ maks} = \frac{33,1751}{4,48 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times 0,10334}{4,48} \right) \leq 35 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma \text{ maks} = 8,43 \leq 35 \text{ t/m}^2 \text{ (OKE)}$$

$$\sigma \text{ min} = \frac{33,1751}{4,48 \times 1} \left(1 - \frac{6 \times 0,10334}{4,48} \right) > 0$$

$$\sigma \text{ min} = 6,3803 > 0 \text{ (OKE)}$$

h. Kontrol Ketebalan Lantai

Kontrol ketebalan lantai yang ditinjau adalah pada antara titik 20 dan 21 yang terletak pada peredam energi atau kolam olak.

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

$$2 \geq 1,5 \times \frac{((3,050 + 2,2886)/2) - 0}{2,4}$$

$$2 \geq 1,668 \text{ m (OKE)}$$

Berikut pada tabel 6.7 adalah hasil perhitungan stabilitas spillway dari semua parameter uji seperti di bawah ini :

Tabel 6.7 Rekapitulasi Stabilitas Spillway

Kontrol	Setinggi Mercu		Setinggi Air Banjir		Ket
	Nilai	Syarat	Nilai	Syarat	
Uplift Pressure	69,743	> 19,8	69,743	> 16,955	OK
Kontrol guling	1,65	≥ 1,2	1,55	≥ 1,5	OK
Kontrol geser	2,65	≥ 1,2	2,5	≥ 1,2	OK
Ketebalan lantai	1,668	≤ 2	1,303	≤ 2	OK
σ_{max}	8,431	≤ 35	4,26	≤ 35	OK
σ_{min}	6,38	> 0	12,88	> 0	OK

VII. ANALISA BIAYA

Berdasarkan hasil perhitungan analisa harga untuk masing-masing pekerjaan (tanah dan beton), selanjutnya dilakukan perhitungan untuk harga atau biaya total pekerjaan spillway ini. Di bawah ini diberikan contoh perhitungan biaya total untuk lebar 34 meter :

Biaya total = biaya urugan tanah + biaya beton

$$= \text{Rp } 99.237.018.445,12 + \text{Rp } 6.177.110.613,09$$

$$= \text{Rp } 105.631.581.367,98$$

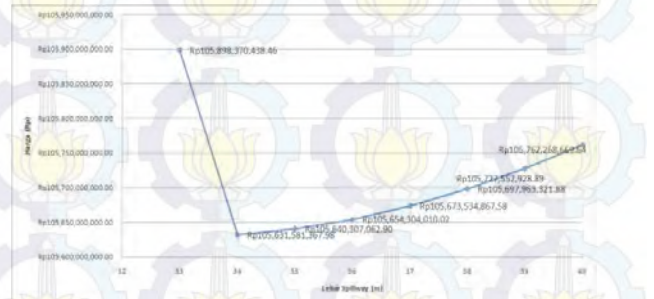
Selanjutnya, pada tabel 7.19 akan diberikan perhitungan total biaya konstruksi (pekerjaan tanah urug dan beton K-300) seperti di bawah ini :

Tabel 7.19 Perhitungan Biaya masing-masing Lebar Spillway

Lebar Ambang (m)	Biaya Urugan	Biaya Beton	Total Biaya
33	Rp 99,944,338,230.14	Rp 5,954,032,208.32	Rp 105,898,370,438.46
34	Rp 99,454,470,754.89	Rp 6,177,110,613.09	Rp 105,631,581,367.98
35	Rp 99,237,018,445.12	Rp 6,403,268,617.78	Rp 105,640,307,062.90
36	Rp 99,022,117,428.14	Rp 6,632,186,581.88	Rp 105,654,304,010.02
37	Rp 98,809,730,423.74	Rp 6,863,804,443.83	Rp 105,673,534,867.58
38	Rp 98,599,820,778.87	Rp 7,098,142,543.02	Rp 105,697,963,321.88
39	Rp 98,392,352,455.57	Rp 7,335,200,473.32	Rp 105,727,552,928.89
40	Rp 98,187,290,019.25	Rp 7,574,978,650.39	Rp 105,762,268,669.64

Sumber : perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel 7.19, dibuat grafik 7.2 untuk menentukan lebar optimum spillway.



Gambar 7.2 Grafik hubungan lebar ambang Spillway dan biaya total Berdasarkan grafik di atas, didapat lebar optimum Spillway dengan harga minimum adalah pada lebar 34 meter dengan biaya terkecil yaitu Rp 105.631.581.367,98

VIII. PENUTUP

8. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan yang dikerjakan, mulai dari analisa hidrologi ,analisa hidrolika , perhitungan biaya serta analisa kestabilannya, maka diperoleh hasil sebagai berikut:

- 1) Analisa Hidrologi dari Sungai Marangkyu diperoleh dari satu stasiun hujan yang berpengaruh yaitu Stasiun hujan Termindung. Sehingga metode penentuan curah hujan maksimum menggunakan metode Data maksimum tahunan (*annual maximum series*) , selanjutnya dilakukan analisa distribusi menggunakan metode Log normal dan Log Person III serta diuji kecocokan dengan metode Chi-square dan metode Smirnov-Kolmogorov. Sehingga didapatkan curah hujan rencana dengan periode ulang 1000 tahun sebesar 201.17 mm dan debit rencana sebesar 402,37 m³/dtk.
- 2) Dimensi Bangunan Pelimpah (Spillway) dari hasil perhitungan dengan rincian sebagai berikut:
 - Tipe Mercu = Ogee I (hulu tegak)
 - Lebar Pelimpah = 34 m
 - Panjang Sal.Pengatur = 28,75 m
 - Panjang Sal.Peluncur Lurus = 60 m
 - Panjang Sal.Peluncur Terompet= 10 m
 - Panjang Kolam Olak = 16 m
 - Tipe Kolam Olak = USBR Type IV
 - Mutu Beton = K-300
- 3) Kontrol stabilitas Spillway pada kondisi muka air setinggi mercu dan kondisi muka air banjir telah memenuhi semua uji syarat seperti kontrol guling , kontrol geser , kontrol tegangan tanah dan kontrol ketebalan lantai.
- 4) Pada analisa biaya minimum, pada grafik didapat biaya total pekerjaan urugan , galian dan pekerjaan beton K-300 pada lebar spillway 34 meter dengan total biaya Rp.105.631.581.367,98

DAFTAR PUSTAKA

1. Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 1986 “Kriteria Perencanaan 02”, Bandung: CV Galang Persada
2. Teknika Cipta Konsultan,2009 “Studi Pendahuluan Perencanaan Teknis Bendungan Marangkayu”, Kalimantan Timur
3. Soedibyo, 2002 “Teknik Bendungan”, Jakarta: PT Pradnya Paramita.
4. Soekibat Roedy Soesanto,Ir. 2002 “Modul Kuliah Sistem Bangunan dan Irigasi”, Surabaya
5. Soemarto CD, 1987 “Hidrologi Teknik”, Jakarta: Erlangga
6. Soewarno, 1995 “Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Data Jilid 1”, Bandung: Nova
7. Suyono Sosrodarsono, 2002 “Bendungan Type Urugan”, Jakarta: PT Pradnya Paramita
8. Prastumi dan Aniek Masrevaniah, 2008 “Bangunan Air”, Surabaya : Srikandi