

BAB IV ANALISIS DATA DAN PERENCANAAN

4.1 Analisis Klimatologi

Data klimatologi diperoleh dari Stasiun Hujan Puruk Cahu, yang kemudian akan diolah untuk mengetahui besarnya evapotranspirasi potensial. Metode yang digunakan adalah Penman Modifikasi. Data-data yang dibutuhkan untuk menghitung besarnya evapotranspirasi potensial adalah:

1. Suhu rata-rata bulanan (T)
2. Kelembaban relatif bulanan (R_H)
3. Kecepatan angin rata-rata (U)
4. Kecerahan matahari rata-rata (n/N)

Contoh perhitungan untuk memperoleh besarnya evapotranspirasi potensial metode Penman Modifikasi adalah sebagai berikut:

- Misalnya data yang dipakai adalah data klimatologi pada bulan Januari, dengan nilai suhu rata-rata (T) sebesar $26,82^\circ \text{C}$, nilai kelembaban relatif (R_H) 79,9%, kecepatan angin rata-rata (U) 5,206 m/dt, dan kecerahan matahari (n/N) 40%.
- Dari data suhu rata-rata bulan Januari didapatkan nilai tekanan uap jenuh (e_a), w , $(1-w)$, dan $f(t)$ dari Tabel 2.1. Dengan cara interpolasi diperoleh:

$$\text{Tekanan uap jenuh } (e_a) = 35,288 \text{ mmbar}$$

$$w = 0,763$$

$$(1-w) = 0,237$$

$$f(t) = 16,039$$

- Menghitung besarnya tekanan uap nyata (e_d):

$$e_d = e_a \times R_H$$

$$= 35,288 \times 0,799$$

$$= 28,195$$

- Menentukan besarnya nilai $f(e_d)$:

$$f(e_d) = 0,34 - (0,044 \times (e_d)^{0,5})$$

$$= 0,34 - (0,044 \times (28,195)^{0,5})$$

$$= 0,106 \text{ mmbar}$$

- Menghitung selisih nilai dari tekanan uap jenuh (e_a) dan tekanan uap nyata (e_d):

$$(e_a - e_d) = (35,288 - 28,195)$$

$$= 7,093 \text{ mmbar}$$

- Mencari nilai angot (R_a) berdasarkan letak lintang dari lokasi studi, nilai ini dapat dicari pada tabel besaran radiasi matahari (Tabel 2.2). Dengan cara interpolasi didapat besarnya nilai angot (R_a) untuk bulan Januari sebesar 15,165 mm/hari.
- Dengan melihat Tabel 2.4 berdasarkan letak lintangnya, maka didapat nilai N sebesar 12,256 jam/hari.
- Dari data klimatologi diketahui nilai kecerahan matahari (n/N) sebesar 40%. Nilai tersebut digunakan untuk menghitung lama penyinaran matahari (n):

$$\begin{aligned} n &= \frac{(n/N)}{100} \times N \\ &= \frac{40}{100} \times 12,256 \\ &= 4,897 \text{ jam/hari} \end{aligned}$$

- Menghitung nilai radiasi gelombang pendek (R_s):

$$\begin{aligned} R_s &= (0,25 + (0,54 \times (n/N))) \times R_a \\ &= (0,25 + (0,54 \times 0,40)) \times 15,165 \\ &= 7,067 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

- Menghitung besarnya nilai $f(n/N)$:

$$\begin{aligned} f(n/N) &= 0,1 + (0,9 \times \frac{(n/N)}{100}) \\ &= 0,1 + (0,9 \times \frac{40}{100}) \\ &= 0,460 \end{aligned}$$

- Mengonversi data kecepatan angin ke dalam satuan m/dt, setelah dikonversi didapat nilai kecepatan angin (U_{siang}) sebesar: 5,206 m/dt.

- Menghitung nilai $f(U)$:

$$\begin{aligned} f(U) &= 0,27 \times (1 + (0,864 \times U_{siang})) \\ &= 0,27 \times (1 + (0,864 \times 5,206)) \\ &= 1,484 \end{aligned}$$

- Menghitung radiasi gelombang panjang (R_{n1}):

$$\begin{aligned} R_{n1} &= f(t) \times f(e_d) \times f(n/N) \\ &= 16,039 \times 0,106 \times 0,460 \\ &= 0,785 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

- Dari Tabel 2.3 diperoleh angka koreksi (c) untuk bulan Januari sebesar 1,1 yang nantinya akan digunakan untuk menghitung evapotranspirasi potensial.

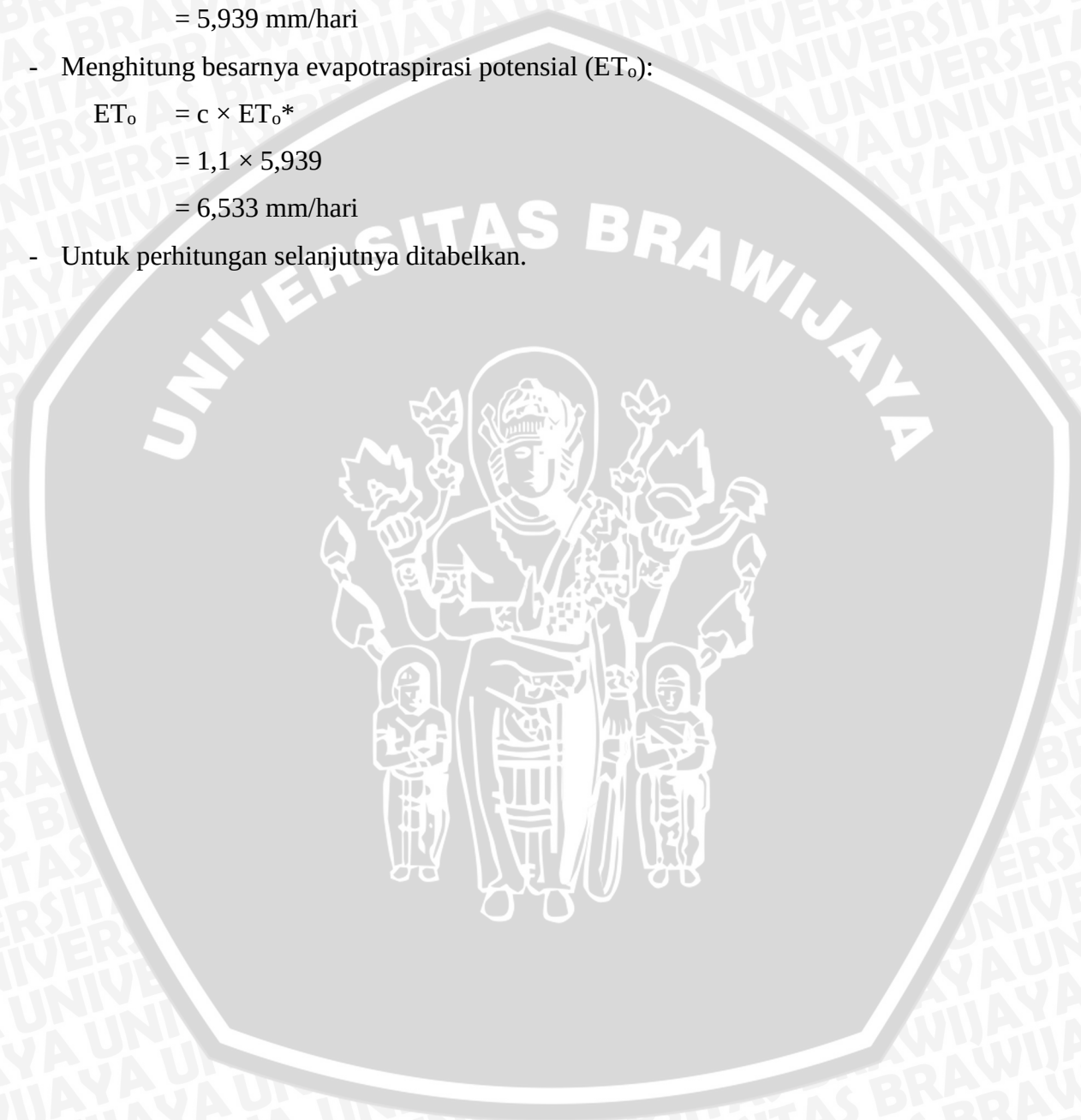
- Menghitung besarnya evapotranspirasi (ET_o^*):

$$\begin{aligned} ET_o^* &= [w \times ((0,75 \times R_s) - R_{n1})] + [(1-w) \times f(U) \times (e_a - e_d)] \\ &= [0,763 \times ((0,75 \times 7,067) - 0,785)] + [0,237 \times 1,484 \times 7,093] \\ &= 5,939 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

- Menghitung besarnya evapotraspirasi potensial (ET_o):

$$\begin{aligned} ET_o &= c \times ET_o^* \\ &= 1,1 \times 5,939 \\ &= 6,533 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

- Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan.



Tabel 4.1 Hasil perhitungan Evapotranspirasi Potensial dengan Menggunakan Metode Penman Modifikasi

No	Keterangan	Simbol	Satuan	Bulan											
				Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	Suhu rata-rata	T	°C	26,820	27,790	27,910	28,430	27,920	28,000	27,820	27,510	27,320	27,770	26,190	25,460
2	Tekanan uap jenuh	ea	mmbar	35,288	37,354	37,668	38,779	37,695	37,907	37,429	36,752	36,343	37,311	34,004	31,874
3	w			0,763	0,773	0,774	0,779	0,774	0,775	0,773	0,770	0,768	0,773	0,757	0,750
4	(1-w)			0,237	0,227	0,226	0,221	0,226	0,225	0,227	0,230	0,232	0,227	0,243	0,250
5	f(t)			16,039	16,258	16,285	16,402	16,287	16,305	16,265	16,195	16,152	16,253	15,896	15,731
6	Kelembaban relatif	RH	%	79,900	79,400	81,700	79,300	78,000	74,200	74,000	72,000	77,000	76,400	78,000	83,300
7	Tekanan uap nyata	ed		28,195	29,659	30,775	30,752	29,402	28,127	27,698	26,461	27,984	28,506	26,523	26,551
8	f (ed)		mmbar	0,106	0,100	0,096	0,096	0,101	0,107	0,108	0,114	0,107	0,105	0,113	0,113
9	ea - ed		mmbar	7,093	7,695	6,893	8,027	8,293	9,780	9,732	10,290	8,359	8,805	7,481	5,323
10	Nilai angot	Ra	mm/hr	15,165	15,610	15,700	15,190	14,235	13,680	13,880	14,635	15,245	15,245	15,210	14,965
11	Lama penyinaran matahari	n	jam/hari	4,902	6,128	4,235	6,973	7,405	7,713	9,137	10,033	10,820	10,351	9,805	6,414
12	N		jam/hari	12,256	12,256	12,100	12,022	11,944	11,866	11,866	11,944	12,022	12,178	12,256	12,334
13	Kecerahan matahari	n/N	%	40,000	50,000	35,000	58,000	62,000	65,000	77,000	84,000	90,000	85,000	80,000	52,000
14	Radiasi gel. pendek	Rs	mm/hr	7,067	8,117	6,892	8,555	8,325	8,222	9,241	10,297	11,220	10,809	10,373	7,943
15	f (n/N)			0,460	0,550	0,415	0,622	0,658	0,685	0,793	0,856	0,910	0,865	0,820	0,568
16	Kecepatan angin	U _{siang}	m/dt	5,206	5,125	5,069	4,992	4,914	5,511	4,506	4,436	4,267	4,703	4,556	6,083
17	U _{siang}		km/jam	18,740	18,450	18,250	17,970	17,690	19,840	16,220	15,970	15,360	16,930	16,400	21,900
18	f (U)			1,484	1,466	1,453	1,434	1,416	1,556	1,321	1,305	1,265	1,367	1,333	1,689
19	Radiasi bersih gel. panj.	Rn ₁	mm/hr	0,785	0,898	0,648	0,979	1,087	1,191	1,399	1,576	1,576	1,477	1,478	1,012
20	Faktor penyesuaian	c		1,100	1,100	1,000	0,900	0,900	0,900	0,900	1,000	1,100	1,100	1,100	1,100
21	Evapotranspirasi	ET _o *	mm/hr	5,939	6,573	5,762	6,778	6,644	7,279	7,193	7,821	7,705	7,859	7,194	5,958
22	Evapotranspirasi potensial	ET _o	mm/hr	6,533	7,230	5,762	6,100	5,980	6,551	6,474	7,821	8,476	8,644	7,913	6,554

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2 Analisis Hidrologi

Data curah hujan harian untuk pengolahan hidrologi diperoleh dari stasiun hujan Puruk Cahu.

Tabel 4.2 Data Curah Hujan Bulanan Maksimum Stasiun Hujan Puruk Cahu

No	Tahun	Bulan											
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agust	Sep	Okt	Nop	Des
1	1994	57,8	53,2	78,4	77,2	81,8	53,6	22,7	60,4	4,8	62,4	37,4	46,8
2	1995	47,6	68,4	65,6	130,2	97,6	98,4	69,2	41,8	40,8	162,4	65,2	134,8
3	1996	63,2	47,8	38,6	67,8	12,5	42	38,5	31	42,2	30,3	34,4	25,4
4	1997	35	43,4	68	60,4	2,5	5,3	25	1,8	17	33,4	38,5	55,5
5	1998	63,2	30	36,2	35,2	43	24	25,3	55,6	28,2	39	12,2	60,4
6	1999	30	39,5	52,5	25,2	6,5	5,9	52,4	14,5	10	11,2	46	48
7	2000	45,9	39,4	104,9	30,9	80,9	46,3	36,2	144,4	33,5	127,4	144,2	97,5
8	2001	45,1	79,9	167,1	118,1	131,3	84,9	163,7	22,7	133,4	60,3	72,5	69,3
9	2002	60,8	115,5	92	43,4	121,4	26,4	24,6	17,6	37,6	60,3	25	84,2
10	2003	32,5	47,4	95,1	36,9	42,1	39,4	51,5	84	46,3	49	32,3	40,2
11	2004	38,4	61,7	90,6	68,9	73,8	21,8	44	14,7	62,7	41,1	43,4	91,3
12	2005	152,2	124,2	110,4	55,1	101,2	71,8	57,2	105,2	42,9	153,4	76,7	51,8
13	2006	62,3	48,9	52,7	55,8	62,6	41,9	38	51,6	34,6	18,8	20,9	34,5
14	2007	84,2	67,6	97,8	73	76	43,4	54,3	53,8	20,3	40,5	60,5	50,1
15	2008	63,1	50,1	50,1	156,2	40,2	30,2	30,5	53,6	42,3	60,5	34	28,3
16	2009	68	46	0	38,6	82,2	42,4	85	0	81,6	48,8	60,4	80,34
17	2010	38,1	14,8	30,1	50,1	96,5	37,9	9,2	40,2	82	43,9	0	0
18	2011	80	60	76	80,5	57	50,5	93,2	75,6	62,8	30,4	103,6	43
19	2012	69	35	30	55	83,2	35,1	50	64,1	63,1	32,5	102,1	51,8
20	2013	55	96	55	83	17	9	6,5	12	70	48	75	86

Sumber: Badan Meteorologi dan Geofisika, Stasiun Puruk Cahu

4.2.1 Pemeriksaan Data Hujan

Pemeriksaan yang dilakukan secara statistik meliputi pemeriksaan homogenitas dan pemeriksaan *outlier*.

4.2.1.1 Uji Homogenitas Data Hujan

Data hujan yang telah diperoleh, terlebih dahulu harus diuji homogenitasnya. Studi ini menggunakan metode RAPS untuk individual stasiun.

Tahapan pengujian homogenitas data menggunakan metode RAPS adalah sebagai berikut:

1. Dari data hujan yang diperoleh, diambil data hujan harian maksimum tiap tahun.

Tabel 4.3 Data Hujan Harian Maksimum

Curah Hujan Maksimum Tahunan	
Tahun	Max
1994	81,8
1995	162,4
1996	67,8
1997	68
1998	63,2
1999	52,5
2000	144,4
2001	167,1
2002	121,4
2003	95,1
2004	91,3
2005	153,4
2006	62,6
2007	97,8
2008	156,2
2009	85
2010	96,5
2011	103,6
2012	102,1
2013	96

Sumber: Hasil Perhitungan

2. Data hujan harian maksimum tersebut kemudian akan digunakan dalam perhitungan uji homogenitas data metode RAPS. Contoh perhitungan:

- Misal, data yang digunakan sebagai contoh perhitungan adalah data tahun 2013 dengan hujan harian maksimum dalam satu tahun sebesar 96 mm dan curah hujan rerata sebesar 103,41 mm.

$$- S_k^* = (x - \bar{x}) = (96 - 103,41) = -7,41$$

$$- [S_k^*] = \text{nilai mutlak } S_k^* = 7,41$$

$$- Dy^2 = \frac{S_k^2}{n} = \frac{7,41^2}{20} = 2,75$$

$$- Dy = \sqrt{\sum Dy^2} = \sqrt{1218,97^2} = 34,91$$

$$- S_k^{**} = \frac{|S_k^*|}{Dy} = \frac{|7,41|}{34,91} = 0,21$$

$$- [S_k^{**}] = \text{nilai mutlak dari } S_k^{**} = 0,21$$

Hasil perhitungan metode RAPS ditabelkan dalam Tabel 4.4 berikut ini:

Tabel 4.4 Hasil Perhitungan Uji Homogenitas Data Menggunakan Uji RAPS

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Sk*	[Sk*]	Dy ²	Dy	Sk**	[Sk**]
1	1994	81,8	-21,61	21,61	23,35		0,62	0,62
2	1995	162,4	58,99	58,99	173,99		1,69	1,69
3	1996	67,8	-35,61	35,61	63,40		1,02	1,02
4	1997	68	-35,41	35,41	62,69		1,01	1,01
5	1998	63,2	-40,21	40,21	80,84		1,15	1,15
6	1999	52,5	-50,91	50,91	129,59		1,46	1,46
7	2000	144,4	40,99	40,99	84,01		1,17	1,17
8	2001	167,1	63,69	63,69	202,82		1,82	1,82
9	2002	121,4	17,99	17,99	16,18		0,52	0,52
10	2003	95,1	-8,31	8,31	3,45	34,91	0,24	0,24
11	2004	91,3	-12,11	12,11	7,33		0,35	0,35
12	2005	153,4	49,99	49,99	124,95		1,43	1,43
13	2006	62,6	-40,81	40,81	83,27		1,17	1,17
14	2007	97,8	-5,61	5,61	1,57		0,16	0,16
15	2008	156,2	52,79	52,79	139,34		1,51	1,51
16	2009	85	-18,41	18,41	16,95		0,53	0,53
17	2010	96,5	-6,91	6,91	2,39		0,20	0,20
18	2011	103,6	0,19	0,19	0,00		0,01	0,01
19	2012	102,1	-1,31	1,31	0,09		0,04	0,04
20	2013	96	-7,41	7,41	2,75		0,21	0,21
Rerata		103,41				Max	1,82	1,82
Jumlah					1218,97	Min	0,00	0,00

Sumber: Hasil Perhitungan

3. Dari hasil perhitungan di atas, kemudian dilakukan analisis lanjutan untuk mengetahui ketidakpanggaan dari data tersebut. Hasilnya adalah sebagai berikut:

- $n = 20$ (jumlah data)
- $[Sk^{**}]$ maksimum = 1,82
- $[Sk^{**}]$ minimum = 0,00
- $Q = |Sk^{**} \text{ maks}| = 1,82$
- $R = Sk^{**} \text{ maks} - Sk^{**} \text{ min} = 1,82 - 0,00 = 1,82$
- $\frac{Q}{\sqrt{n}} = \frac{1,82}{\sqrt{20}} = 0,41 < \text{dari } \frac{Q}{\sqrt{n}} \text{ tabel} = 1,22 \text{ (diterima)}$
- $\frac{Q}{\sqrt{n}}$ tabel diambil dengan probabilitas 95% dan $n = 20$.
- $\frac{R}{\sqrt{n}} = \frac{1,82}{\sqrt{20}} = 0,41 < \text{dari } \frac{R}{\sqrt{n}} \text{ tabel} = 1,43 \text{ (diterima)}$
- $\frac{R}{\sqrt{n}}$ tabel diambil dengan probabilitas 95% dan $n = 20$.

Dapat disimpulkan bahwa kelompok data hujan di Stasiun Puruk Cahu dari tahun 1994-2013 adalah homogen dan dapat dipakai dalam analisis perhitungan selanjutnya.

Setelah dilakukan uji homogenitas data, selanjutnya dilakukan pengujian *outlier* untuk uji abnormalitasnya. Uraian mengenai uji abnormalitas akan dijelaskan pada subbab berikutnya.

4.2.1.2 Uji Abnormalitas Data Hujan

Data yang sudah homogen, masih harus melalui uji abnormalitas untuk mengetahui apakah data maksimum dan minimum dari rangkaian data tersebut layak digunakan atau tidak. Uji *Outlier* dilakukan dengan mencari ambang bawah (X_L) dan ambang atas (X_H), kemudian menghapus data yang terdapat di luar ambang batas tersebut.

Langkah-langkah untuk menghitung Uji *Outlier* adalah:

1. Data yang akan diuji adalah data hujan harian maksimum tiap tahunnya, dalam periode 1994-2013. Tujuan dari uji abnormalitas ini adalah untuk menghilangkan data-data yang menyimpang dari ambang bawah (X_L) dan ambang atas (X_H).

Contoh perhitungan Uji *Outlier*:

- Misal, data yang digunakan sebagai contoh perhitungan adalah data tahun 2013 dengan tinggi hujan maksimum harian dalam satu tahun sebesar 96 mm.
- Kemudian, menghitung nilai log dari data tersebut. $\text{Log } 96 = 1,98$.
- Menghitung nilai standar deviasi dari rata-rata keseluruhan nilai Log X, diperoleh nilai standar deviasi sebesar 0,15 dan rata-rata dari keseluruhan nilai Log X adalah 1,99.
- Dari Tabel 2.6 (nilai K_n untuk Uji *Outlier*), untuk data (n) sebanyak 20 diperoleh nilai $K_n = 2,385$.
- Nilai batas ambang atas

$$\begin{aligned} X_H &= \exp. (X_{\text{rerata}} + K_n \cdot S) \\ &= \exp. (1,99 + 2,385 \cdot 0,15) \\ &= 218,27 \end{aligned}$$

- Nilai batas ambang bawah

$$\begin{aligned} X_L &= \exp. (X_{\text{rerata}} - K_n \cdot S) \\ &= \exp. (1,99 - 2,385 \cdot 0,15) \\ &= 43,76 \end{aligned}$$

Hasil dari uji abnormalitas tersebut ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.5 Hasil Perhitungan Uji Outlier

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X	Keterangan
1	2001	167,1	2,22	Nilai ambang atas: $X_H = 218,27$
2	1995	162,4	2,21	
3	2008	156,2	2,19	
4	2005	153,4	2,19	
5	2000	144,4	2,16	
6	2002	121,4	2,08	Nilai ambang bawah: $X_L = 43,76$
7	2011	103,6	2,02	
8	2012	102,1	2,01	
9	2007	97,8	1,99	
10	2010	96,5	1,98	
11	2013	96	1,98	
12	2003	95,1	1,98	
13	2004	91,3	1,96	
14	2009	85	1,93	
15	1994	81,8	1,91	
16	1997	68	1,83	
17	1996	67,8	1,83	
18	1998	63,2	1,80	
19	2006	62,6	1,80	
20	1999	52,5	1,72	
Sd =			0,15	
Mean =			1,99	
Kn =			2,385	

Sumber: Hasil Perhitungan

2. Dari perhitungan pada tabel di atas, diperoleh nilai ambang atas $X_H = 218,27$ dan nilai ambang bawah $X_L = 43,76$. Karena data hujan yang diuji masih berada di antara nilai batas ambang atas maupun bawah, maka data hujan yang ada dapat digunakan secara keseluruhan.

4.2.2 Analisis Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan merupakan perhitungan yang paling penting dari analisis hidrologi. Metode yang digunakan adalah Log Pearson III dengan pertimbangan bahwa cara ini lebih fleksibel dan dapat dipakai untuk semua sebaran data serta umum dipakai. Langkah-langkah dalam perhitungan curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson III adalah sebagai berikut:

- Dari data hujan yang ada, diambil data hujan harian maksimum untuk setiap tahunnya dalam periode hujan tahun 1994-2013. Tabel hujan harian maksimum menurut periode 1994-2013 adalah sebagai berikut:

Tabel 4.6 Data Hujan Harian Maksimum Terurut

Curah Hujan Maksimum Tahunan	
Tahun	Setelah Diurutkan
2001	167,1
1995	162,4
2008	156,2
2005	153,4
2000	144,4
2002	121,4
2011	103,6
2012	102,1
2007	97,8
2010	96,5
2013	96
2003	95,1
2004	91,3
2009	85
1994	81,8
1997	68
1996	67,8
1998	63,2
2006	62,6
1999	52,5

Sumber: Hasil Perhitungan

- Dari hasil analisis pada tabel di atas, nantinya akan digunakan dalam perhitungan curah hujan rancangan metode Log Pearson III. Dengan contoh perhitungan:
- Misal dipakai data hujan harian maksimum tahun 2013 dengan tinggi curah hujan maksimumnya sebesar 96 mm. Kemudian ditentukan nilai Log x data tersebut.

$$\begin{aligned}\text{Log } x &= \text{Log } 96 \\ &= 1,98\end{aligned}$$

- Menghitung nilai standar deviasi dan rata-rata dari keseluruhan nilai Log x, dalam perhitungan ini diperoleh standar deviasi sebesar 0,150 dan rata-rata dari keseluruhan nilai Log x sebesar 1,990.
- Menghitung nilai $(\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})^3$

$$\begin{aligned}(\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})^3 &= (1,98 - 1,990)^3 \\ &= -0,00000047\end{aligned}$$

- Menghitung nilai kepengcangan (C_s)

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

$$= \frac{20 \times (0,00276)}{(20-1)(20-2)(0,150)^3}$$

$$= 0,048$$

- Perhitungan curah hujan lainnya ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.7 Analisis Nilai Kepencengan (C_s)

No.	Tahun	$X_{\max}$	Log X	$(\text{Log X} - \text{Log } X_{\text{rerata}})^2$	$(\text{Log X} - \text{Log } X_{\text{rerata}})^3$
1	2001	167,1	2,22	0,05427	0,01264232
2	1995	162,4	2,21	0,04865	0,01073047
3	2008	156,2	2,19	0,04148	0,00844747
4	2005	153,4	2,19	0,03834	0,00750718
5	2000	144,4	2,16	0,02875	0,00487389
6	2002	121,4	2,08	0,00887	0,00083587
7	2011	103,6	2,02	0,00064	0,00001627
8	2012	102,1	2,01	0,00036	0,00000687
9	2007	97,8	1,99	0,00000	0,00000000
10	2010	96,5	1,98	0,00003	-0,00000017
11	2013	96	1,98	0,00006	-0,00000047
12	2003	95,1	1,98	0,00014	-0,00000166
13	2004	91,3	1,96	0,00087	-0,00002580
14	2009	85	1,93	0,00367	-0,00022255
15	1994	81,8	1,91	0,00597	-0,00046128
16	1997	68	1,83	0,02481	-0,00390777
17	1996	67,8	1,83	0,02521	-0,00400376
18	1998	63,2	1,80	0,03584	-0,00678373
19	2006	62,6	1,80	0,03742	-0,00723892
20	1999	52,5	1,72	0,07282	-0,01965245
Jumlah =			39,800	0,42821	0,00276
Rerata =			1,990		
Standar Deviasi =			0,150		
C_s =			0,048		

Sumber: Hasil Perhitungan

Setelah didapatkan nilai kepencengan, standar deviasi, dan tinggi hujan rata-rata, maka dapat dihitung besarnya curah hujan rancangan dengan menggunakan kala ulang tertentu. Tahapan perhitungan selanjutnya untuk mencari curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson III adalah sebagai berikut:

- Data-data yang dipakai:
 - Karena yang akan direncanakan dalam studi ini adalah sebuah bangunan bendung, maka yang akan dipakai adalah curah hujan rancangan dengan kala ulang 50 tahun.
 - Nilai standar deviasi, rata-rata, dan kepencengan didapat dari perhitungan sebelumnya.

- Dari nilai peluang atau probabilitas 2% dan kepengcengan 0,048 didapat nilai K (Tabel 2.7) = 2,0793.
- Dengan proses perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Log } x &= \overline{\text{Log } x} + (K \times S) \\ &= 1,990 + (2,0793 \times 0,150) \\ &= 2,3022\end{aligned}$$

- Untuk perhitungan lainnya ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.8 Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson III

No	Tr (tahun)	Log X_{rerata}	Std. Deviasi (log)	Kepencengan (Cs)	Peluang (%)	K (tabel)	Curah Hujan Rencana	
							(log)	(mm)
1	2	1,990	0,150	0,048	50	-0,0081	1,9888	97,45
2	5	1,990	0,150	0,048	20	0,8391	2,1160	130,62
3	10	1,990	0,150	0,048	10	1,2868	2,1832	152,47
4	25	1,990	0,150	0,048	4	1,7672	2,2553	180,02
5	50	1,990	0,150	0,048	2	2,0793	2,3022	200,53
6	100	1,990	0,150	0,048	1	2,3613	2,3445	221,06

Sumber: Hasil Perhitungan

Setelah menghitung curah hujan rancangan menggunakan metode Log Pearson III, langkah selanjutnya adalah melakukan uji kesesuaian distribusi, dengan tujuan untuk mengetahui kebenaran dari hipotesis yang telah dilakukan.

4.2.3 Uji Kesesuaian Distribusi

Pemeriksaan uji kesesuaian distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesis distribusi frekuensi. Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui:

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diperoleh secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesis diterima atau ditolak.

Dalam studi ini, uji kesesuaian distribusi yang digunakan adalah uji Smirnov Kolmogorov dan uji Chi Square.

4.2.3.1 Uji Chi Square

Uji Chi Square menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teorinya. Contoh perhitungannya:

- Membagi data pengamatan menjadi beberapa kelas

$$\begin{aligned}k &= 1 + 3,22 \log n \\ &= 1 + 3,22 \log 20 \\ &= 5,19 \approx 5 \text{ kelas}\end{aligned}$$

- Misal dipakai data dengan probabilitas 0,2 yang didapat dari rumus Weibull

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{n_i}{1+n} \\ &= \frac{1}{1+4} \\ &= 0,20 \end{aligned}$$

- $C_s = 0,150$ (diambil dari perhitungan sebelumnya)
- Dari nilai $P_w = 0,20$ dan $C_s = 0,150$, dengan cara interpolasi didapat nilai K sebesar 0,839 (Tabel 2.7).

$$\begin{aligned} \text{Log } x &= \overline{\text{Log } x} + (K \times S) \\ &= 1,990 + (0,839 \times 0,150) \\ &= 2,12 \end{aligned}$$

$$\exp(2,12) = 130,62 \text{ mm}$$

- Menghitung frekuensi teoritis (E_j)

$$E_j = \frac{n}{k} = \frac{20}{5} = 4$$

- Frekuensi pengamatan (O_j) diperoleh dari pengelompokan data pengamatan sesuai dengan batas kelasnya. Pada kasus ini jumlah data yang nilainya lebih dari 130,62 adalah 5.

$$\begin{aligned} \text{Nilai Chi Square} &= \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j} \\ &= \frac{(5 - 4)^2}{4} \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

- Dari keseluruhan nilai Chi Square dijumlahkan ($x^2_{\max}$) dan dicocokkan dengan x^2_{tabel} . Nilai x^2_{tabel} diperoleh dari Tabel 2.8 dari hubungan nilai derajat bebas (v) dan nilai probabilitas. Misal diambil nilai α (*level of significance*) = 1%, maka nilai probabilitasnya adalah: $1 - 0,01 = 0,99$. Dan nilai derajat bebas (v) = $5 - 1 = 4$, maka didapat x^2_{tabel} sebesar 13,277 (Tabel 2.8). Jika $x^2_{\max} > x^2_{\text{tabel}}$ maka distribusi diterima.
- Perhitungan lainnya ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.9 Hasil Penentuan Kelas

No.	Peluang (%)	Std. Deviasi (log)	Kepencengan (Cs)	K	Curah Hujan Rencana	
					(log)	(mm)
1	20	0,150	0,048	0,839	2,12	130,62
2	40	0,150	0,048	0,274	2,03	107,45
3	60	0,150	0,048	-0,287	1,95	88,51
4	80	0,150	0,048	-0,844	1,86	73,00

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.10 Hasil Perhitungan Frekuensi Kelas

Interval Kelas	E _i	O _i	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
0 - 73,00	4,00	5	0,25
73,00 - 88,51	4,00	2	1,00
88,51 - 107,45	4,00	7	2,25
107,45 - 130,62	4,00	1	2,25
130,62 - ∞	4,00	5	0,25
Jumlah			6,00
X ² hitung:			1,16

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.11 Perbandingan Nilai x^2_{tabel} dan x^2_{hitung}

No.	α (%)	D _{kritis}	D _{max}	Keterangan
1	1	13,277	6,00	Diterima
2	5	9,488	6,00	Diterima
3	10	9,000	6,00	Diterima
4	20	8,025	6,00	Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kesesuaian Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

- Dalam contoh perhitungan ini dipakai data hujan satu harian tahun 2013 dengan tinggi hujan maksimum harian sebesar 96 mm.
- $\log x = \log 96 \text{ mm}$
 $= 1,982$
- Menghitung nilai probabilitas berdasarkan rumus Weibull

$$P = \frac{m}{n+1}$$

$$= \frac{11}{20+1}$$

$$= 0,5238 \text{ atau } 52,38\%$$

- Menghitung nilai standar deviasi dan rata-rata dari keseluruhan nilai Log x, dalam perhitungan ini diperoleh nilai standar deviasi sebesar 0,150 dan rata-rata dari keseluruhan Log x sebesar 1,990.

- Menghitung nilai $(\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})^2$

$$\begin{aligned} (\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})^2 &= (1,982 - 1,990)^2 \\ &= 0,00006 \end{aligned}$$

- Menghitung nilai kepengcangan (C_s)

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{n \sum (\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \\ &= \frac{20 \times 0,00276}{(20-1)(20-2)(0,150)^3} \\ &= 0,048 \end{aligned}$$

- Menghitung faktor frekuensi (K)

$$\text{Log } x = \overline{\text{Log } x} + (K \times S)$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{(\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})}{S} \\ &= \frac{1,982 - 1,990}{0,150} \\ &= -0,052 \end{aligned}$$

- Mencari besarnya nilai probabilitas (P_r), dengan melihat tabel distribusi Log Pearson (Tabel 2.7) dari hubungan nilai kepengcangan (C_s) dengan faktor frekuensi (K), dengan cara interpolasi maka didapat nilai $P_r = 51,06\%$.

- Menghitung nilai P_t

$$\begin{aligned} P_t &= 100 - P_r \\ &= 100 - 51,06 \\ &= 48,94 \% \end{aligned}$$

- Menghitung harga mutlak dari selisih nilai probabilitas Weibull dengan probabilitas tabel.

$$\begin{aligned} D &= \frac{|P - P_r|}{100} \\ &= \frac{|52,38 - 51,06|}{100} \\ &= 0,013 \end{aligned}$$

- Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan.

Tabel 4.12 Hasil Perhitungan Nilai D Maksimum

No.	Tahun	$X_{\max}$	P (%)	Log X	Log X_{rerata}	$(\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}})^2$	$(\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}})^3$	K	Pr (%)	Pt (%)	D
1	2001	167,1	4,76	2,223	1,990	0,05427	0,01264232	1,552	6,93	93,07	0,022
2	1995	162,4	9,52	2,211	1,990	0,04865	0,01073047	1,469	7,91	92,09	0,016
3	2008	156,2	14,29	2,194	1,990	0,04148	0,00844747	1,357	8,67	91,33	0,056
4	2005	153,4	19,05	2,186	1,990	0,03834	0,00750718	1,304	9,80	90,20	0,092
5	2000	144,4	23,81	2,160	1,990	0,02875	0,00487389	1,129	13,59	86,41	0,102
6	2002	121,4	28,57	2,084	1,990	0,00887	0,00083587	0,627	27,23	72,77	0,013
7	2011	103,6	33,33	2,015	1,990	0,00064	0,00001627	0,169	43,30	56,70	0,100
8	2012	102,1	38,10	2,009	1,990	0,00036	0,00000687	0,127	44,78	55,22	0,067
9	2007	97,8	42,86	1,990	1,990	0,00000	0,00000000	0,002	49,14	50,86	0,063
10	2010	96,5	47,62	1,985	1,990	0,00003	-0,00000017	-0,037	50,51	49,49	0,029
11	2013	96	52,38	1,982	1,990	0,00006	-0,00000047	-0,052	51,06	48,94	0,013
12	2003	95,1	57,14	1,978	1,990	0,00014	-0,00000166	-0,079	52,05	47,95	0,051
13	2004	91,3	61,90	1,960	1,990	0,00087	-0,00002580	-0,197	56,34	43,66	0,056
14	2009	85	66,67	1,929	1,990	0,00367	-0,00022255	-0,404	63,86	36,14	0,028
15	1994	81,8	71,43	1,913	1,990	0,00597	-0,00046128	-0,515	67,90	32,10	0,035
16	1997	68	76,19	1,833	1,990	0,02481	-0,00390777	-1,049	85,42	14,58	0,092
17	1996	67,8	80,95	1,831	1,990	0,02521	-0,00400376	-1,058	85,65	14,35	0,047
18	1998	63,2	85,71	1,801	1,990	0,03584	-0,00678373	-1,261	90,53	9,47	0,048
19	2006	62,6	90,48	1,797	1,990	0,03742	-0,00723892	-1,289	90,89	9,11	0,004
20	1999	52,5	95,24	1,720	1,990	0,07282	-0,01965245	-1,798	96,27	3,73	0,010
Jumlah =				39,800		0,42821	0,00276	D _{maksimum}			0,102
Rerata =				1,990							
Standar Deviasi =				0,150							

Sumber: Hasil Perhitungan

- Mencari nilai maksimum dari $|P_r - P|$ sebagai $D_{\max}$ kemudian dicocokkan dengan D_{kritis} (Tabel 2.9), jika $D_{\max} < D_{\text{kritis}}$ maka distribusi diterima.

Tabel 4.13 Perbandingan Nilai D Maksimum Tabel dengan Hasil Perhitungan

No.	α (%)	D_{kritis}	D_{maksimum}	Keterangan
1	20	0,244	0,109	Diterima
2	15	0,259	0,109	Diterima
3	10	0,278	0,109	Diterima
4	5	0,309	0,109	Diterima
5	1	0,370	0,109	Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2.4 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) yang digunakan pada studi ini didapat dari Tabel 2.10. Karena daerah studi merupakan daerah hutan, maka diambil koefisien pengaliran (C) = 0,75, yang berarti 75% dari total curah hujan akan menjadi limpasan.

4.2.5 Distribusi Hujan

Sebaran hujan jam-jaman dipakai model Mononobe, dengan rumus :

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

di mana :

R_t = Intensitas hujan rata-rata dalam T jam

R_{24} = Curah hujan efektif dalam satu hari

t = Waktu mulai hujan

T = Waktu konsentrasi hujan

Untuk daerah di indonesia rata-rata $t = 6$ jam, maka :

$$T = 1 \text{ jam} \quad R_1 = R_{24}/6 \cdot (6/1)^{2/3} = 0,5503 \cdot R_{24}$$

$$T = 2 \text{ jam} \quad R_2 = R_{24}/6 \cdot (6/2)^{2/3} = 0,3467 \cdot R_{24}$$

$$T = 3 \text{ jam} \quad R_3 = R_{24}/6 \cdot (6/3)^{2/3} = 0,2646 \cdot R_{24}$$

$$T = 4 \text{ jam} \quad R_4 = R_{24}/6 \cdot (6/4)^{2/3} = 0,2184 \cdot R_{24}$$

$$T = 5 \text{ jam} \quad R_5 = R_{24}/6 \cdot (6/5)^{2/3} = 0,1882 \cdot R_{24}$$

$$T = 6 \text{ jam} \quad R_6 = R_{24}/6 \cdot (6/6)^{2/3} = 0,1667 \cdot R_{24}$$

Curah Hujan Jam-jaman

$$\text{Rumus } R_t = (t \times R_t) - ((t-1)(R_{t-1}))$$

dengan R_t = prosentase intensitas

$$1 \text{ jam} : R_1 = (1 \times 0,5503 R_{24}) - ((1-1) \times R_0)$$

$$= 0,5503 R_{24} - 0$$

$$= 0,5503 \times 100\% = 55,03 \%$$

$$2 \text{ jam} : R_2 = (2 \times 0,3467 R_{24}) - ((2-1) \times 0,5503 R_{24})$$

$$= 0,6934 R_{24} - 0,5503 R_{24}$$

$$= 0,1430 \times 100\% = 14,30 \%$$

$$3 \text{ jam} : R_3 = (3 \times 0,2646 R_{24}) - ((3-1) \times 0,3467 R_{24})$$

$$= 0,7937 R_{24} - 0,6934 R_{24}$$

$$= 0,1003 \times 100\% = 10,03 \%$$

$$4 \text{ jam} : R_4 = (4 \times 0,2184 R_{24}) - ((4-1) \times 0,2646 R_{24})$$

$$= 0,8736 R_{24} - 0,7937 R_{24}$$

$$= 0,0799 \times 100\% = 7,99 \%$$

$$5 \text{ jam} : R_5 = (5 \times 0,1882 R_{24}) - ((5-1) \times 0,2184 R_{24})$$

$$= 0,941 R_{24} - 0,8736 R_{24}$$

$$= 0,0675 \times 100\% = 6,75 \%$$

$$6 \text{ jam} : R_6 = (6 \times 0,1667 R_{24}) - ((6-1) \times 0,1882 R_{24})$$

$$= R_{24} - 0,941 R_{24}$$

$$= 0,059 \times 100\% = 5,90 \%$$

$$\text{Dengan : Curah hujan rancangan 2 tahun } (R_2) = 97,45 \text{ mm/hari}$$

$$\text{Koefisien Pengaliran } (k) = 0,75$$

$$\text{Maka : } - \text{CH Efektif} = k \cdot R_2$$

$$= 0,75 \times 97,45$$

$$= 73,09 \text{ mm/hari}$$

Curah Hujan Tiap Jam:

$$\text{Jam ke-1} = \text{CH Efektif} \times \text{Ratio} \times 0,01$$

$$= 73,09 \times 55,03\% \times 0,01$$

$$= 40,22 \text{ mm/jam}$$

Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan:

Tabel 4.14 Curah Hujan Tiap Jam

Waktu (jam)	Ratio (%)	Kumulatif (%)	Curah Hujan Tiap Jam					
			2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	100 th
1	55,03	55,03	40,22	53,91	62,93	74,30	82,77	91,24
2	14,30	69,34	10,45	14,01	16,36	19,31	21,51	23,72
3	10,03	79,37	7,33	9,83	11,47	13,55	15,09	16,64
4	7,99	87,36	5,84	7,83	9,13	10,79	12,01	13,24
5	6,75	94,10	4,93	6,61	7,71	9,11	10,15	11,18
6	5,90	100,00	4,31	5,78	6,74	7,96	8,87	9,78
PROBABILITAS HUJAN HARIAN:			97,45	130,62	152,47	180,02	200,53	221,06
KOEFSIEN PENGALIRAN:			0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
HUJAN EFEKTIF:			73,09	97,96	114,36	135,02	150,40	165,80

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2.6 Analisis Debit Banjir

Tujuan analisis debit banjir adalah untuk memperoleh debit puncak yang akan digunakan sebagai parameter desain rencana bangunan utama berupa bendung atau embung dan penempatan bangunan pembangkit.

4.2.6.1 Aliran Dasar

Aliran dasar dapat diperoleh dengan persamaan debit aliran dasar (Q_B), dengan variabel luas DAS dan kerapatan jaringan sungai. Demikian perhitungannya:

$$Q_B = 0,4751 \times A^{0,6444} \times D^{0,9430}$$

$$= 0,4751 \times A^{0,6444} \times (L_N/A)^{0,9430}$$

$$= 0,4751 \times 23,51^{0,6444} \times (14,75/23,51)^{0,9430}$$

$$= 2,342 \text{ m}^3/\text{detik}$$

4.2.6.2 Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu

Metode penentuan debit banjir rencana dilakukan dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetis Nakayasu. Parameter-parameter perhitungan yang diperlukan adalah sebagai berikut:

- Karakteristik DAS, meliputi:

- Luas DAS (A) $= 23,51 \text{ km}^2$
- Panjang sungai utama (L) $= 14,75 \text{ km}$
- Koefisien karakteristik fisik DAS (α) $= 3$
- Hujan netto satuan (R_e) $= 1 \text{ mm}$

- Parameter-parameter hidrograf

- Waktu konsentrasi (T_g)

dengan $L < 15 \text{ km}$, maka $T_g = 0,21 \times L^{0,7}$

$$\begin{aligned} T_g &= 0,21 \times L^{0,7} \\ &= 0,21 \times 14,75^{0,7} \\ &= 1,382 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Satuan waktu hujan (T_r)

$$\begin{aligned} T_r &= 0,75 T_g \\ &= 0,75 \times 1,382 \\ &= 1,036 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Tenggang waktu (T_p)

$$\begin{aligned} T_p &= T_g + 0,80 T_r \\ &= 1,382 + (0,80 \times 1,036) \\ &= 2,211 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Waktu penurunan debit, dari debit puncak sampai dengan menjadi $0,30 Q_{\max}$

$$\begin{aligned} T_{0,30} &= \alpha \times T_g \\ &= 3 \times 1,382 \\ &= 4,145 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Debit puncak (Q_p)

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{1}{36} \left(\frac{A \times R_0}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})} \right) \\ &= \frac{1}{36} \left(\frac{23,51 \times 1}{3,6((0,3 \times 2,211) + 4,145)} \right) \\ &= 1,358 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- Perhitungan selanjutnya ditabelkan.

Tabel 4.15 Tabulasi Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

T (jam)	Q (m ³ /dt/mm)	Keterangan
0,00	0,000	Qa
1,00	0,202	
2,00	1,358	Qp
3,00	1,080	Qd1
4,00	0,808	
5,00	0,604	
6,00	0,452	
7,00	0,360	
8,00	0,296	Qd2
9,00	0,244	
10,00	0,201	
11,00	0,166	
12,00	0,137	
13,00	0,115	Qd3
14,00	0,099	
15,00	0,086	
16,00	0,074	
17,00	0,064	
18,00	0,056	
19,00	0,048	
20,00	0,042	
21,00	0,036	
22,00	0,031	
23,00	0,027	
24,00	0,023	
Jumlah:	6,609	

Sumber: Hasil Perhitungan

Kontrol hidrograf satuan

$$\begin{aligned}
 \text{Hujan satuan} &= \frac{\text{volume hidrograf (m}^3\text{)}}{\text{luas DAS (m}^2\text{)}} \\
 &= \frac{6,609 \times 3600}{23,51 \times 1000000} \\
 &= 0,0001 \text{ m} = 1,00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.16 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu Kala Ulang 2 Tahun

Jam	Qt (m ³ /dt)	Hujan Netto (mm/jam)						Debit m ³ /dt	Aliran Dasar m ³ /dt	Total Debit m ³ /dt
		40,223	10,455	7,334	5,838	4,930	4,310			
0,00	0,000							0	2,341531	2,341531
1,00	0,202	8,141						8,1413	2,341531	5,800
2,00	1,358	54,636	2,116					56,752	2,341531	54,410
3,00	1,080	43,439	14,201	1,484				59,124	2,341531	56,783
4,00	0,808	32,488	11,291	9,962	1,182			54,922	2,341531	52,580
5,00	0,604	24,298	8,444	7,920	7,930	0,998		49,591	2,341531	47,249
6,00	0,452	18,172	6,316	5,923	6,305	6,697	0,872	44,286	2,341531	41,944
7,00	0,360	14,467	4,723	4,430	4,716	5,325	5,854	39,514	2,341531	37,173
8,00	0,296	11,920	3,760	3,313	3,527	3,982	4,654	31,157	2,341531	28,815
9,00	0,244	9,821	3,098	2,638	2,638	2,978	3,481	24,654	2,341531	22,312
10,00	0,201	8,092	2,553	2,173	2,100	2,227	2,603	19,749	2,341531	17,407
11,00	0,166	6,667	2,103	1,791	1,730	1,773	1,947	16,012	2,341531	13,670
12,00	0,137	5,494	1,733	1,475	1,426	1,461	1,550	13,139	2,341531	10,797
13,00	0,115	4,621	1,428	1,216	1,175	1,204	1,277	10,920	2,341531	8,579
14,00	0,099	3,996	1,201	1,002	0,968	0,992	1,052	9,211	2,341531	6,870
15,00	0,086	3,456	1,039	0,843	0,797	0,817	0,867	7,819	2,341531	5,478
16,00	0,074	2,989	0,898	0,729	0,671	0,673	0,714	6,674	2,341531	4,333
17,00	0,064	2,585	0,777	0,630	0,580	0,566	0,589	5,727	2,341531	3,385
18,00	0,056	2,235	0,672	0,545	0,502	0,490	0,495	4,939	2,341531	2,597
19,00	0,048	1,933	0,581	0,471	0,434	0,424	0,428	4,271	2,341531	1,930
20,00	0,042	1,672	0,502	0,408	0,375	0,366	0,370	3,694	2,341531	1,352
21,00	0,036	1,446	0,435	0,352	0,324	0,317	0,320	3,194	2,341531	0,853
22,00	0,031	1,250	0,376	0,305	0,281	0,274	0,277	2,763	2,341531	0,421
23,00	0,027	1,081	0,325	0,264	0,243	0,237	0,240	2,389	2,341531	0,048
24,00	0,023	0,935	0,281	0,228	0,210	0,205	0,207	2,066	2,341531	0,275

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.17 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu Kala Ulang 5 Tahun

Jam	Qt (m ³ /dt)	Hujan Netto (mm/jam)						Debit m ³ /dt	Aliran Dasar m ³ /dt	Total Debit m ³ /dt
		53,910	14,012	9,829	7,825	6,608	5,776			
0,00	0,000							0	2,341531	2,341531
1,00	0,202	10,911						10,9115	2,341531	8,570
2,00	1,358	73,227	2,836					76,063	2,341531	73,721
3,00	1,080	58,220	19,033	1,989				79,243	2,341531	76,901
4,00	0,808	43,543	15,133	13,351	1,584			73,610	2,341531	71,269
5,00	0,604	32,566	11,318	10,615	10,629	1,337		66,465	2,341531	64,123
6,00	0,452	24,356	8,465	7,939	8,451	8,976	1,169	59,355	2,341531	57,014
7,00	0,360	19,389	6,331	5,938	6,320	7,136	7,846	52,960	2,341531	50,619
8,00	0,296	15,976	5,040	4,441	4,727	5,337	6,238	41,758	2,341531	39,417
9,00	0,244	13,163	4,152	3,535	3,535	3,992	4,665	33,043	2,341531	30,702
10,00	0,201	10,846	3,421	2,913	2,814	2,985	3,489	26,469	2,341531	24,127
11,00	0,166	8,936	2,819	2,400	2,319	2,377	2,610	21,460	2,341531	19,119
12,00	0,137	7,363	2,323	1,977	1,911	1,958	2,077	17,609	2,341531	15,268
13,00	0,115	6,193	1,914	1,629	1,574	1,613	1,712	14,636	2,341531	12,294
14,00	0,099	5,356	1,610	1,342	1,297	1,329	1,410	12,345	2,341531	10,004
15,00	0,086	4,632	1,392	1,129	1,069	1,095	1,162	10,480	2,341531	8,138
16,00	0,074	4,006	1,204	0,977	0,899	0,902	0,957	8,945	2,341531	6,604
17,00	0,064	3,464	1,041	0,845	0,777	0,759	0,789	7,676	2,341531	5,334
18,00	0,056	2,996	0,900	0,730	0,672	0,657	0,664	6,619	2,341531	4,278
19,00	0,048	2,591	0,779	0,632	0,581	0,568	0,574	5,725	2,341531	3,383
20,00	0,042	2,241	0,673	0,546	0,503	0,491	0,496	4,951	2,341531	2,609
21,00	0,036	1,938	0,582	0,472	0,435	0,425	0,429	4,281	2,341531	1,940
22,00	0,031	1,676	0,504	0,409	0,376	0,367	0,371	3,703	2,341531	1,361
23,00	0,027	1,449	0,436	0,353	0,325	0,318	0,321	3,202	2,341531	0,861
24,00	0,023	1,253	0,377	0,306	0,281	0,275	0,278	2,769	2,341531	0,428

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.18 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu Kala Ulang 10 Tahun

Jam	Qt (m ³ /dt)	Hujan Netto (mm/jam)						Debit m ³ /dt	Aliran Dasar m ³ /dt	Total Debit m ³ /dt
		62,932	16,357	11,474	9,135	7,714	6,743			
0,00	0,000							0	2,341531	2,341531
1,00	0,202	12,738						12,7375	2,341531	10,396
2,00	1,358	85,481	3,311					88,792	2,341531	86,450
3,00	1,080	67,963	22,218	2,322				92,504	2,341531	90,162
4,00	0,808	50,830	17,665	15,586	1,849			85,929	2,341531	83,588
5,00	0,604	38,016	13,212	12,392	12,408	1,561		77,588	2,341531	75,246
6,00	0,452	28,432	9,881	9,268	9,865	10,478	1,365	69,288	2,341531	66,947
7,00	0,360	22,634	7,390	6,931	7,378	8,331	9,159	61,823	2,341531	59,481
8,00	0,296	18,649	5,883	5,184	5,518	6,230	7,282	48,747	2,341531	46,405
9,00	0,244	15,366	4,847	4,127	4,127	4,660	5,446	38,573	2,341531	36,231
10,00	0,201	12,661	3,994	3,400	3,285	3,485	4,073	30,898	2,341531	28,557
11,00	0,166	10,432	3,291	2,802	2,707	2,774	3,046	25,052	2,341531	22,710
12,00	0,137	8,595	2,711	2,308	2,230	2,286	2,425	20,556	2,341531	18,215
13,00	0,115	7,230	2,234	1,902	1,838	1,883	1,998	17,085	2,341531	14,744
14,00	0,099	6,253	1,879	1,567	1,514	1,552	1,646	14,411	2,341531	12,070
15,00	0,086	5,407	1,625	1,318	1,248	1,279	1,357	12,233	2,341531	9,892
16,00	0,074	4,676	1,405	1,140	1,049	1,054	1,118	10,442	2,341531	8,101
17,00	0,064	4,044	1,215	0,986	0,908	0,886	0,921	8,960	2,341531	6,619
18,00	0,056	3,497	1,051	0,853	0,785	0,766	0,775	7,727	2,341531	5,386
19,00	0,048	3,025	0,909	0,737	0,679	0,663	0,670	6,683	2,341531	4,341
20,00	0,042	2,616	0,786	0,638	0,587	0,573	0,579	5,779	2,341531	3,438
21,00	0,036	2,262	0,680	0,551	0,508	0,496	0,501	4,998	2,341531	2,656
22,00	0,031	1,956	0,588	0,477	0,439	0,429	0,433	4,322	2,341531	1,981
23,00	0,027	1,692	0,508	0,412	0,380	0,371	0,375	3,738	2,341531	1,396
24,00	0,023	1,463	0,440	0,357	0,328	0,321	0,324	3,233	2,341531	0,891

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.19 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu Kala Ulang 25 Tahun

Jam	Qt (m ³ /dt)	Hujan Netto (mm/jam)						Debit m ³ /dt	Aliran Dasar m ³ /dt	Total Debit m ³ /dt
		74,302	19,313	13,547	10,785	9,108	7,961			
0,00	0,000							0	2,341531	2,341531
1,00	0,202	15,039						15,0388	2,341531	12,697
2,00	1,358	100,925	3,909					104,834	2,341531	102,492
3,00	1,080	80,242	26,233	2,742				109,216	2,341531	106,875
4,00	0,808	60,013	20,857	18,402	2,183			101,454	2,341531	99,113
5,00	0,604	44,884	15,599	14,630	14,649	1,843		91,606	2,341531	89,264
6,00	0,452	33,569	11,666	10,942	11,647	12,371	1,611	81,807	2,341531	79,465
7,00	0,360	26,723	8,725	8,184	8,711	9,836	10,814	72,993	2,341531	70,651
8,00	0,296	22,019	6,946	6,121	6,515	7,356	8,597	57,554	2,341531	55,212
9,00	0,244	18,142	5,723	4,872	4,873	5,502	6,430	45,542	2,341531	43,200
10,00	0,201	14,948	4,715	4,015	3,879	4,115	4,809	36,481	2,341531	34,139
11,00	0,166	12,316	3,885	3,308	3,196	3,276	3,597	29,578	2,341531	27,236
12,00	0,137	10,148	3,201	2,725	2,633	2,699	2,863	24,270	2,341531	21,929
13,00	0,115	8,536	2,638	2,246	2,170	2,224	2,359	20,172	2,341531	17,831
14,00	0,099	7,382	2,219	1,850	1,788	1,832	1,944	17,015	2,341531	14,673
15,00	0,086	6,384	1,919	1,556	1,473	1,510	1,602	14,444	2,341531	12,102
16,00	0,074	5,521	1,659	1,346	1,239	1,244	1,320	12,329	2,341531	9,988
17,00	0,064	4,775	1,435	1,164	1,072	1,046	1,087	10,579	2,341531	8,237
18,00	0,056	4,129	1,241	1,007	0,927	0,905	0,915	9,123	2,341531	6,782
19,00	0,048	3,571	1,073	0,871	0,801	0,783	0,791	7,890	2,341531	5,548
20,00	0,042	3,088	0,928	0,753	0,693	0,677	0,684	6,823	2,341531	4,482
21,00	0,036	2,671	0,803	0,651	0,599	0,585	0,592	5,901	2,341531	3,559
22,00	0,031	2,310	0,694	0,563	0,518	0,506	0,512	5,103	2,341531	2,762
23,00	0,027	1,997	0,600	0,487	0,448	0,438	0,442	4,413	2,341531	2,072
24,00	0,023	1,727	0,519	0,421	0,388	0,379	0,383	3,817	2,341531	1,475

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.20 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu Kala Ulang 50 Tahun

Jam	Qt (m ³ /dt)	Hujan Netto (mm/jam)						Debit m ³ /dt	Aliran Dasar m ³ /dt	Total Debit m ³ /dt
		82,766	21,513	15,091	12,014	10,145	8,868			
0,00	0,000							0	2,341531	2,341531
1,00	0,202	16,752						16,7519	2,341531	14,410
2,00	1,358	112,421	4,354					116,775	2,341531	114,434
3,00	1,080	89,382	29,221	3,054				121,657	2,341531	119,316
4,00	0,808	66,849	23,232	20,498	2,432			113,010	2,341531	110,669
5,00	0,604	49,997	17,375	16,297	16,318	2,053		102,040	2,341531	99,699
6,00	0,452	37,392	12,995	12,188	12,974	13,780	1,795	91,125	2,341531	88,783
7,00	0,360	29,767	9,719	9,116	9,703	10,956	12,045	81,307	2,341531	78,965
8,00	0,296	24,527	7,737	6,818	7,257	8,194	9,577	64,109	2,341531	61,768
9,00	0,244	20,209	6,375	5,427	5,428	6,128	7,163	50,729	2,341531	48,388
10,00	0,201	16,651	5,253	4,472	4,321	4,583	5,357	40,636	2,341531	38,295
11,00	0,166	13,719	4,328	3,685	3,560	3,649	4,006	32,947	2,341531	30,605
12,00	0,137	11,304	3,566	3,036	2,933	3,006	3,189	27,035	2,341531	24,693
13,00	0,115	9,509	2,938	2,501	2,417	2,477	2,628	22,470	2,341531	20,128
14,00	0,099	8,223	2,471	2,061	1,991	2,041	2,165	18,953	2,341531	16,612
15,00	0,086	7,111	2,137	1,734	1,641	1,682	1,784	16,089	2,341531	13,747
16,00	0,074	6,150	1,848	1,499	1,380	1,386	1,470	13,733	2,341531	11,392
17,00	0,064	5,319	1,599	1,297	1,194	1,166	1,211	11,784	2,341531	9,443
18,00	0,056	4,600	1,382	1,121	1,032	1,008	1,019	10,162	2,341531	7,821
19,00	0,048	3,978	1,196	0,970	0,893	0,872	0,881	8,789	2,341531	6,447
20,00	0,042	3,440	1,034	0,839	0,772	0,754	0,762	7,600	2,341531	5,259
21,00	0,036	2,975	0,894	0,725	0,668	0,652	0,659	6,573	2,341531	4,231
22,00	0,031	2,573	0,773	0,627	0,577	0,564	0,570	5,684	2,341531	3,343
23,00	0,027	2,225	0,669	0,542	0,499	0,488	0,493	4,916	2,341531	2,574
24,00	0,023	1,924	0,578	0,469	0,432	0,422	0,426	4,251	2,341531	1,910

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.21 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu Kala Ulang 100 Tahun

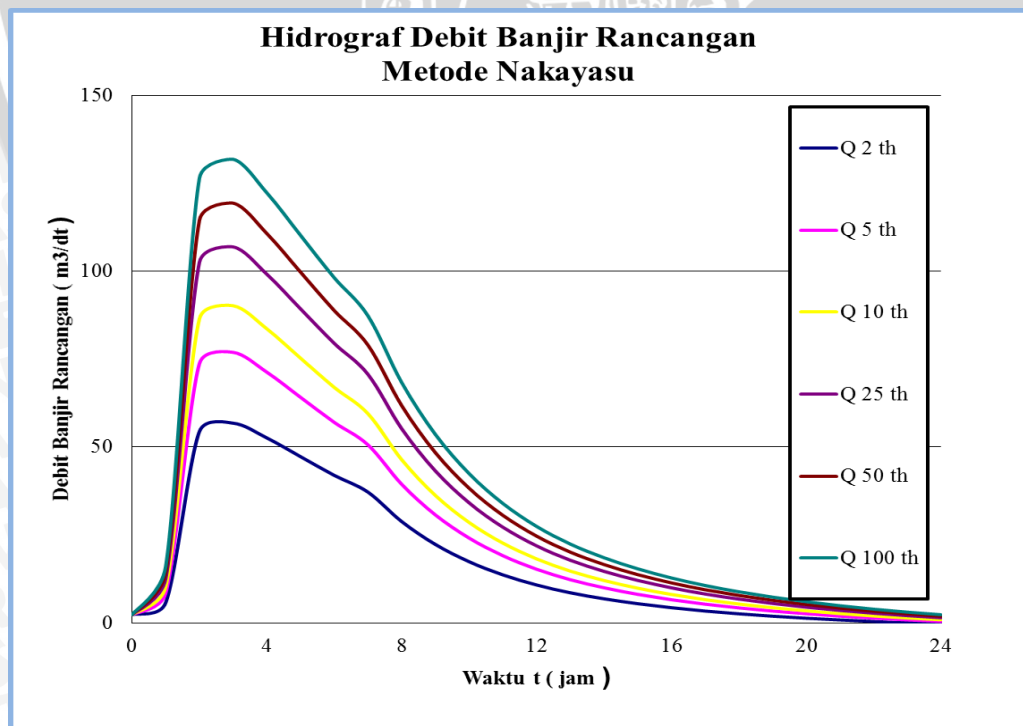
Jam	Qt (m ³ /dt)	Hujan Netto (mm/jam)						Debit m ³ /dt	Aliran Dasar m ³ /dt	Total Debit m ³ /dt
		91,241	23,715	16,636	13,244	11,184	9,776			
0,00	0,000							0	2,341531	2,341531
1,00	0,202	18,467						18,4672	2,341531	16,126
2,00	1,358	123,933	4,800					128,733	2,341531	126,392
3,00	1,080	98,535	32,213	3,367				134,115	2,341531	131,773
4,00	0,808	73,694	25,611	22,597	2,681			124,583	2,341531	122,241
5,00	0,604	55,116	19,155	17,966	17,989	2,264		112,489	2,341531	110,148
6,00	0,452	41,221	14,326	13,437	14,302	15,191	1,979	100,456	2,341531	98,115
7,00	0,360	32,816	10,714	10,049	10,697	12,078	13,279	89,633	2,341531	87,291
8,00	0,296	27,038	8,529	7,516	8,000	9,033	10,557	70,674	2,341531	68,333
9,00	0,244	22,278	7,028	5,983	5,983	6,756	7,896	55,924	2,341531	53,583
10,00	0,201	18,356	5,790	4,930	4,763	5,053	5,905	44,797	2,341531	42,456
11,00	0,166	15,124	4,771	4,062	3,925	4,022	4,417	36,321	2,341531	33,979
12,00	0,137	12,461	3,931	3,347	3,234	3,314	3,516	29,803	2,341531	27,461
13,00	0,115	10,482	3,239	2,758	2,664	2,731	2,897	24,771	2,341531	22,429
14,00	0,099	9,065	2,725	2,272	2,195	2,250	2,387	20,894	2,341531	18,552
15,00	0,086	7,840	2,356	1,911	1,809	1,854	1,967	17,736	2,341531	15,395
16,00	0,074	6,780	2,038	1,653	1,522	1,527	1,620	15,140	2,341531	12,798
17,00	0,064	5,863	1,762	1,429	1,316	1,285	1,335	12,991	2,341531	10,649
18,00	0,056	5,071	1,524	1,236	1,138	1,111	1,123	11,203	2,341531	8,861
19,00	0,048	4,385	1,318	1,069	0,984	0,961	0,971	9,688	2,341531	7,347
20,00	0,042	3,792	1,140	0,925	0,851	0,831	0,840	8,379	2,341531	6,037
21,00	0,036	3,280	0,986	0,800	0,736	0,719	0,726	7,246	2,341531	4,905
22,00	0,031	2,836	0,852	0,691	0,637	0,622	0,628	6,266	2,341531	3,925
23,00	0,027	2,453	0,737	0,598	0,550	0,538	0,543	5,419	2,341531	3,078
24,00	0,023	2,121	0,638	0,517	0,476	0,465	0,470	4,687	2,341531	2,345

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.22 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu

Waktu (jam)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /dt)						Baseflow m ³ /dt
	2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	100 th	
0	2,341531	2,341531	2,341531	2,341531	2,341531	2,341531	2,341531
1	5,800	8,570	10,396	12,697	14,410	16,126	2,341531
2	54,410	73,721	86,450	102,492	114,434	126,392	2,341531
3	56,783	76,901	90,162	106,875	119,316	131,773	2,341531
4	52,580	71,269	83,588	99,113	110,669	122,241	2,341531
5	47,249	64,123	75,246	89,264	99,699	110,148	2,341531
6	41,944	57,014	66,947	79,465	88,783	98,115	2,341531
7	37,173	50,619	59,481	70,651	78,965	87,291	2,341531
8	28,815	39,417	46,405	55,212	61,768	68,333	2,341531
9	22,312	30,702	36,231	43,200	48,388	53,583	2,341531
10	17,407	24,127	28,557	34,139	38,295	42,456	2,341531
11	13,670	19,119	22,710	27,236	30,605	33,979	2,341531
12	10,797	15,268	18,215	21,929	24,693	27,461	2,341531
13	8,579	12,294	14,744	17,831	20,128	22,429	2,341531
14	6,870	10,004	12,070	14,673	16,612	18,552	2,341531
15	5,478	8,138	9,892	12,102	13,747	15,395	2,341531
16	4,333	6,604	8,101	9,988	11,392	12,798	2,341531
17	3,385	5,334	6,619	8,237	9,443	10,649	2,341531
18	2,597	4,278	5,386	6,782	7,821	8,861	2,341531
19	1,930	3,383	4,341	5,548	6,447	7,347	2,341531
20	1,352	2,609	3,438	4,482	5,259	6,037	2,341531
21	0,853	1,940	2,656	3,559	4,231	4,905	2,341531
22	0,421	1,361	1,981	2,762	3,343	3,925	2,341531
23	0,048	0,861	1,396	2,072	2,574	3,078	2,341531
24	0,275	0,428	0,891	1,475	1,910	2,345	2,341531

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.1 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu
Sumber: Hasil Perhitungan

4.2.7 Analisis Debit Andalan

Untuk mendapatkan kapasitas PLTMH harus memperhitungkan banyak air yang dapat diandalkan untuk membangkitkan PLTMH tersebut. Debit andalan adalah debit minimum yang masih dimungkinkan untuk keamanan operasional suatu bangunan air, dalam hal ini adalah PLTMH.

4.2.7.1 Perhitungan Debit Metode F. J. Mock

Metode F. J. Mock mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran yang terjadi di sungai, yaitu neraca air yang ada di atas permukaan tanah dan neraca air bawah tanah.

Contoh perhitungan untuk memperoleh besarnya debit sungai metode F. J. Mock pada bulan Januari 2013 periode I adalah sebagai berikut:

1. Data Meteorologi

- a. Curah hujan 10 harian (P) = 38 mm/10 hari
- b. Jumlah hari hujan = 4 hari

2. Evapotranspirasi Terbatas (Et)

- a. Evapotranspirasi potensial (Et) = 6,533 mm/hari = 65,332 mm/10 hari
- b. Permukaan lahan terbuka (m) = 40%
- c.
$$E = Et_0 \times (m/20) \times (18-h)$$
$$= 6,533 \times (0,4/20) \times (18-4)$$
$$= 18,293 \text{ mm/10 hari}$$
- d.
$$Et = Et_0 - E$$
$$= 65,332 - 18,293$$
$$= 47,039 \text{ mm/10 hari}$$

3. Keseimbangan Air

- a.
$$\Delta s = P - Et$$
$$= 38 - 47,039$$
$$= -9,039 \text{ mm/10 hari}$$

b. Kandungan air tanah (SS)

Jika: $P > Et$ maka $SS = 0$

$P < Et$ maka $SS = \Delta s - PF$

$SS = -9,039$

c. Kapasitas kelembaban tanah akhir (SMC)

Jika: $SS = 0$ maka $SMC = 100$

$$SS + SMC > SMC \text{ maka } SMC = SMC + SS$$

$$\begin{aligned} SMC &= 100 + (-9,039) \\ &= 90,961 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

d. Kelebihan air (WS)

$$\begin{aligned} WS &= \Delta s - SS \\ &= -9,039 - 0 \\ &= 0 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

4. Aliran dan penyimpanan air tanah

a. Faktor infiltrasi (i) diambil 0,4.

b. Faktor resesi aliran air tanah (k) diambil 0,75.

c. Infiltrasi (I)

$$\begin{aligned} I &= i \times WS \\ &= 0,4 \times 0 \\ &= 0 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

d. Volume air tanah (G)

$$\begin{aligned} G &= 0,5 (1 + k) \times I \\ &= 0,5 (1 + 0,75) \times 0 \\ &= 0 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

e. Penyimpanan volume air tanah awal terkoreksi (L)

$$\begin{aligned} L &= k \times V_{(n-1)} \\ &= 0,75 \times 52,509 \\ &= 39,382 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

f. Total volume tampungan (V_n)

$$\begin{aligned} V_n &= [0,5 (1 + k) \times I] + [k \times V_{(n-1)}] \\ &= 0 + 39,382 \\ &= 39,382 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

g. Perubahan volume tampungan (ΔV_n)

$$\begin{aligned} \Delta V_n &= V_n - V_{(n-1)} \\ &= 39,382 - 52,509 \\ &= -13,127 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

h. Aliran dasar (BF)

$$\begin{aligned} BF &= I - \Delta V_n \\ &= 0 - (-13,127) \\ &= 13,127 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

i. Limpasan langsung (DR)

$$\begin{aligned} \text{DR} &= \text{WS} - \text{I} \\ &= 0 + 0 \\ &= 0 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

j. Total limpasan (T_{Ro})

$$\begin{aligned} T_{Ro} &= \text{BF} + \text{DR} \\ &= 13,127 + 0 \\ &= 13,127 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

5. Debit Aliran Sungai

Diketahui data-data sebagai berikut:

- Luas DAS = $23,51 \text{ km}^2 = 23,51 \times 10^6 \text{ m}^2$
- Jumlah hari pada periode I = 10 hari

Maka untuk debit tersedia bulan Januari 2013 periode I dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{A - T_{Ro}}{10 \text{ hari (detik)}} \\ &= \frac{23,51 \times 10^6 - 13,127 \times 10^{-3}}{10 \times 24 \times 3600} \\ &= 0,357 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan debit sungai dengan metode F. J. Mock dapat dilihat pada Tabel 4.23. Untuk perhitungan detail debit sungai tahun 1994-2013 ditampilkan pada lampiran. Sedangkan rekapitulasi debit bulanan Sungai Juju dengan menggunakan metode F. J. Mock ditampilkan pada Tabel 4.24.

Tabel 4.23 Debit 10 Harian Sungai Juju Metode F. J. Mock

Bulan	Periode	Jumlah Hari	Tahun																			
			1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Januari	I	10	0,828	1,441	0,611	0,144	1,081	0,115	1,306	1,726	2,431	1,266	0,551	2,857	2,294	3,128	3,002	3,234	0,392	1,564	1,564	0,357
Januari	II	10	1,006	1,150	0,500	0,718	0,122	0,115	2,155	2,689	1,493	0,644	1,837	1,870	1,346	2,073	2,157	1,296	1,011	0,639	0,639	0,357
Januari	III	11	2,683	1,520	0,536	0,131	0,376	0,105	1,315	1,871	1,671	0,600	0,846	3,606	0,495	0,402	0,204	1,884	1,413	1,942	1,942	0,633
Februari	I	10	2,278	1,411	0,849	0,402	0,122	0,115	1,515	1,597	0,673	0,536	0,844	1,758	0,695	0,794	1,231	0,534	0,218	2,568	2,568	3,045
Februari	II	10	1,287	3,052	0,608	0,144	0,122	0,115	0,994	2,194	0,917	1,149	0,541	1,918	0,907	0,443	1,676	2,225	0,218	1,957	1,957	2,534
Februari	III	9	0,644	3,207	0,453	0,160	0,135	0,518	1,559	3,024	2,801	0,837	1,223	4,794	1,743	1,468	0,250	0,594	0,242	2,529	2,529	1,728
Maret	I	10	5,009	3,607	0,159	1,576	0,122	0,115	1,827	5,650	3,666	0,440	3,957	7,189	1,281	4,471	0,554	2,777	0,218	3,795	3,795	1,534
Maret	II	10	1,088	3,252	0,353	4,456	0,159	1,126	2,333	0,893	2,281	1,159	3,057	3,918	2,092	2,507	0,225	3,511	0,228	0,831	0,831	0,877
Maret	III	11	3,840	1,687	1,188	0,702	0,111	0,553	4,905	8,612	3,071	3,475	2,203	4,660	4,640	3,010	1,941	5,604	0,198	2,742	2,742	0,325
April	I	10	2,759	3,268	0,321	0,627	0,661	0,115	1,294	3,888	1,531	1,317	1,589	3,341	0,881	2,284	0,780	1,123	1,234	3,237	3,237	3,008
May	II	10	3,509	4,758	1,203	0,599	0,888	0,115	2,168	2,817	0,916	1,464	1,146	2,617	3,424	0,894	1,413	1,142	1,068	4,660	4,660	1,040
June	III	10	3,141	3,568	1,700	0,328	0,122	0,115	0,784	2,916	1,313	1,196	1,041	5,026	0,365	0,655	3,720	1,071	0,694	2,659	2,659	0,811
Mei	I	10	5,124	1,977	0,159	0,144	0,906	0,115	1,865	3,394	1,610	0,905	3,117	4,808	2,269	1,570	0,729	1,582	0,218	2,285	2,285	0,357
Mei	II	10	0,660	1,989	0,159	0,144	0,128	0,115	3,142	1,034	0,478	0,672	0,541	2,731	1,767	2,446	0,225	2,755	1,720	2,856	2,856	0,357
Mei	III	11	0,589	1,456	0,145	0,131	0,679	0,105	1,269	3,911	1,739	0,934	2,101	3,095	0,332	0,622	0,204	2,550	0,198	0,849	0,849	0,325
Juni	I	10	3,161	3,213	1,307	0,144	0,599	0,115	0,761	1,498	0,444	0,347	0,658	0,964	0,476	1,522	0,551	1,729	0,383	1,740	1,740	0,357
Juni	II	10	0,579	1,782	0,159	0,144	0,122	0,115	1,023	3,946	1,235	0,347	0,541	1,261	0,472	0,443	0,225	0,698	0,218	0,833	0,833	0,357
Juni	III	10	0,592	2,078	0,159	0,144	0,122	0,115	1,610	1,630	0,444	0,587	0,541	2,278	1,689	0,443	0,225	0,534	0,218	1,699	1,699	0,357

Bulan	Periode	Jumlah Hari	Tahun																			
			1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Juli	I	10	0,579	1,872	0,309	0,211	0,122	1,466	0,872	1,765	0,444	0,347	0,955	2,143	1,143	1,696	0,225	0,534	0,218	1,571	1,571	0,357
Juli	II	10	0,579	0,736	0,159	0,144	0,122	0,923	0,761	3,033	0,444	0,798	0,811	1,027	0,365	1,661	0,225	1,282	0,218	1,754	1,754	0,357
Juli	III	11	0,527	0,669	0,145	0,131	0,698	2,646	1,766	2,704	0,403	0,316	1,108	1,991	0,390	1,046	0,204	0,486	0,198	3,298	3,298	0,325
Agustus	I	10	1,501	1,315	0,159	0,144	0,122	0,115	10,822	0,893	0,444	1,648	0,541	0,964	0,365	0,443	0,225	1,456	0,218	0,639	0,639	0,357
Agustus	II	10	1,189	1,125	0,159	0,144	0,884	0,115	0,761	0,893	0,444	0,793	0,541	1,787	0,365	0,443	0,225	0,809	0,218	0,639	0,639	0,357
Agustus	III	11	1,130	0,713	0,145	0,131	0,111	0,105	0,691	0,812	0,403	1,314	0,492	2,270	1,243	1,040	0,204	0,486	0,198	0,970	0,970	0,325
September	I	10	0,579	2,611	0,449	0,144	0,122	0,115	0,813	0,893	0,444	0,347	0,903	0,964	0,365	0,443	0,597	0,534	0,218	1,210	1,210	1,305
September	II	10	0,579	0,736	0,468	0,144	0,122	0,115	0,999	0,893	0,444	1,364	1,306	0,964	0,365	0,443	0,225	2,246	0,218	1,923	1,923	0,357
September	III	10	0,579	1,905	0,159	0,144	0,122	0,115	0,761	6,125	0,444	1,136	0,708	0,964	0,365	0,443	1,077	0,534	1,711	0,639	0,639	0,357
Oktober	I	10	0,579	1,317	1,049	0,215	0,668	0,115	0,761	0,893	0,444	1,000	0,541	1,610	0,365	0,443	0,225	0,534	0,218	0,639	0,639	0,357
Oktober	II	10	1,456	1,067	0,159	0,144	0,122	0,115	4,038	2,673	2,100	1,731	0,541	2,918	0,365	0,443	0,880	0,534	0,218	0,639	0,639	0,366
Oktober	III	11	1,209	3,083	0,145	0,569	0,230	0,105	5,252	2,609	3,065	0,316	0,570	5,121	0,332	0,402	0,204	0,623	0,198	0,581	0,581	0,882
November	I	10	1,063	2,032	0,159	0,144	0,122	0,115	4,118	2,939	0,444	1,325	1,354	3,933	0,365	2,051	0,225	0,952	1,826	0,639	0,639	1,507
November	II	10	1,011	1,618	0,408	0,144	0,122	0,115	3,105	1,605	0,811	0,386	0,740	0,964	0,365	1,954	0,225	0,534	1,730	1,202	1,202	2,470
November	III	10	0,666	0,970	0,346	0,144	0,122	0,115	0,761	1,496	0,934	1,025	2,176	2,063	0,512	1,266	1,151	1,198	1,041	4,928	4,928	1,229
Desember	I	10	2,279	2,010	1,082	0,173	1,701	0,388	0,904	1,357	1,855	1,385	3,926	2,796	1,564	1,085	0,225	1,643	0,860	1,154	1,154	3,613
Desember	II	10	0,922	3,594	0,159	0,173	0,610	0,165	4,227	3,178	2,499	0,516	6,129	2,290	0,820	1,005	0,575	1,484	0,781	1,080	1,080	0,357
Desember	III	11	1,791	1,580	0,145	0,761	0,111	0,221	2,493	1,276	1,359	1,291	4,233	2,976	1,576	2,018	0,444	4,210	1,814	0,581	0,581	1,881

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.24 Debit Bulanan Sungai Juju Metode F. J. Mock

Bulan	Tahun																			
	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
	m ³ /detik																			
Jan	4,517	4,111	1,646	0,994	1,579	0,335	4,776	6,286	5,595	2,510	3,233	8,333	4,135	5,604	5,364	6,414	2,817	4,145	4,145	1,348
Feb	4,209	7,670	1,911	0,706	0,379	0,748	4,068	6,815	4,391	2,521	2,608	8,469	3,345	2,705	3,157	3,354	0,679	7,055	7,055	7,307
Mar	9,938	8,547	1,700	6,733	0,391	1,794	9,066	15,156	9,018	5,074	9,217	15,768	8,012	9,988	2,720	11,893	0,645	7,368	7,368	2,735
Apr	9,409	11,594	3,224	1,555	1,671	0,345	4,246	9,622	3,760	3,977	3,776	10,984	4,670	3,832	5,913	3,336	2,997	10,555	10,555	4,858
Mei	6,373	5,422	0,463	0,420	1,713	0,335	6,276	8,339	3,827	2,511	5,759	10,634	4,368	4,638	1,158	6,888	2,137	5,991	5,991	1,039
Jun	4,333	7,072	1,626	0,433	0,843	0,345	3,393	7,074	2,122	1,281	1,740	4,503	2,636	2,408	1,000	2,961	0,820	4,273	4,273	1,072
Jul	1,685	3,278	0,613	0,487	0,942	5,035	3,398	7,502	1,291	1,461	2,874	5,161	1,899	4,403	0,654	2,303	0,635	6,623	6,623	1,039
Ags	3,819	3,153	0,463	0,420	1,116	0,335	12,274	2,599	1,291	3,755	1,574	5,020	1,974	1,926	0,654	2,751	0,635	2,249	2,249	1,039
Sep	1,738	5,252	1,076	0,433	0,365	0,345	2,573	7,912	1,331	2,847	2,918	2,891	1,096	1,328	1,899	3,315	2,147	3,773	3,773	2,019
Okt	3,244	5,467	1,353	0,929	1,020	0,335	10,051	6,176	5,608	3,046	1,652	9,649	1,063	1,288	1,309	1,692	0,635	1,860	1,860	1,605
Nov	2,740	4,620	0,912	0,433	0,365	0,345	7,983	6,040	2,189	2,735	4,271	6,960	1,242	5,271	1,601	2,685	4,597	6,769	6,769	5,206
Des	4,991	7,184	1,386	1,107	2,421	0,774	7,624	5,811	5,713	3,191	14,288	8,062	3,960	4,109	1,244	7,337	3,455	2,816	2,816	5,851

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2.7.2 Kurva Durasi Aliran (*Flow Duration Curve*)

Untuk mendapatkan debit andalan sungai, maka nilai debit menurut bulan dan tahun pengamatan yang diperoleh, harus diurut dari yang terbesar sampai yang terkecil. Kemudian dihitung tingkat keandalan debit tersebut dapat terjadi.

Dalam studi ini dihitung besarnya debit andalan dengan tingkat keandalan 80%, 90%, dan 97% dengan persamaan Weibull. Berikut adalah contoh perhitungannya::

$$\begin{aligned}P_w &= \frac{m}{n+1} \times 100\% \\&= \frac{1}{20+1} \times 100\% \\&= 0,41\%\end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut:



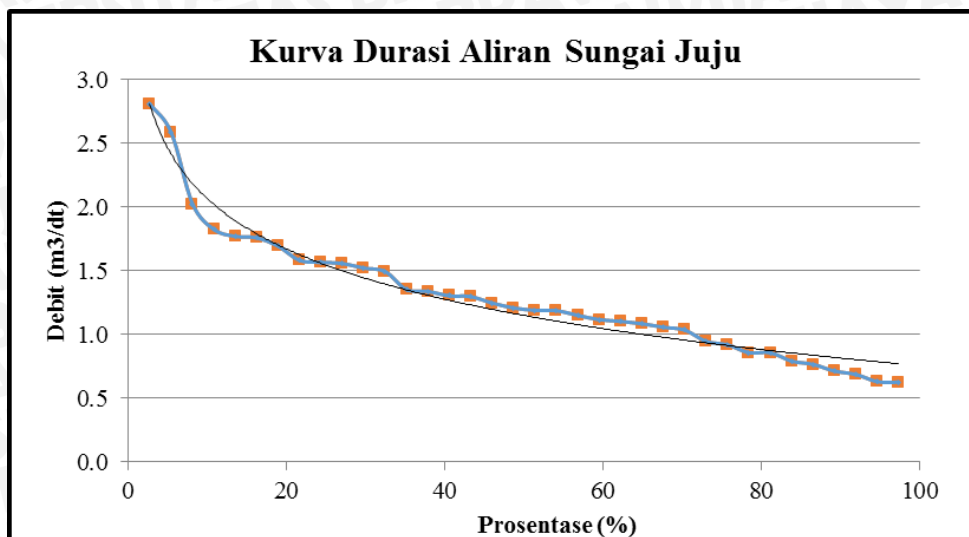
Tabel 4.25 Debit Andalan dengan Metode Weibull (m^3/detik)

m	Q (m^3/detik)	P (%)	m	Q (m^3/detik)	P (%)	m	Q (m^3/detik)	P (%)
1	15,77	0,41%	41	6,89	17,01%	81	4,52	33,61%
2	15,16	0,83%	42	6,82	17,43%	82	4,50	34,02%
3	14,29	1,24%	43	6,77	17,84%	83	4,40	34,44%
4	12,27	1,66%	44	6,77	18,26%	84	4,39	34,85%
5	11,89	2,07%	45	6,73	18,67%	85	4,37	35,27%
6	11,59	2,49%	46	6,62	19,09%	86	4,33	35,68%
7	10,98	2,90%	47	6,62	19,50%	87	4,27	36,10%
8	10,63	3,32%	48	6,41	19,92%	88	4,27	36,51%
9	10,56	3,73%	49	6,37	20,33%	89	4,27	36,93%
10	10,56	4,15%	50	6,29	20,75%	90	4,25	37,34%
11	10,05	4,56%	51	6,28	21,16%	91	4,21	37,76%
12	9,99	4,98%	52	6,18	21,58%	92	4,15	38,17%
13	9,94	5,39%	53	6,04	21,99%	93	4,15	38,59%
14	9,65	5,81%	54	5,99	22,41%	94	4,14	39,00%
15	9,62	6,22%	55	5,99	22,82%	95	4,11	39,42%
16	9,41	6,64%	56	5,91	23,24%	96	4,11	39,83%
17	9,22	7,05%	57	5,85	23,65%	97	4,07	40,25%
18	9,07	7,47%	58	5,81	24,07%	98	3,98	40,66%
19	9,02	7,88%	59	5,76	24,48%	99	3,96	41,08%
20	8,55	8,30%	60	5,71	24,90%	100	3,83	41,49%
21	8,47	8,71%	61	5,61	25,31%	101	3,83	41,91%
22	8,34	9,13%	62	5,60	25,73%	102	3,82	42,32%
23	8,33	9,54%	63	5,60	26,14%	103	3,78	42,74%
24	8,06	9,96%	64	5,47	26,56%	104	3,77	43,15%
25	8,01	10,37%	65	5,42	26,97%	105	3,77	43,57%
26	7,98	10,79%	66	5,36	27,39%	106	3,76	43,98%
27	7,91	11,20%	67	5,27	27,80%	107	3,75	44,40%
28	7,67	11,62%	68	5,25	28,22%	108	3,46	44,81%
29	7,62	12,03%	69	5,21	28,63%	109	3,40	45,23%
30	7,50	12,45%	70	5,16	29,05%	110	3,39	45,64%
31	7,37	12,86%	71	5,07	29,46%	111	3,35	46,06%
32	7,37	13,28%	72	5,04	29,88%	112	3,34	46,47%
33	7,34	13,69%	73	5,02	30,29%	113	3,34	46,89%
34	7,31	14,11%	74	4,99	30,71%	114	3,31	47,30%
35	7,18	14,52%	75	4,86	31,12%	115	3,28	47,72%
36	7,07	14,94%	76	4,78	31,54%	116	3,24	48,13%
37	7,07	15,35%	77	4,67	31,95%	117	3,23	48,55%
38	7,05	15,77%	78	4,64	32,37%	118	3,22	48,96%
39	7,05	16,18%	79	4,62	32,78%	119	3,19	49,38%
40	6,96	16,60%	80	4,60	33,20%	120	3,16	49,79%

Sumber: Hasil Perhitungan

m	Q (m ³ /detik)	P (%)	m	Q (m ³ /detik)	P (%)	m	Q (m ³ /detik)	P (%)
121	3,15	50,21%	161	1,86	66,80%	201	1,04	83,40%
122	3,05	50,62%	162	1,86	67,22%	202	1,02	83,82%
123	3,00	51,04%	163	1,79	67,63%	203	1,00	84,23%
124	2,96	51,45%	164	1,74	68,05%	204	0,99	84,65%
125	2,92	51,87%	165	1,74	68,46%	205	0,94	85,06%
126	2,89	52,28%	166	1,71	68,88%	206	0,93	85,48%
127	2,87	52,70%	167	1,70	69,29%	207	0,91	85,89%
128	2,85	53,11%	168	1,69	69,71%	208	0,84	86,31%
129	2,82	53,53%	169	1,69	70,12%	209	0,82	86,72%
130	2,82	53,94%	170	1,67	70,54%	210	0,77	87,14%
131	2,82	54,36%	171	1,65	70,95%	211	0,75	87,55%
132	2,75	54,77%	172	1,65	71,37%	212	0,71	87,97%
133	2,74	55,19%	173	1,63	71,78%	213	0,68	88,38%
134	2,74	55,60%	174	1,60	72,20%	214	0,65	88,80%
135	2,73	56,02%	175	1,60	72,61%	215	0,65	89,21%
136	2,72	56,43%	176	1,58	73,03%	216	0,64	89,63%
137	2,70	56,85%	177	1,57	73,44%	217	0,63	90,04%
138	2,68	57,26%	178	1,55	73,86%	218	0,63	90,46%
139	2,64	57,68%	179	1,46	74,27%	219	0,63	90,87%
140	2,61	58,09%	180	1,39	74,69%	220	0,61	91,29%
141	2,60	58,51%	181	1,35	75,10%	221	0,49	91,70%
142	2,57	58,92%	182	1,35	75,52%	222	0,46	92,12%
143	2,52	59,34%	183	1,33	75,93%	223	0,46	92,53%
144	2,51	59,75%	184	1,33	76,35%	224	0,43	92,95%
145	2,51	60,17%	185	1,31	76,76%	225	0,43	93,36%
146	2,42	60,58%	186	1,29	77,18%	226	0,43	93,78%
147	2,41	61,00%	187	1,29	77,59%	227	0,42	94,19%
148	2,30	61,41%	188	1,29	78,01%	228	0,42	94,61%
149	2,25	61,83%	189	1,28	78,42%	229	0,39	95,02%
150	2,25	62,24%	190	1,24	78,84%	230	0,38	95,44%
151	2,19	62,66%	191	1,24	79,25%	231	0,37	95,85%
152	2,15	63,07%	192	1,16	79,67%	232	0,37	96,27%
153	2,14	63,49%	193	1,12	80,08%	233	0,34	96,68%
154	2,12	63,90%	194	1,11	80,50%	234	0,34	97,10%
155	2,02	64,32%	195	1,10	80,91%	235	0,34	97,51%
156	1,97	64,73%	196	1,08	81,33%	236	0,34	97,93%
157	1,93	65,15%	197	1,07	81,74%	237	0,33	98,34%
158	1,91	65,56%	198	1,06	82,16%	238	0,33	98,76%
159	1,90	65,98%	199	1,04	82,57%	239	0,33	99,17%
160	1,90	66,39%	200	1,04	82,99%	240	0,33	99,59%

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.2 Kurva Durasi Aliran Sungai Juju
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.26 Debit Andalan Terurut

No.	Probabilitas (%)	Debit Sungai (m ³ /dt)	Keterangan
1	10,00%	8,057	Tersedia 10% dalam setahun
2	20,00%	6,406	Tersedia 20% dalam setahun
3	26,00%	5,598	Tersedia 26% dalam setahun (Debit Air Cukup)
4	30,00%	5,031	Tersedia 30% dalam setahun
5	40,00%	4,092	Tersedia 40% dalam setahun
6	50,00%	3,155	Tersedia 51% dalam setahun (Debit Air Normal)
7	60,00%	2,510	Tersedia 60% dalam setahun
8	70,00%	1,687	Tersedia 70% dalam setahun
9	75,00%	1,361	Tersedia 75% dalam setahun (Debit Air Rendah)
10	80,00%	1,125	Tersedia 80% dalam setahun (Debit Andalan)
11	90,00%	0,636	Tersedia 90% dalam setahun
12	97,00%	0,345	Tersedia 97% dalam setahun (Debit Air Kering)

Sumber: Hasil Perhitungan

Hasil perhitungan mengenai kebutuhan daya masyarakat Desa Muwun dengan asumsi kebutuhan daya tiap rumah sebesar 450 Watt dan jumlah unit rumah hasil proyeksi tahun 2035 adalah sebanyak 155 unit serta tinggi jatuh kotor adalah 27 m, maka perhitungan debit kebutuhannya adalah sebagai berikut:

- Penentuan kebutuhan daya

$$\begin{aligned}
 P &= \text{Jumlah Unit Rumah} \times \text{Kebutuhan Daya Tiap Rumah} \\
 &= 155 \times 450 \\
 &= 69.750 \text{ Watt} = 69,75 \text{ kW (diambil 70 kW)}
 \end{aligned}$$

- Penentuan kebutuhan debit

$$P = g \times Q \times H$$

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{P}{g \times H} \\
 &= \frac{70}{9,81 \times 27} \\
 &= 0,357 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Sehingga debit yang akan digunakan untuk desain bangunan adalah debit andalan 90% yaitu 0,636 m³/detik karena dianggap dapat mencukupi kebutuhan debit untuk pembangkitan. Berikut adalah debit andalan 90% yang tersedia dalam satu tahun:

Tabel 4.27 Debit Andalan untuk Pembangkitan Daya

Bulan	Q ₉₀ (m ³ /detik)
Jan	1,029
Feb	0,681
Mar	0,750
Apr	1,566
May	0,424
Jun	0,472
Jul	0,615
Aug	0,424
Sep	0,372
Oct	0,664
Nov	0,372
Dec	1,121

Sumber: Hasil Perhitungan

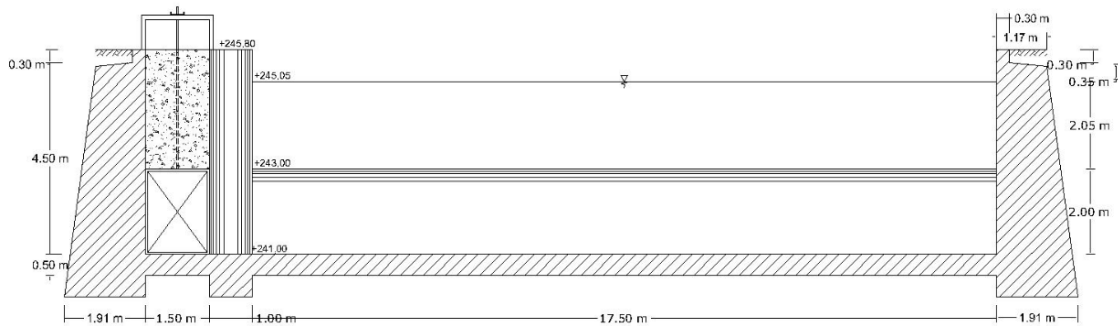
4.3 Analisis Dimensi Bendung dan Bangunan Hantar

Dalam suatu lokasi potensi pembangkit energi mikro hidro dapat dipetakan sebagai suatu sistem yang terdiri dari beberapa komponen bangunan sipil seperti bendung (*weir*), bangunan pengambilan (*intake*), saluran pembawa (*headrace*), bak pengendap (*settling basin*), bak penenang (*forebay*), pipa pesat (*penstock channel*), dan saluran pembuang (*tail race*).

4.3.1 Bangunan Pengatur Muka Air (Bendung)

Bendung berfungsi sebagai bangunan peninggi muka air, agar elevasi muka air cukup untuk dialihkan ke dalam saluran pengambilan. Pada studi kali ini, dimensi bendung yang direncanakan mencakup lebar bendung, tinggi bendung, serta bangunan peredam energinya.

Bangunan bendung direncanakan dengan tinggi 2 m dan lebar sungai rencana 20 m, dengan lebar pintu pembilas 1,5 m, menggunakan 1 pilar sebesar 1 m.



Gambar 4.3 Desain Bendung
Sumber: Hasil Perhitungan

Berikut adalah data-data yang diperlukan untuk perhitungan bendung:

- K_a = 0,1 (pangkal tembok bulat)
- K_p = 0,01 (pilar berujung bulat)
- Elevasi Dasar = +241 m
- Elevasi Puncak Bendung = +243 m
- Δz = 0,5 m
- g = 9,81

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

- Penentuan lebar efektif bendung

$$B = b - p - \Sigma t$$

$$= 20 - 1 - 1,5$$

$$= 17,50 \text{ m}$$

$$B_e = B - 2 (n \cdot K_p + K_a) H_1$$

$$= 17,50 - 2 (1 \cdot 0,01 + 0,1) \times H_1$$

$$= 17,50 - 0,22 H_1$$

- Tinggi muka air di atas mercu bendung

$$Q_d = C_d \cdot 2/3 \cdot \sqrt{2/3 \cdot g} \cdot B_e \cdot H_1^{1,5}$$

$$119,32 = 1,27 \cdot 2/3 \cdot \sqrt{2/3 \cdot 9,81} \cdot (17,50 - 0,22 H_1) \cdot H_1^{1,5}$$

$$55,108 = (17,50 - 0,22 H_1) \times H_1^{1,5}$$

Dengan cara coba-coba diperoleh $H_1 = 2,19 \text{ m}$.

Maka bisa dihitung:

$$B_e = B - 2 (n \cdot K_p + K_a) H_1$$

$$= 17,5 - 2 (1 \cdot 0,01 + 0,1) \times 2,19$$

$$= 17,02 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 V &= Q / A \\
 &= Q / (B_e (P + H_1)) \\
 &= 119,32 / (17,02 (2 + 2,19)) \\
 &= 1,67 \text{ m/detik} \\
 h_d &= H_1 - (V^2/2g) \\
 &= 2,19 - (1,67^2/2 \cdot 9,81) \\
 &= 2,05 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Koreksi penentuan nilai C_d

$$C_d = C_0 \times C_1 \times C_2$$

- C_1 adalah fungsi P/h_d dan H_1/h_d

$$\begin{aligned}
 P/h_d &= 2 / 3,242 \\
 &= 0,617
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_1/h_d &= 3,600 / 3,242 \\
 &= 1,110
 \end{aligned}$$

Dari Gambar 2.3 diperoleh nilai $C_1 = 0,98$.

- C_2 adalah faktor koreksi untuk permukaan hulu

$$\begin{aligned}
 P / H_1 &= 2 / 3,600 \\
 &= 0,556
 \end{aligned}$$

Dari Gambar 2.4 diperoleh nilai $C_2 = 1,008$

$$\begin{aligned}
 C_d &= C_0 \times C_1 \times C_2 \\
 &= 1,29 \times 0,98 \times 1,008 \\
 &= 1,27
 \end{aligned}$$

4.3.1.1 Peredam Energi

Peredam energi berfungsi untuk meredam tenaga aliran air setelah melewati pembendungan. Pertama-tama dalam menentukan tipe peredam energi, diperlukan perhitungan mengenai tinggi muka air di atas ambang.

- Kecepatan air pada awal loncatan

$$\begin{aligned}
 V_1 &= \sqrt{2g\left(\frac{1}{2} H_1 + z\right)} \\
 &= \sqrt{2 \cdot 9,81 \left(\frac{1}{2} \cdot 2,19 + 2,50\right)} \\
 &= 8,40 \text{ m/detik}
 \end{aligned}$$

- Kedalaman air pada awal loncatan

$$\begin{aligned} Y_u &= \frac{q}{V_1} \\ &= \frac{7,01}{8,40} \\ &= 0,83 \text{ m} \end{aligned}$$

- Bilangan Froude

$$\begin{aligned} Fr &= \frac{V_1}{\sqrt{gY_u}} \\ &= \frac{8,40}{\sqrt{9,81 \cdot 0,83_u}} \\ &= 2,93 \end{aligned}$$

- Kedalaman air di atas ambang ujung

$$\begin{aligned} Y_2 &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) Y_u \\ &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 2,93^2} - 1 \right) 0,83 \\ &= 3,07 \text{ m} \end{aligned}$$

- Menghitung kedalaman air kritis

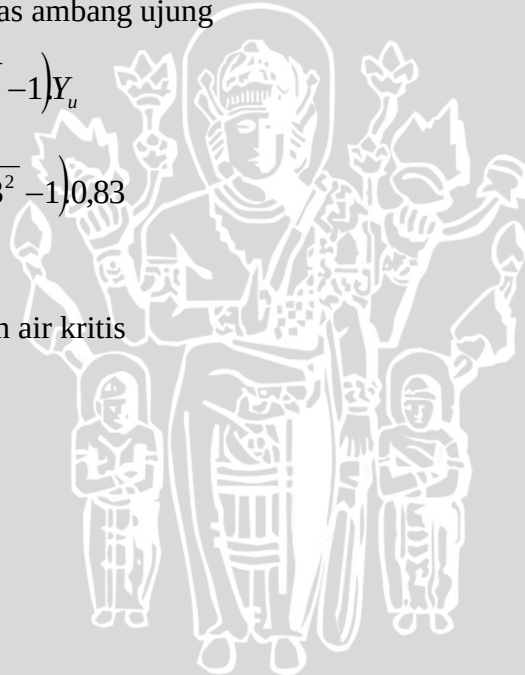
$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$\begin{aligned} q &= Q/Be \\ &= 119,32/17,02 \\ &= 7,01 \text{ m}^2/\text{detik} \end{aligned}$$

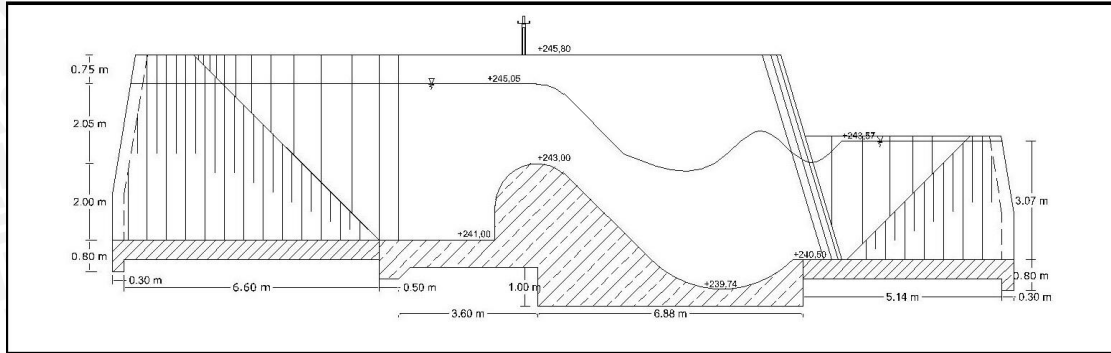
$$\begin{aligned} h_c &= \sqrt[3]{\frac{7,01^2}{9,81}} \\ &= 1,67 \text{ m} \end{aligned}$$

- Menghitung $\Delta H/h_c$

$$\begin{aligned} \Delta H/h_c &= \frac{(H_1 + P + z) - Y_2}{h_c} \\ &= \frac{(2,19 + 2 + 0,5) - 3,07}{1,67} \\ &= 0,97 \end{aligned}$$



Karena kedalaman konjugasi hilir dari loncat air (3,07 m) terlalu tinggi dibanding kedalaman air normal (0,83), juga $\Delta H/h_c = 0,97 < 2,4$ maka dipakai peredam energi yang relatif pendek tetapi dalam. Oleh karenanya dipilih peredam energi tipe bak tenggelam.



Gambar 4.4 Desain Peredam Energi

Sumber: Hasil Perhitungan

Perhitungan dimensi peredam energinya adalah:

- Jari-jari minimum bak yang diizinkan (R_{min})

$$\frac{H_1}{h_c} = \frac{2,19}{1,67}$$

$$= 1,31 \text{ m}$$

dari Gambar 2.6 didapatkan perbandingan $R_{min}/h_c = 1,55$, maka:

$$R_{min} = 1,55h_c$$

$$= 1,55 \times 1,67$$

$$= 2,59 \text{ m}$$

- Lantai lindung

$$a = 0,1R$$

$$= 0,1 \times 2,59$$

$$= 0,26 \text{ m}$$

- Batas minimum tinggi air hilir (T_{min})

$$\frac{H_1}{h_c} = \frac{2,19}{1,67}$$

$$= 1,31 \text{ m}$$

dari Gambar 2.7 didapat perbandingan rumus untuk $T_{min}/h_c = 1,88 \times \frac{H_1}{h_c} \times 0,215$,

maka:

$$\frac{T_{\min}}{h_c} = 1,88 \times 1,31 \times 0,215$$

$$= 0,53$$

$$T_{\min} = 0,53h_c$$

$$= 0,53 \times 1,67$$

$$= 0,88 \text{ m}$$

- Batas maksimum tinggi air hilir

$$H_1 = 2,19, \text{ dari Gambar 2.8 didapat } h_2 = 1,6.$$

$$h_{2\text{hitung}} = Y_2 - z$$

$$= 3,07 - 2,5$$

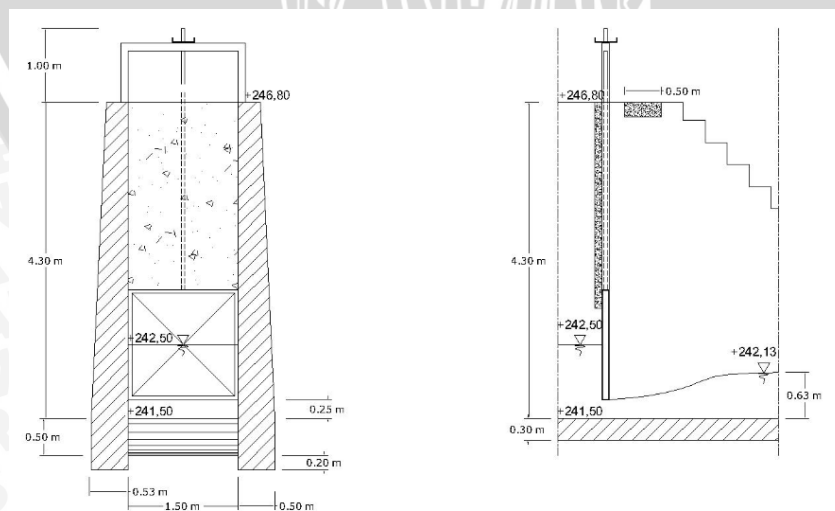
$$= 0,57 \text{ (memenuhi syarat)}$$

4.3.2 Bangunan Pengambilan (*Intake*)

Konstruksi *intake* bertujuan mengambil air dari sungai atau kolam untuk dialirkan ke saluran, bak penampungan dan pipa pesat. (Anonim, 2009b:9)

Bangunan pengambilan terletak pada sisi kiri Sungai Juju. Direncanakan dengan konstruksi bangunan dari pasangan beton dilengkapi dengan satu buah pintu baja tipe *sluice gate*. Berikut adalah data yang diperlukan untuk perhitungan *intake*:

- Debit desain = $0,636 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar intake = $1,5 \text{ m}$
- Tinggi ambang rencana = $0,50 \text{ m}$
- Kekasaran Manning = $0,013$ (pasangan beton)
- Slope = $0,001$ (desain)



Gambar 4.5 Desain Pintu *Intake*
Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.2.1 Pola Operasi Pintu *Intake*

Pada analisis ini dicari *rating curve* dari pintu jenis *sluice gate* dengan menggunakan Persamaan 2-63. Adapun langkah perhitungan operasi pintu *intake* dapat dilihat pada contoh perhitungan saat muka air di depan pintu (h_1) setinggi 0,10 m dan tinggi bukaan (a) setinggi 0,25 m.

- Faktor aliran tenggelam (K) diasumsi 0,88.
- Nilai koefisien debit (μ) dicari dari hubungan h_1/a
 $h_1/a = 0,10/0,25$

Dari Gambar 2.11 didapat nilai μ sebesar 0,605.

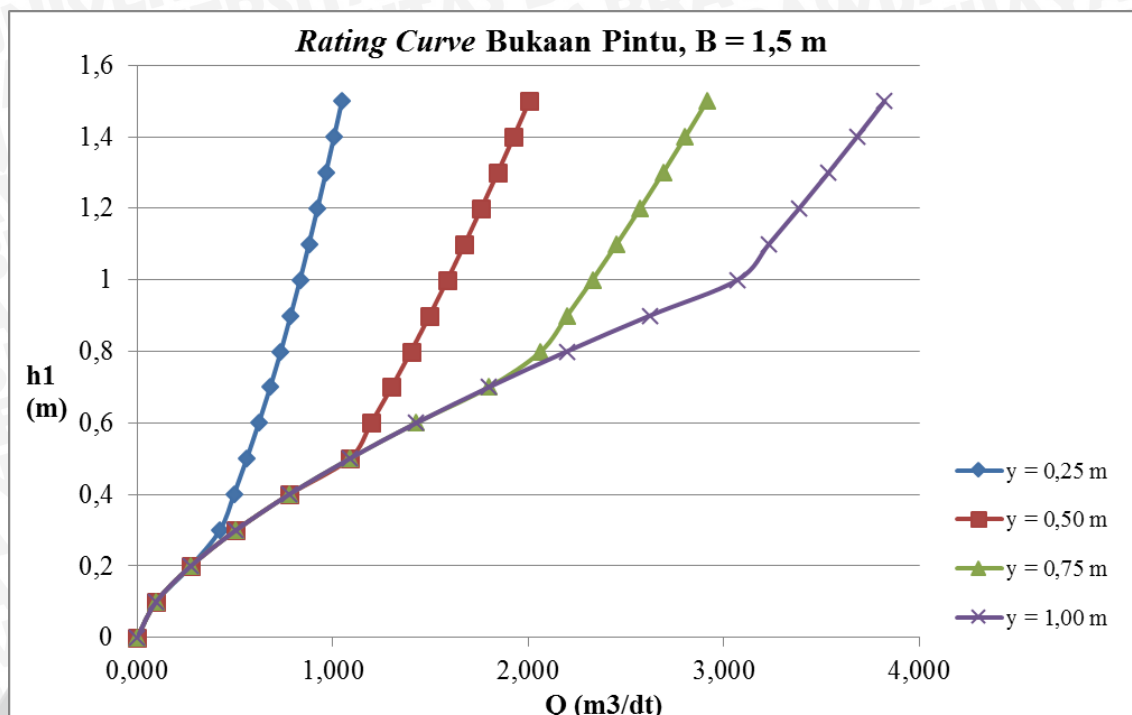
$$\begin{aligned}
 - Q &= K \cdot \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1} \\
 &= 0,88 \cdot 0,605 \cdot 0,25 \cdot 1,5 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,10} \\
 &= 0,097 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Hasil selengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 4.28 Pola Operasi Pintu *Intake*

No	Kedalaman Air di Hulu Pintu	Tinggi Bukaan Pintu (a)				Keterangan
		0,25	0,50	0,75	1,00	
	h_1	Debit Pintu (Q)				
	(m)	(m^3/dt)				
1	0	0,000	0,000	0,000	0,000	= Aliran Bebas = Aliran Tenggelam
2	0,10	0,097	0,097	0,097	0,097	
3	0,20	0,275	0,275	0,275	0,275	
4	0,30	0,423	0,504	0,504	0,504	
5	0,40	0,495	0,777	0,777	0,777	
6	0,50	0,561	1,085	1,085	1,085	
7	0,60	0,622	1,197	1,427	1,427	
8	0,70	0,681	1,301	1,798	1,798	
9	0,80	0,735	1,400	2,064	2,196	
10	0,90	0,785	1,495	2,199	2,621	
11	1,00	0,833	1,586	2,328	3,070	
12	1,10	0,878	1,674	2,452	3,230	
13	1,20	0,922	1,760	2,572	3,385	
14	1,30	0,965	1,843	2,689	3,535	
15	1,40	1,007	1,925	2,803	3,680	
16	1,50	1,047	2,005	2,914	3,822	

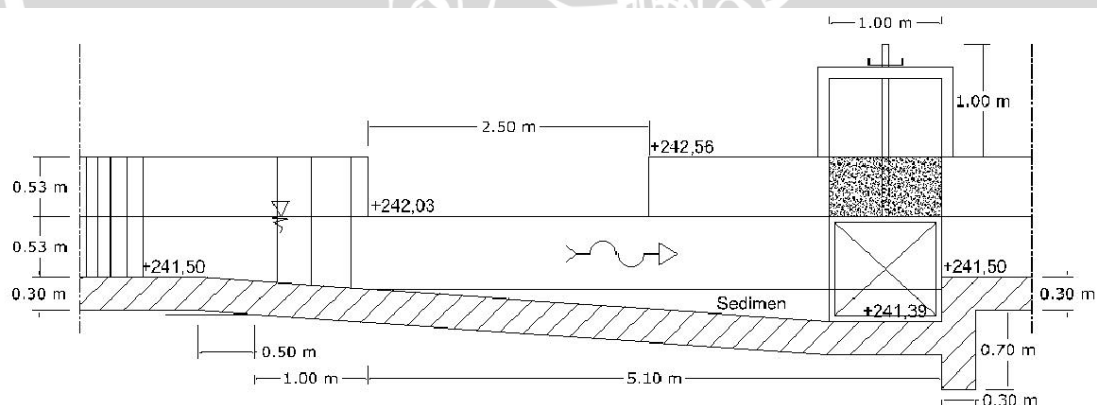
Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.6 Grafik Pola Operasi Pintu Intake
Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.3 Bak Pengendap (Settling Basin)

Bak pengendap berfungsi untuk mengendapkan sedimen yang ikut masuk bersama aliran air. Bagian ini juga dilengkapi dengan pelimpah untuk membuang kelebihan air.



Gambar 4.7 Desain Bak Pengendap
Sumber: Hasil Perhitungan

Untuk bagian-bagian bak pengendap direncanakan sebagai berikut:

- $L_c = 0,5 \text{ m}$
- $L_w = 1 \text{ m}$
- $B = 2,5$

- $$h_{sp} = 0,38 \text{ m}$$

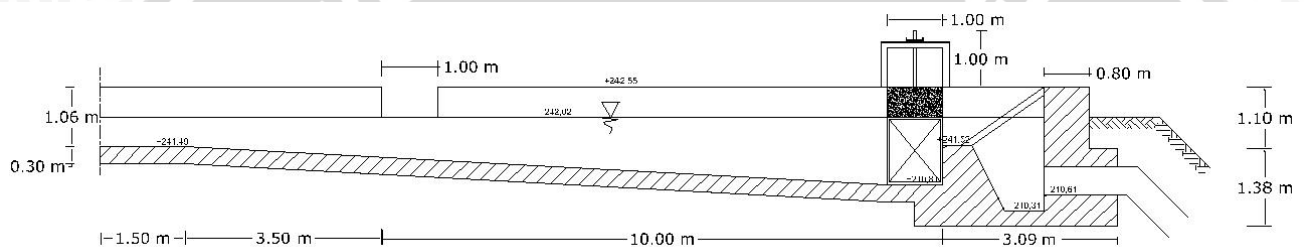
$$-b = 1,5 \text{ m}$$

- $$Q = V \times A$$

$$= \frac{1}{n} \times \left(\frac{(b \times h)}{(b + 2h)} \right)^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \times (b \times h)$$

$$0,636 = \frac{1}{0,017} \times \left(\frac{(1,5 \times h)}{(1,5 + 2h)} \right)^{\frac{2}{3}} \times 0,001^{\frac{1}{2}} \times (1,5 \times h)$$

Bak penenang berfungsi untuk mengontrol sedimen agar tidak masuk ke pipa *penstock* dan untuk mengontrol debit agar stabil.



- h_0 = 0,534 m
- SL_e = 0,001
- d = 0,60 m (perhitungan pada subbab berikutnya)
- S = 0,05
- B = 5 m (desain)
- L = 10 m (desain)

- Menghitung tinggi muka air kritis pada bak penenang

$$\begin{aligned} h_c &= \left(\frac{(\alpha \times Q^2)}{(g + B^2)} \right)^{\frac{1}{3}} \\ &= \left(\frac{1,1 \times 0,636^2}{9,81 + 5,00^2} \right)^{\frac{1}{3}} \\ &= 0,12 \text{ m} \end{aligned}$$

- Menghitung tinggi muka air efektif

$$V_{sc} = 30 \times Q$$

$$= 30 \times 0,636$$

$$= 19,08 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$V_{sc} = B \times L \times d_{sc}$$

$$19,08 = 5 \times 10 \times d_{sc}$$

$$d_{sc} = 0,38 \text{ m}$$

- Menghitung kecepatan aliran

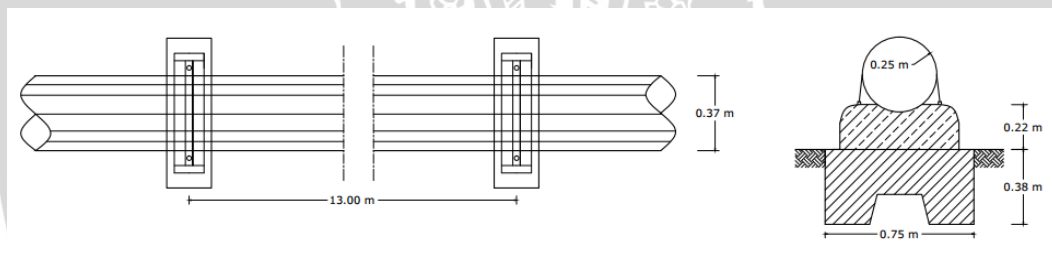
$$V = \frac{Q}{B \times d_{sc}}$$

$$= \frac{0,636}{5 \times 0,382}$$

$$V = 0,33 \text{ m/detik}$$

4.3.6 Pipa Pesat

Pipa pesat (*penstock pipe*) adalah pipa yang direncanakan untuk dapat menahan tekanan tinggi dan berfungsi untuk mengalirkan air dari bak penenang menuju turbin. Perencanaan pipa pesat mencakup diameter pipa dan tebal pipa.



Gambar 4.10 Desain *Penstock*
Sumber: Hasil Perhitungan

- Diameter pipa pesat

$$d = 2,69 \times \left(\frac{n^2 \times Q^2 \times L}{H} \right)^{1,875}$$

$$= 2,69 \times \left(\frac{0,009^2 \times 0,636^2 \times 64,77}{23,41} \right)^{1,875}$$

$$= 0,47 \text{ m, diambil } 0,50 \text{ m}$$

$$V = Q/A$$

$$= \left(\frac{0,636}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,50} \right)$$

$$= 3,24 \text{ m/detik}$$

- Tebal pipa pesat

$$t_0 = \frac{P \times r}{q}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \rho \times g \times h \\
 &= 1 \times 9,81 \times 23,41 \\
 &= 229,65 \text{ ton/m}^2 \\
 t_0 &= \frac{229,65 \times 0,25}{7000} \\
 &= 0,00820 \text{ m} = 8,20 \text{ mm} \\
 &= 8,20 \text{ mm} + 1 \text{ mm (extra thickness)} \\
 &= 9,20 \text{ mm, diambil tebal 10 mm.}
 \end{aligned}$$

Untuk kedalaman tenggelam pengambilan, karena $d < 1,0 \text{ m}$, maka:

$$\begin{aligned}
 h &\geq 1,2 d \\
 h &\geq 1,2 \cdot 0,50 \\
 h &= 0,60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jadi dapat disimpulkan bahwa kedalaman tenggelam untuk pengambilan aman terhadap masuknya udara pada pipa pesat karena $h = 0,60 \text{ m}$.

Pipa pesat direncanakan menggunakan 4 klem penahan, dengan jarak antar klem masing-masing adalah 13 m.

4.3.7 Saluran Pembuang (*Tail Race*)

Saluran pembuang (*tail race*) berfungsi untuk mengalirkan debit kembali ke sungai. Saluran pembuang direncanakan berbentuk persegi dan menggunakan pasangan batu. Sebelum merencanakan saluran pembuang, terlebih dahulu harus menghitung tinggi muka air banjir Q_{100} . Dari Tabel 4.22 didapatkan $Q_{100} = 131,773 \text{ m}^3/\text{detik}$.

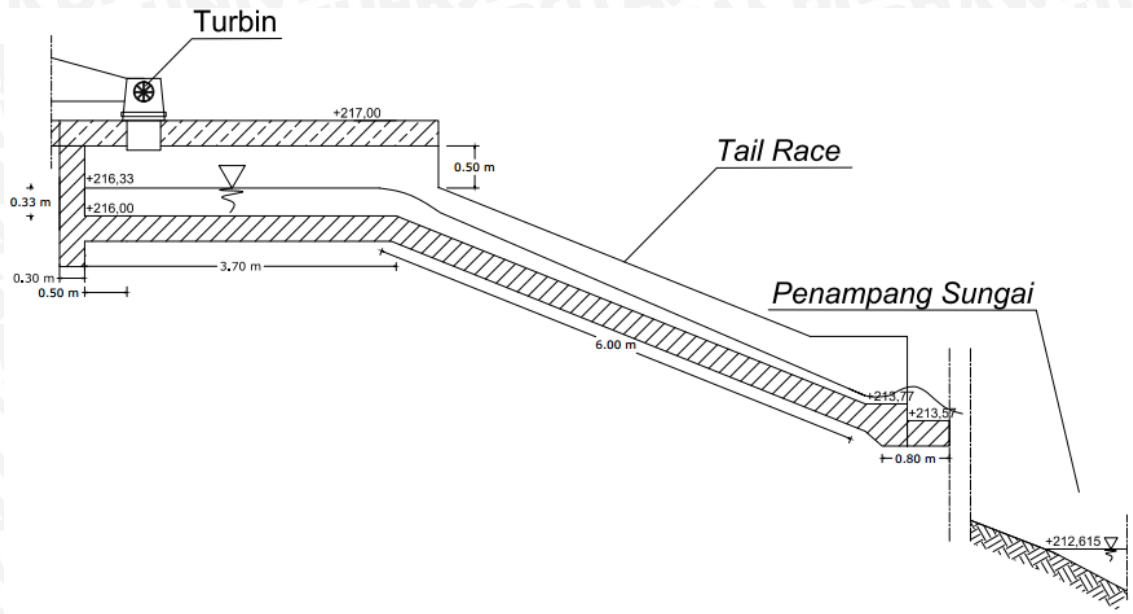
Dari gambar potongan melintang sungai, diketahui.

- El. dasar sungai = +211,85
- b = 23,27 m
- H = 4,3 m
- P = 48,14 m
- S = 0,005

- Menghitung tinggi muka air banjir Q_{100} pada penampang sungai

$$\begin{aligned}
 Q &= V \times A \\
 &= \frac{1}{n} \times \left(\frac{(b \times h)}{(b + 2h)} \right)^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \times (b \times h) \\
 131,773 &= \frac{1}{0,02} \times \left(\frac{(23,27 \times h)}{(23,27 + 2h)} \right)^{\frac{2}{3}} \times 0,05^{\frac{1}{2}} \times (23,27 \times h)
 \end{aligned}$$

dengan cara coba-coba diperoleh kedalaman air, $h = 0,765$ m, sehingga elevasi air banjir $Q_{100} = +211,85 + 0,765 = +212,615$



Gambar 4.11 Desain Tail Race
Sumber: Hasil Perhitungan

Saluran pembuang direncanakan dengan $b = 1,2$ m dan $S = 0,4$.

- Menghitung tinggi muka air pada saluran pembuang

$$\begin{aligned} h_c &= \left\{ \frac{1,1 \times Qd^2}{9,8 \times b^2} \right\}^{1/3} \\ &= \left\{ \frac{1,1 \times 0,636^2}{9,8 \times 1,2^2} \right\}^{1/3} \\ &= 0,33 \text{ m} \end{aligned}$$

maka, *tail water level* ada pada elevasi $+216,00 + 0,33 \text{ m} = +216,33$.

Karena el. TWL = $+216,33 >$ el. air banjir $Q_{100th} = +212,615$, maka *tail race* aman.

- Menghitung H_{net}

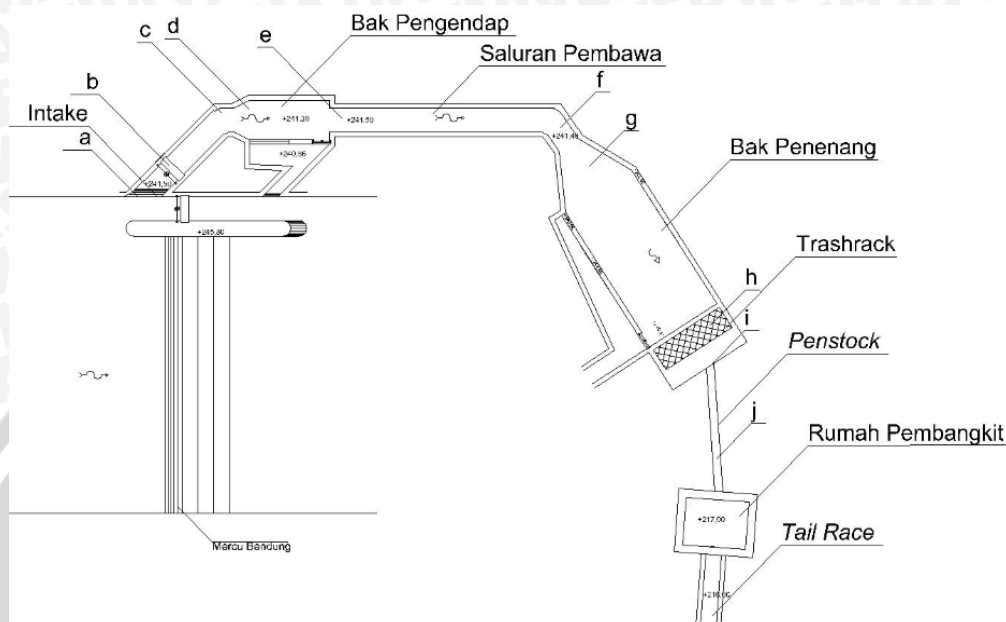
$$\begin{aligned} H_{net} &= \text{el. mercu} - \text{el. tail water level} \\ &= +243,00 - +216,33 \\ &= 26,67 \text{ m} \end{aligned}$$

- Menghitung lebar inlet

$$\begin{aligned} b_o &= 4,9 \cdot \frac{Q}{\sqrt{H_{net}}} \\ &= 4,9 \cdot \frac{0,636}{\sqrt{26,67}} \\ &= 0,6 \text{ m} \end{aligned}$$

4.3.8 Kehilangan Tinggi Tekan Aliran (*Head Loss*)

Kehilangan tinggi tekan aliran adalah menurunnya besaran energi akibat gesekan maupun kontraksi yang terjadi selama proses pengaliran. Perhitungan *head loss* dibutuhkan untuk mengetahui tinggi jatuh efektif pada PLTMH.



Gambar 4.12 Titik-titik Terjadinya *Head Loss*

Sumber: Hasil Perhitungan

Berikut adalah contoh perhitungan *head loss* untuk bulan Januari, dengan debit masuk sebesar 0,636 m³/detik:

a) Kehilangan pada bangunan pengambilan

Diketahui:

- $b_{\text{intake}} = 1,5 \text{ m}$
- $h_{\text{intake}} = 1,03 \text{ m}$
- $f = 0,1$ (Gambar 2.16, bentuk inlet *round*)

maka:

$$\begin{aligned}
 V_{\text{intake}} &= \frac{Q}{(b_{\text{intake}} \times h_{\text{intake}})} \\
 &= \frac{0,636}{(1,5 \times 1,03)} \\
 &= 0,412 \text{ m/detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_a &= f \times \frac{V^2}{2g} \\
 &= 0,1 \times \frac{0,412^2}{2,981}
 \end{aligned}$$

$$= 0,001 \text{ m}$$

b) Kehilangan tinggi tekan akibat pintu *intake*

Diketahui:

- $h = 0,25 \text{ m/detik}$
- $D = 1,5 \text{ m}$
- $V_{\text{intake}} = 0,412 \text{ m/detik}$

maka:

$$h/D = 0,25/1,50$$

$$= 0,167$$

dari interpolasi Gambar 2.21 didapat nilai $\xi = 34,52$. Maka perhitungan *head loss*-nya:

$$\begin{aligned} h_b &= \xi \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 34,52 \times \frac{0,412^2}{2,9,81} \\ &= 0,298 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Kehilangan tinggi akibat belokan *intake*

Diketahui:

- $V_{\text{intake}} = 0,412 \text{ m/detik}$
- $\alpha = 45^\circ$

dari interpolasi Gambar 2.20 didapat nilai $\xi = 0,363$. Maka perhitungan *head loss*-nya:

$$\begin{aligned} h_c &= \xi \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,363 \times \frac{0,412^2}{2,9,81} \\ &= 0,003 \text{ m} \end{aligned}$$

d) Kehilangan tinggi akibat pelebaran menuju *settling basin*

Diketahui:

- $V_{\text{intake}} = 0,412 \text{ m/detik}$
- $b_{\text{intake}} = 1,50 \text{ m}$
- $h_{\text{intake}} = 1,03 \text{ m}$
- $b_{\text{pengendap}} = 2,50 \text{ m}$

$$- h_{\text{pengendap}} = 1,1 \text{ m}$$

menghitung luas penampang masing-masing titik:

$$\begin{aligned} A_1 &= b_{\text{intake}} \times h_{\text{intake}} \\ &= 1,50 \times 1,03 \\ &= 1,55 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_2 &= b_{\text{pengendap}} \times h_{\text{pengendap}} \\ &= 2,50 \times 1,1 \\ &= 2,75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

menghitung koefisien:

$$\begin{aligned} \xi &= \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \\ &= \left(1 - \frac{1,55}{2,75}\right)^2 \\ &= 0,192 \end{aligned}$$

maka, kehilangan tinggi tekannya adalah:

$$\begin{aligned} h_d &= \xi \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,192 \times \frac{0,412^2}{2,9,81} \\ &= 0,002 \text{ m} \end{aligned}$$

e) Kehilangan tinggi tekan akibat penyempitan saluran

Diketahui:

- $b_{\text{pengendap}} = 2,50 \text{ m}$
- $h_{\text{pengendap}} = 1,1 \text{ m}$
- $A_1 = 2,75 \text{ m}^2$ (perhitungan sebelumnya)
- $b_{\text{headrace}} = 1,50 \text{ m}$
- $h_{\text{headrace}} = 1,03 \text{ m}$

menghitung kecepatan aliran di bak pengendap:

$$\begin{aligned} V_{\text{pengendap}} &= \frac{Q}{(b_{\text{pengendap}} \times h_{\text{pengendap}})} \\ &= \frac{0,636}{(2,5 \times 1,1)} \\ &= 0,400 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

menghitung luas penampang saluran *headrace*:

$$\begin{aligned} A_2 &= b_{\text{headrace}} \times h_{\text{headrace}} \\ &= 1,50 \times 1,03 \\ &= 1,55 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

menghitung koefisien:

$$\begin{aligned} \xi &= \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \\ &= \left(1 - \frac{2,75}{1,55}\right)^2 \\ &= 0,608 \end{aligned}$$

maka, kehilangan tinggi tekannya adalah:

$$\begin{aligned} h_e &= \xi \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,608 \times \frac{0,400^2}{2 \times 9,81} \\ &= 0,005 \text{ m} \end{aligned}$$

f) Kehilangan tinggi akibat belokan *headrace*

Diketahui:

- $b_{\text{headrace}} = 1,50 \text{ m}$
- $h_{\text{headrace}} = 1,03 \text{ m}$
- $\alpha = 55^\circ$

dari interpolasi Gambar 2.20 didapat nilai $\xi = 0,488$. Maka perhitungan *head loss*-nya:

$$\begin{aligned} V_{\text{headrace}} &= \frac{Q}{(b_{\text{headrace}} \times h_{\text{headrace}})} \\ &= \frac{0,636}{(1,5 \times 1,03)} \\ &= 0,412 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_f &= \xi \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,488 \times \frac{0,412^2}{2 \times 9,81} \\ &= 0,004 \text{ m} \end{aligned}$$

g) Kehilangan tinggi tekan akibat pelebaran saluran menuju *forebay*

Diketahui:

- $V_{headrace} = 0,412 \text{ m/detik}$
- $A_1 = 1,55 \text{ m}^2$ (perhitungan sebelumnya)
- $B_{forebay} = 5,00 \text{ m}$
- $H_{forebay} = 1,25 \text{ m}$

menghitung luas penampang saluran *forebay*:

$$\begin{aligned} A_2 &= b_{forebay} \times h_{forebay} \\ &= 5,00 \times 1,25 \\ &= 6,25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

menghitung koefisien:

$$\begin{aligned} \xi &= \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \\ &= \left(1 - \frac{1,55}{6,25}\right)^2 \\ &= 0,567 \end{aligned}$$

maka, kehilangan tinggi tekannya adalah:

$$\begin{aligned} h_g &= \xi \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,567 \times \frac{0,412^2}{2,9,81} \\ &= 0,005 \text{ m} \end{aligned}$$

h) Kehilangan tinggi tekan akibat saringan (*trashrack*)

Diketahui:

- $b_{forebay} = 5,00 \text{ m}$
- $h_{forebay} = 1,25 \text{ m}$
- $\varphi = 2,42$ (profil kisi saringan berbentuk persegi)

maka:

$$\begin{aligned} V_{forebay} &= \frac{Q}{(b_{forebay} \times h_{forebay})} \\ &= \frac{0,636}{(5 \times 1,25)} \\ &= 0,253 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_h &= \phi \times \sin \alpha \times \left(\frac{t}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 2,42 \times \sin 45 \times \left(\frac{0,01}{0,05} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0,253^2}{2,9,81} \\ &= 0,001 \text{ m} \end{aligned}$$

i) Kehilangan tinggi tekan akibat kontraksi

Diketahui:

- $V = 0,253 \text{ m/detik}$
- $\xi = 0,50$ (Gambar 2.18, *sharp edge*)

maka:

$$\begin{aligned} h_i &= \xi \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,50 \times \frac{0,253^2}{2,9,81} \\ &= 0,002 \text{ m} \end{aligned}$$

j) Kehilangan tinggi pada pipa pesat

Terdapat tiga kali kehilangan tinggi pada pipa pesat, yaitu akibat belokan pipa pertama (h_{j1}), gesekan pada pipa (h_{j2}), dan belokan pipa kedua (h_{j3}). Masing-masing perhitungannya adalah sebagai berikut:

Diketahui:

- $\alpha_1 = \alpha_2 = 45^\circ$
- $\xi = 0,363$ (hasil interpolasi Gambar 2.20)
- $L = 64,77 \text{ m}$
- $d = 0,50 \text{ m}$
- $n = 0,009$

luas pipa *penstock*:

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times r^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,25^2 \\ &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

kecepatan aliran dalam pipa:

$$V_{\text{pipa}} = \frac{Q}{A}$$

$$= \frac{0,636}{0,20}$$

$$= 3,241 \text{ m/detik}$$

kehilangan tinggi tekan akibat belokan:

$$\begin{aligned} h_{j1} = h_{j3} &= \xi \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,363 \times \frac{3,241^2}{2,9,81} \\ &= 0,194 \text{ m} \end{aligned}$$

kehilangan tinggi tekan akibat gesekan:

$$\begin{aligned} f &= \frac{124,5 \times n^2}{d^{1/3}} \\ &= \frac{124,5 \times 0,009^2}{0,50^{1/3}} \\ &= 0,01 \\ h_{j2} &= f \times \frac{L_p}{d} \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,01 \times \frac{64,77}{0,50} \times \frac{3,24^2}{2,9,81} \\ &= 0,989 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka, jumlah kehilangan tinggi tekan pada pipa pesat adalah:

$$\begin{aligned} \Sigma h_j &= h_{j1} + h_{j2} + h_{j3} \\ &= 0,194 + 0,989 + 0,194 \\ &= 1,377 \text{ m} \end{aligned}$$

• Kehilangan tinggi tekan total

$$\begin{aligned} h_l &= h_a + h_b + h_c + h_d + h_e + h_f + h_g + h_h + h_i + h_j \\ &= 0,001 + 0,298 + 0,003 + 0,002 + 0,005 + 0,004 + 0,005 + 0,001 + 0,002 + 1,377 \\ &= 1,697 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan selengkapnya untuk kehilangan tinggi tekan total tiap bulan dapat dilihat pada tabel 4.29.

Tabel 4.29 Total Kehilangan Tinggi Tekan Tiap Bulan

Simbol	Penyebab Head Loss	BULAN											
		Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember
		1,029 m3/dt	0,681 m3/dt	0,750 m3/dt	1,566 m3/dt	0,424 m3/dt	0,472 m3/dt	0,615 m3/dt	0,424 m3/dt	0,372 m3/dt	0,664 m3/dt	0,372 m3/dt	1,121 m3/dt
		Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)	Head Loss (m)
ha	Intake	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,001
hb	Pintu	0,298	0,298	0,298	0,298	0,133	0,164	0,279	0,133	0,102	0,298	0,102	0,298
hc	Belok	0,003	0,003	0,003	0,003	0,001	0,002	0,003	0,001	0,001	0,003	0,001	0,003
hd	Pelebaran	0,002	0,002	0,002	0,002	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	0,002	0,001	0,002
he	Penyempitan	0,005	0,005	0,005	0,005	0,002	0,003	0,005	0,002	0,002	0,005	0,002	0,005
hf	Belokan	0,004	0,004	0,004	0,004	0,002	0,002	0,004	0,002	0,001	0,004	0,001	0,004
hg	Pelebaran	0,005	0,005	0,005	0,005	0,002	0,003	0,005	0,002	0,002	0,005	0,002	0,005
hh	Trashrack	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,001
hi	Kontraksi	0,002	0,002	0,002	0,002	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	0,002	0,001	0,002
hj1	Belokan 1	0,194	0,194	0,194	0,194	0,086	0,107	0,182	0,086	0,066	0,194	0,066	0,194
hj2	Gesekan	0,989	0,989	0,989	0,989	0,440	0,544	0,926	0,440	0,338	0,989	0,338	0,989
hj3	Belokan 2	0,194	0,194	0,194	0,194	0,086	0,107	0,182	0,086	0,066	0,194	0,066	0,194
TOTAL		1,697	1,697	1,697	1,697	0,756	0,934	1,589	0,756	0,580	1,697	0,580	1,697

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.9 Tinggi Jatuh Efektif

Tinggi jatuh efektif adalah tinggi jatuh yang digunakan untuk membangkitkan daya, yang merupakan selisih antara elevasi muka air pada bangunan pengambilan atau waduk (EMAW) dan *tail water level* dikurangi total kehilangan tinggi tekan aliran. Berikut adalah contoh perhitungan perhitungan tinggi jatuh efektif untuk bulan Januari:

$$\begin{aligned} Q_{\text{sisia}} &= Q_{90} - Q_{\text{manfaat}} \\ &= 1,029 - 0,636 \\ &= 0,393 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- Tinggi muka air di atas mercu bendung

$$\begin{aligned} Q_{\text{sisia}} &= C_d \cdot 2/3 \cdot \sqrt{2/3 \cdot g} \cdot B_e \cdot H_1^{1,5} \\ 0,393 &= 1,27 \cdot 2/3 \cdot \sqrt{2/3 \cdot 9,81} \cdot (17,50 - 0,22H_1) \cdot H_1^{1,5} \end{aligned}$$

Dengan cara coba-coba diperoleh $H_1 = 0,048 \text{ m}$.

Maka:

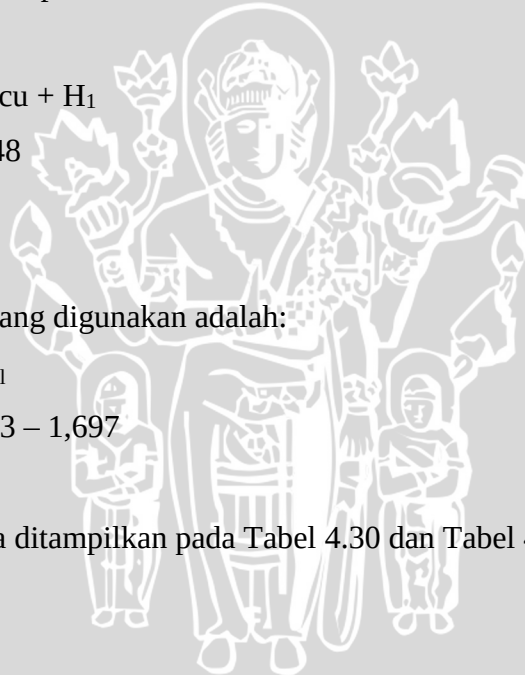
$$\begin{aligned} \text{EMAW} &= \text{el. puncak mercu} + H_1 \\ &= +243,00 + 0,048 \\ &= +243,048 \end{aligned}$$

$$\text{TWL} = +216,330$$

Jadi, tinggi jatuh efektif yang digunakan adalah:

$$\begin{aligned} H_{\text{eff}} &= \text{EFB} - \text{TWL} - h_l \\ &= 243,048 - 216,33 - 1,697 \\ &= 25,02 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan selengkapnya ditampilkan pada Tabel 4.30 dan Tabel 4.31:



Tabel 4.30 Perhitungan Elevasi Muka Air Waduk

Bulan	Q ₉₀ (m ³ /detik)	Q _{manfaat} (m ³ /detik)	Q _{sisia} (m ³ /detik)	Tinggi Muka Air di Atas Mercu (m)	El. Puncak Mercu (m)	El. MAW (m)
Jan	1,029	0,636	0,393	0,048	243,000	243,048
Feb	0,681	0,636	0,045	0,011	243,000	243,011
Mar	0,750	0,636	0,114	0,021	243,000	243,021
Apr	1,566	0,636	0,930	0,085	243,000	243,085
May	0,424	0,636	0,000	0,000	243,000	243,000
Jun	0,472	0,636	0,000	0,000	243,000	243,000
Jul	0,615	0,636	0,000	0,000	243,000	243,000
Aug	0,424	0,636	0,000	0,000	243,000	243,000
Sep	0,372	0,636	0,000	0,000	243,000	243,000
Oct	0,664	0,636	0,028	0,008	243,000	243,008
Nov	0,372	0,636	0,000	0,000	243,000	243,000
Dec	1,121	0,636	0,485	0,055	243,000	243,055

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.31 Tinggi Jatuh Efektif Tiap Bulan

Bulan	Jumlah Hari	Debit (m ³ /detik)	Q _{manfaat} (m ³ /detik)	MAW	TWL	Head Loss	Heff (m)
Jan	31	1,029	0,636	243,048	216,330	1,697	25,02
Feb	28	0,681	0,636	243,011	216,330	1,697	24,98
Mar	31	0,750	0,636	243,021	216,330	1,697	24,99
Apr	30	1,566	0,636	243,085	216,330	1,697	25,06
May	31	0,424	0,424	243,000	216,330	0,756	25,91
Jun	30	0,472	0,472	243,000	216,330	0,934	25,74
Jul	31	0,615	0,615	243,000	216,330	1,589	25,08
Aug	31	0,424	0,424	243,000	216,330	0,756	25,91
Sep	30	0,372	0,372	243,000	216,330	0,580	26,09
Oct	31	0,664	0,636	243,008	216,330	1,697	24,98
Nov	30	0,372	0,372	243,000	216,330	0,580	26,09
Dec	31	1,121	0,636	243,055	216,330	1,697	25,03
RERATA							25,41

Sumber: Hasil Perhitungan

4.4 Analisis Mekanikal Elektrikal

4.4.1 Turbin Air

Turbin diperlukan untuk mengubah tinggi jatuh air menjadi energi. Pemilihan jenis turbin tergantung pada tinggi jatuh dan besar debitnya. Dengan tinggi jatuh rata-rata sebesar 25,41 m dan debit 0,636 m, dari Gambar 2.24 maka dipilih turbin *Crossflow*.

4.4.2 Perhitungan Daya dan Energi

Keuntungan suatu proyek Pembangkit Tenaga Listrik Tenaga Mikro Hidro ditentukan dari besar daya yang dibangkitkan dan jumlah energi yang dibangkitkan tiap tahun. Daya listrik yang dibangkitkan dihitung dengan memakai persamaan: (Contoh perhitungan untuk bulan Januari)

1. Daya teoritis (desain)

$$\begin{aligned} P_{\text{desain}} &= 9,81 \times Q \times H_{\text{eff}} \\ &= 9,81 \times 0,636 \times 25,02 \\ &= 156,11 \text{ kW} \end{aligned}$$

2. Daya turbin

$$\begin{aligned} P_{\text{turbin}} &= 9,81 \times \eta_t \times Q \times H_{\text{eff}} \\ &= 9,81 \times 0,80 \times 0,636 \times 25,02 \\ &= 124,88 \text{ kW} \end{aligned}$$

3. Daya generator

$$\begin{aligned} P_{\text{generator}} &= 9,81 \times \eta_g \times \eta_t \times Q \times H_{\text{eff}} \\ &= 9,81 \times 0,95 \times 0,80 \times 0,636 \times 25,02 \\ &= 118,64 \text{ kW} \end{aligned}$$

4.4.3 Produksi Energi Tahunan

Perhitungan produksi energi tahunan dilakukan dengan memperhitungkan daya yang dihasilkan per satuan waktu dalam kurun waktu satu tahun. Contoh perhitungan banyaknya energi yang dihasilkan pembangkit dalam satu tahun menggunakan persamaan (2-92):

$$E = P \times 24 \times n$$

Contoh perhitungan untuk bulan Januari:

$$Q_{90} = 1,029 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$P = 118,64 \text{ kW}$$

$$n = 31 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned} E &= 118,64 \times 24 \times 31 \\ &= 88.268,23 \text{ kWh} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan energi total yang dihasilkan disajikan pada Tabel 4.32:



Tabel 4.32 Nilai Daya dan Energi

Bulan	Jumlah Hari	Debit (m3/detik)	Qmanfaat (m3/detik)	MAW	TWL	Head Loss	Heff (m)	Turbin	Generator	Kapasitas Terpasang	
										120 kW	
										Daya (kW)	Energi (kWH)
Jan	31	1,029	0,636	243,048	216,330	1,697	25,02	0,80	0,95	118,64	88.268,23
Feb	28	0,681	0,636	243,011	216,330	1,697	24,98	0,80	0,95	118,47	79.610,49
Mar	31	0,750	0,636	243,021	216,330	1,697	24,99	0,80	0,95	118,51	88.173,91
Apr	30	1,566	0,636	243,085	216,330	1,697	25,06	0,80	0,95	118,82	85.546,98
May	31	0,424	0,424	243,000	216,330	0,756	25,91	0,80	0,95	81,99	60.999,85
Jun	30	0,472	0,472	243,000	216,330	0,934	25,74	0,80	0,95	90,53	65.184,27
Jul	31	0,615	0,615	243,000	216,330	1,589	25,08	0,80	0,95	115,06	85.604,95
Aug	31	0,424	0,424	243,000	216,330	0,756	25,91	0,80	0,95	81,99	60.999,85
Sep	30	0,372	0,372	243,000	216,330	0,580	26,09	0,80	0,95	72,33	52.077,15
Oct	31	0,664	0,636	243,008	216,330	1,697	24,98	0,80	0,95	118,45	88.129,52
Nov	30	0,372	0,372	243,000	216,330	0,580	26,09	0,80	0,95	72,33	52.077,15
Dec	31	1,121	0,636	243,055	216,330	1,697	25,03	0,80	0,95	118,67	88.293,51
RERATA							25,41			102,15	
JUMLAH											894.965,86

Sumber: Hasil Perhitungan

4.4.4 Proyeksi Penduduk

Tabel 4.33 Angka dan Tingkat Pertumbuhan Penduduk Desa Muwun

Desa	Penduduk		Angka Pertumbuhan	Tingkat Pertumbuhan (%)
	2012	2013		
Muwun	464	490	26	2,94

Sumber: Badan Pusat Statistik Kabupaten Murung Raya, 2014.

Jumlah KK Desa Muwun pada tahun 2013 sebanyak 88 KK dengan rata-rata penduduk per rumah tangga 5,56.

Tabel 4.34 Proyeksi Pertumbuhan Penduduk Desa Muwun 20 Tahun

Tahun Ke-	Tahun	Jumlah Penduduk	Unit Rumah
0	2013	490	88
0	2014	504	101
0	2015	519	104
1	2016	533	107
2	2017	548	110
3	2018	562	112
4	2019	576	115
5	2020	591	118
6	2021	605	121
7	2022	620	124
8	2023	634	127
9	2024	653	131
10	2025	671	134
11	2026	690	138
12	2027	709	142
13	2028	727	145
14	2029	746	149
15	2030	765	153
16	2031	783	157
17	2032	802	160
18	2033	820	164
19	2034	845	169
20	2035	869	174

Sumber: Hasil Perhitungan

Adapun langkah perhitungannya adalah sebagai berikut: (contoh tahun 2014)

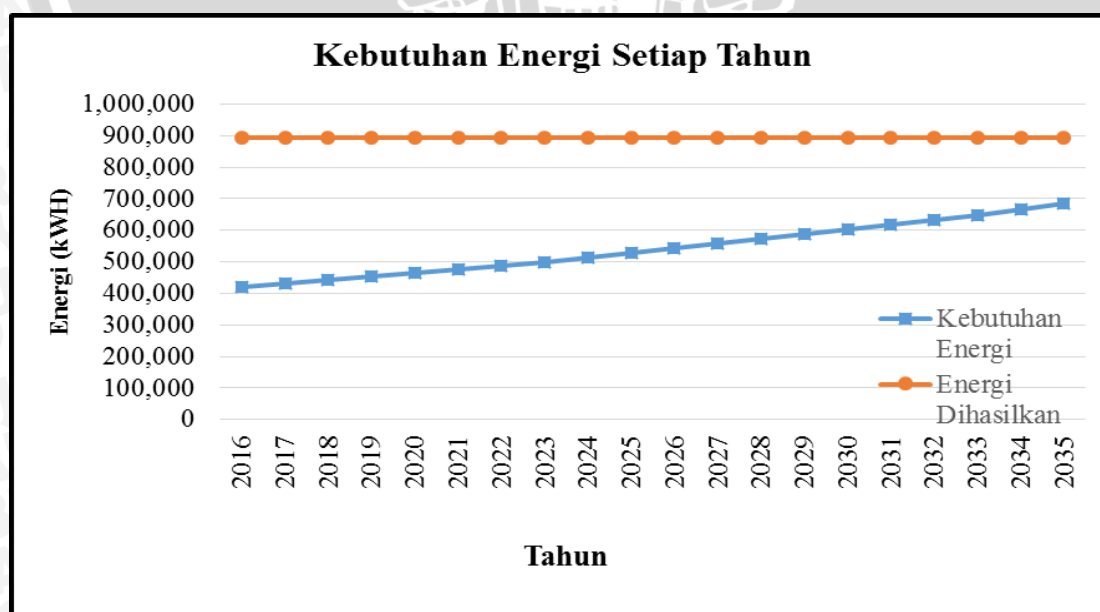
$$\begin{aligned}
 P_n &= P_o (1 + r_n) \\
 &= 490 (1 + 2,94/100 \times 1) \\
 &= 504 \text{ jiwa}
 \end{aligned}$$

Jumlah rumah = 504/5 (pembulatan dari 5,56)
= 101 rumah

Tabel 4.35 Kebutuhan Energi Masyarakat Desa Muwun Selama 20 Tahun ke Depan

Tahun Ke-	Tahun	Jumlah Penduduk	Unit Rumah	Daya (kW)	Kebutuhan Energi (kWh)	Energi Dihasilkan (kWh)	Energi Sisa (kWh)	Unit Rumah Sisa	Keterangan
0	2013	490	88	Belum Beroperasi					
0	2014	504	101						
0	2015	519	104						
1	2016	533	107	47,99	420.389,07	894.965,86	474.576,79	120	Terpenuhi
2	2017	548	110	49,29	431.746,76	894.965,86	463.219,10	118	Terpenuhi
3	2018	562	112	50,58	443.104,45	894.965,86	451.861,41	115	Terpenuhi
4	2019	576	115	51,88	454.462,14	894.965,86	440.503,72	112	Terpenuhi
5	2020	591	118	53,18	465.819,83	894.965,86	429.146,03	109	Terpenuhi
6	2021	605	121	54,47	477.177,52	894.965,86	417.788,34	106	Terpenuhi
7	2022	620	124	55,77	488.535,21	894.965,86	406.430,65	103	Terpenuhi
8	2023	634	127	57,07	499.892,90	894.965,86	395.072,96	100	Terpenuhi
9	2024	653	131	58,74	514.589,76	894.965,86	380.376,10	96	Terpenuhi
10	2025	671	134	60,42	529.286,61	894.965,86	365.679,25	93	Terpenuhi
11	2026	690	138	62,10	543.983,46	894.965,86	350.982,40	89	Terpenuhi
12	2027	709	142	63,78	558.680,31	894.965,86	336.285,55	85	Terpenuhi
13	2028	727	145	65,45	573.377,16	894.965,86	321.588,70	82	Terpenuhi
14	2029	746	149	67,13	588.074,01	894.965,86	306.891,85	78	Terpenuhi
15	2030	765	153	68,81	602.770,86	894.965,86	292.195,00	74	Terpenuhi
16	2031	783	157	70,49	617.467,72	894.965,86	277.498,14	70	Terpenuhi
17	2032	802	160	72,16	632.164,57	894.965,86	262.801,29	67	Terpenuhi
18	2033	820	164	73,84	646.861,42	894.965,86	248.104,44	63	Terpenuhi
19	2034	845	169	76,01	665.879,14	894.965,86	229.086,72	58	Terpenuhi
20	2035	869	174	78,18	684.896,87	894.965,86	210.068,99	53	Terpenuhi

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.13 Kebutuhan Energi Setiap Tahun dalam 20 Tahun

Sumber: Hasil Perhitungan

4.6 Analisis Kelayakan Ekonomi

Analisis ekonomi dilakukan untuk mengetahui kelayakan suatu proyek dari segi ekonomi. Dalam melakukan analisis ekonomi dibutuhkan dua komponen utama yaitu: *cost* (komponen biaya) dan *benefit* (komponen manfaat).

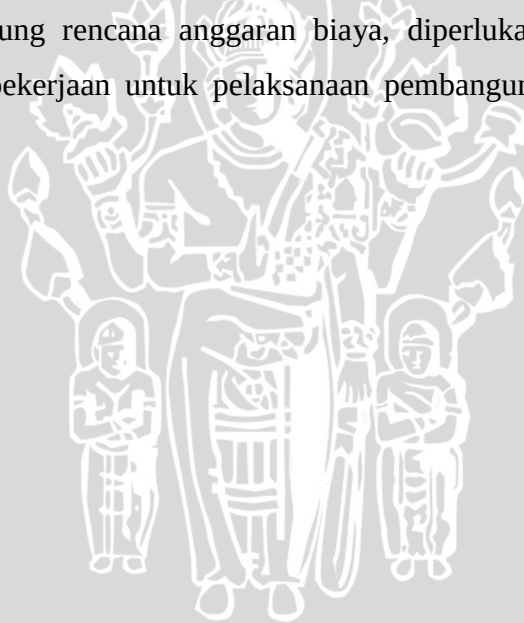
4.6.1 Cost (Komponen Biaya)

Komponen biaya pada studi ini terdiri dari biaya modal dan biaya OP. Biaya modal meliputi biaya langsung (harga pekerjaan sipil dan elektrik mekanikal) dan biaya tak langsung (*contingencies* dan biaya *engineering*). Sedangkan biaya OP sebesar 4% dari biaya investasi.

4.6.1.1 Biaya Modal

Biaya modal (*capital cost*) adalah jumlah semua biaya yang dibutuhkan mulai dari persiapan sampai proyek selesai dibangun. Semua pengeluaran yang termasuk biaya modal dibagi menjadi dua bagian, yaitu biaya langsung dan biaya tak langsung.

Sebelum menghitung rencana anggaran biaya, diperlukan data harga satuan pekerjaan. Data satuan pekerjaan untuk pelaksanaan pembangunan PLTMH Muwun adalah sebagai berikut:



Tabel 4.36 Harga Satuan Pekerjaan Sipil

Jenis Pekerjaan	Volume	Satuan	Harga	Jumlah Harga	Total Harga Per Item
Persiapan dan Mobilisasi					Rp 37.625.000
Penyiapan di Lokasi	1	ls	Rp 5.375.000	Rp 5.375.000	
Mobilisasi dan Demobilisasi	1	ls	Rp 32.250.000	Rp 32.250.000	
Galian					Rp 12.933
Tenaga Kerja	0,625	orang	Rp 53.750,00	Rp 33.594	
Alat Bantu	1	ls	Rp 52.625,00	Rp 52.625	
Urugan					Rp 36.064
Tenaga Kerja	0,457	orang	Rp 53.750,00	Rp 24.564	
Alat Bantu	1	ls	Rp 37.625,00	Rp 11.500	
Pasangan Batu 1: 2					Rp 715.843
Batu	1,2	m ³	Rp 134.375,00	Rp 161.250	
Semen	3,52	zak	Rp 75.250,00	Rp 264.880	
Pasir	0,38	m ³	Rp 215.000,00	Rp 81.700	
Tenaga Kerja	2,25	orang	Rp 53.750,00	Rp 120.938	
Tenaga Kerja Ahli/Tukang	1,125	orang	Rp 69.875,00	Rp 78.609	
Kepala Tukang	0,1125	orang	Rp 75.250,00	Rp 8.466	
Reinforce concrete K225					Rp 4.413.380
Semen	7,896	zak	Rp 75.250,00	Rp 594.174	
Split/gravel	0,81	m ³	Rp 327.875,00	Rp 265.579	
Pasir Beton	0,49	m ³	Rp 215.000,00	Rp 105.350	
Tenaga Kerja	3	orang	Rp 53.750,00	Rp 161.250	
Tenaga Kerja Ahli/Tukang	0,5	orang	Rp 69.875,00	Rp 34.938	
Kepala Tukang	0,05	orang	Rp 75.250,00	Rp 3.763	
Mandor	0,01	orang	Rp 75.250,00	Rp 753	
Alat Bantu	1	ls	Rp 80.625,00	Rp 80.625	
Besi Beton	175	kg	Rp 10.212,50	Rp 1.787.188	
Kawat	2	kg	Rp 12.900,00	Rp 25.800	
tenaga Kerja beton	6,75	orang	Rp 53.750,00	Rp 362.813	
Kepala Tukang Beton	2,25	orang	Rp 75.250,00	Rp 169.313	
Tenaga Kerja	6,75	orang	Rp 53.750,00	Rp 362.813	
Paku	4	kg	Rp 11.287,50	Rp 45.150	
Tukang Kayu	5	orang	Rp 53.750,00	Rp 268.750	
Kepala Tukang Kayu	0,5	orang	Rp 75.250,00	Rp 37.625	
Tenaga Kerja	2	orang	Rp 53.750,00	Rp 107.500	
Mandor	0,1	orang	Rp 75.250,00	Rp 7.525	
Coran Tumbuk					Rp 1.203.430
Semen	7,896	zak	Rp 75.250,00	Rp 594.174	
Split/gravel	0,81	m ³	Rp 327.875,00	Rp 265.579	
Pasir Beton	0,49	m ³	Rp 215.000,00	Rp 105.350	
Tenaga Kerja	3	orang	Rp 53.750,00	Rp 161.250	
Tenaga Kerja Ahli/Tukang	0,5	orang	Rp 69.875,00	Rp 34.938	
Kepala Tukang	0,05	orang	Rp 75.250,00	Rp 3.763	
Mandor	0,01	orang	Rp 75.250,00	Rp 753	
Alat Bantu	1	ls	Rp 37.625,00	Rp 37.625	
Pasangan Bata					Rp 104.221
Mandor	0,015	orang	Rp 75.250	Rp 1.129	
Kepala tukang batu	0,01	orang	Rp 75.250	Rp 753	
Tukang batu	0,1	orang	Rp 69.875	Rp 6.988	
Pembantu tukang batu	0,3	orang	Rp 53.750	Rp 16.125	
Bata merah	70	bh	Rp 700	Rp 49.000	
Semen PC	14,37	kg	Rp 1.505	Rp 21.627	
Pasir pasang	0,04	m ³	Rp 215.000	Rp 8.600	
Gate	1	ls	Rp 8.062.500,00	Rp 8.062.500	Rp 8.062.500
Trashrack	1	m ²	Rp 2.687.500,00	Rp 2.687.500	Rp 2.687.500
Penstock	1	m	Rp 1.921.878,00	Rp 1.921.878	Rp 1.921.878
Elbow Bend	1	ls	Rp 1.414.503,00	Rp 1.414.503	Rp 1.414.503
Anchor Block	1	m ³	Rp 266.063,00	Rp 266.063	Rp 266.063

Sumber: CV. Citra Multi Consultant, 2014

Tabel 4.37 Harga Satuan Pekerjaan Elektrikal Mekanikal

Electrical & Mechanic Equipment				
Item	Unit	Quantity	Harga Satuan	Jumlah
Turbin	kW	1	Rp 4.767.625,00	Rp 4.767.625
Transmisi Mekanik	kW	1	Rp 750.000,00	Rp 750.000
Generator	HP	1	Rp 1.250.000,00	Rp 1.250.000
Instalasi Alat	ls	1	Rp 1.250.003,00	Rp 1.250.003
Transportasi	ls	1	Rp 1.250.004,00	Rp 1.250.004
Transmisi dan Distribusi				
Item	Unit	Quantity	Harga Satuan	Jumlah
Tiang 7 meter	unit	1	Rp 1.478.125,00	Rp 1.478.125
Cable Twisted 4 x 35 mm ²	m	1	Rp 38.000,00	Rp 38.000
Aksesoris	set	1	Rp 650.000,00	Rp 650.000
Instalasi	set	1	Rp 450.000,00	Rp 450.000
Instalasi Kabel Rumah				
Item	Unit	Quantity	Harga Satuan	Jumlah
Jumlah Sambungan	rumah	1		
Cable NYM 2 * 1.5 mm ²	m	20	Rp 7.507,80	Rp 150.156
Cable NYM 3 * 1.5 mm ²	m	10	Rp 7.618,50	Rp 76.185
Socket	pcs	1	Rp 7.321,50	Rp 7.322
Switch : double	pcs	1	Rp 7.696,50	Rp 7.697
Switch : single	pcs	1	Rp 7.546,50	Rp 7.547
Connector	pcs	156	Rp 8.184,00	Rp 1.276.704
"Service Wedge Clamp"	pcs	2	Rp 7.471,50	Rp 14.943
Cable Clamping	pack	0,5	Rp 7.434,00	Rp 3.717
Fitting Plafond	pcs	1	Rp 7.434,00	Rp 7.434
Fitting : overhang	pcs	2	Rp 7.434,00	Rp 14.868
Rosset wood	pcs	6	Rp 7.051,50	Rp 42.309
Insulation	set	1	Rp 7.171,50	Rp 7.172
Screw	pack	25	Rp 7.359,00	Rp 183.975
T - dus	pcs	2	Rp 7.209,00	Rp 14.418
MCB + box	unit	0,2	Rp 9.984,00	Rp 1.997
Cable Twisted 2 * 10 mm ²	m	25	Rp 7.509,00	Rp 187.725
Earthing	unit	1	Rp 25.734,00	Rp 25.734
Installation	unit	1	Rp 29.484,00	Rp 29.484

Sumber: CV. Citra Multi Consultant, 2014

a. Biaya Langsung

Biaya ini merupakan biaya yang diperlukan untuk pelaksanaan pembangunan atau biaya konstruksi. Biaya konstruksi PLTMH sebagai fungsi *cost* yang diperhitungkan adalah:

1. Pekerjaan Persiapan
2. Bendung
3. Intake
4. Bak Pengendap
5. Saluran Pembawa

6. Bak Penenang
7. Pipa Pesat
8. Rumah Pembangkit
9. Peralatan Elektrikal dan Mekanikal
10. Transmisi dan Distribusi
11. Pemasangan Kabel Rumah

Perhitungan rencana anggaran biaya dengan cara menghitung volume tiap-tiap pekerjaan sesuai dengan gambar, kemudian dikalikan dengan harga satuan pekerjaan. Berikut adalah contoh perhitungan galian untuk bangunan bendung:

Diketahui:

- Luas permukaan yang perlu digali (A) = $14,78 \text{ m}^2$
- Panjang bendung (L) = 20 m

maka:

- a. Menghitung volume galian:

$$\begin{aligned} V &= A \times L \\ &= 14,78 \times 20 \\ &= 295,60 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- b. Menghitung harga pekerjaan

$$\begin{aligned} \text{Cost} &= V \times \text{harga satuan pekerjaan} \\ &= 295,60 \times \text{Rp}12.933 \\ &= \text{Rp}3.822.939 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selengkapnya ditampilkan pada Tabel 4.38:

Tabel 4.38 Harga Pekerjaan Sipil

Deskripsi		Unit	Volume	Harga Satuan	Jumlah
Persiapan dan Mobilisasi					
1	Penyiapan di lokasi	ls	1,00	Rp 5.375.000	Rp 5.375.000
2	Mobilisasi dan demobilisasi	ls	1,00	Rp32.250.000	Rp 32.250.000
				sub total	Rp 37.625.000
Pekerjaan Sipil					
1	Bendung				
	Galian	m ³	295,60	Rp 12.933	Rp 3.822.939
	Urugan	m ³	63,8	Rp 36.064	Rp 2.300.723
	Reinforce Concrete K225	m ³	306,73	Rp 4.413.380	Rp 1.353.709.283
	Gate	unit	1,00	Rp 8.062.500	Rp 8.062.500
				sub total	Rp 1.367.895.446
2	Intake				
	Galian	m ³	31,80	Rp 12.933	Rp 411.263
	Pasangan batu 1 : 2	m ³	115,51	Rp 715.843	Rp 82.685.535
	Gate	unit	1,00	Rp 8.062.500	Rp 8.062.500
				sub total	Rp 91.159.299
3	Bak Pengendap				
	Galian	m ³	44,22	Rp 12.933	Rp 571.889
	Urugan	m ³	22,11	Rp 36.064	Rp 797.370
	Gate	unit	1,00	Rp 8.062.500	Rp 8.062.500
	Pasangan batu 1 : 2	m ³	23,10	Rp 715.843	Rp 16.535.962
				sub total	Rp 25.967.720
4	Bak Penenang				
	Galian	m ³	67,50	Rp 12.933	Rp 872.965
	Urugan	m ³	3,60	Rp 36.064	Rp 129.830
	Pasangan batu 1 : 2	m ³	40,85	Rp 715.843	Rp 29.242.166
	Gate	unit	1,00	Rp 8.062.500	Rp 8.062.500
	Trashrack	m ²	5,00	Rp 2.687.500	Rp 13.437.500
				sub total	Rp 51.744.960
5	Saluran Pembawa				
	Galian	m ³	75,51	Rp 12.933	Rp 976.557
	Pasangan batu 1 : 2	m ³	64,89	Rp 715.843	Rp 46.453.167
				sub total	Rp 47.429.724
6	Pipa Pesat				
	Galian	m ³	2,46	Rp 12.933	Rp 31.815
	Penstock, dia 50 cm	m ¹	64,77	Rp 1.921.878	Rp 124.480.038
	Anchor Block	m ³	2,75	Rp 266.063	Rp 731.141
	Elbow/Bend	pcs	2,00	Rp 1.414.503	Rp 2.829.006
				sub total	Rp 128.072.000
7	Rumah Pembangkit				
	Urugan	m ³	34,30	Rp 36.064	Rp 1.236.987
	Pasangan bata	m ³	56,00	Rp 104.221	Rp 5.836.354
	Coran Tumbuk	m ³	24,48	Rp 1.203.430	Rp 29.459.973
	Pasangan batu 1 : 2	m ³	50,20	Rp 715.843	Rp 35.935.294
				sub total	Rp 72.468.606
7	Saluran Pembuang				
	Galian	m ³	43,40	Rp 1.203.430	Rp 52.234.093
	Pasangan batu 1 : 2	m ³	37,99	Rp 715.843	Rp 27.192.824
TOTAL					Rp 1.901.789.672

Sumber: CV. Citra Multi Consultant, 2014

Berikut adalah contoh perhitungan jumlah tiang listrik:

Diketahui:

- Jarak *Power House* ke pemukiman = 2994 m
- Jarak maksimal antar tiang = 50 m (Wibowo *et al*, 2010:8)

maka:

- a. Jumlah tiang listrik dari *Power House* ke pemukiman:

$$\begin{aligned} &= \text{Jarak } \textit{Power House} \text{ ke pemukiman} / \text{Jarak maksimal antar tiang} \\ &= 2994 / 50 \\ &= 61 \text{ buah} \end{aligned}$$

- b. Menghitung jumlah tiang listrik di pemukiman:

Dengan memakai asumsi jarak maksimal antar tiang 50 m, maka bisa digambarkan sketsa pemasangan tiang listrik di Desa Muwun sebagai berikut, yang menunjukkan jumlah tiang yang diperlukan sebanyak 44 buah:





Dari jumlah tiang listrik dari *power house* ke pemukiman dan jumlah tiang listrik di pemukiman, didapat total tiang listrik yang diperlukan adalah:

$$= 61 + 44$$

$$= 105 \text{ buah}$$

Sedangkan untuk panjang kabel keseluruhan adalah:

$$= \text{jarak Power House ke pemukiman} + \text{keseluruhan panjang di area pemukiman}$$

$$= 2.994 + 1.625$$

$$= 4.619 \text{ m (dibulatkan menjadi 5.000 m)}$$

Dikarenakan panjang kabel harus lebih panjang dibanding jarak dua tiang agar tidak terjadi tegangan pada kabel, maka diasumsi demikian.

Tabel 4.39 Harga Pekerjaan Elektrikal dan Mekanikal

Deskripsi	Unit	Volume	Harga Satuan	Jumlah	Total
Electrical and Mechanic Equipment					Rp 662.115.000
Turbin	kW	120	Rp 4.767.625	Rp 572.115.000	
Transmisi Mekanik	kW	120	Rp 750.000	Rp 90.000.000	
Generator	HP	34	Rp 1.250.000	Rp 42.500.000	
Instalasi Alat	ls	1	Rp 1.250.001	Rp 1.250.001	
Transportasi	ls	1	Rp 1.250.002	Rp 1.250.002	
Transmisi dan Distribusi					Rp 462.169.511
Tiang 7 meter	unit	106	Rp 1.478.125	Rp 156.043.853	
Cable Twisted 4 x 35 mm2	m	5000	Rp 38.000	Rp 190.000.000	
Aksesoris	set	106	Rp 650.000	Rp 68.619.707	
Instalasi	set	106	Rp 450.000	Rp 47.505.951	
Instalasi Kabel Rumah					Rp 94.251.894
Jumlah Sambungan	rumah	155			
2 Cable NYM 2 * 1.5 mm2	m	3100	Rp 7.507,80	Rp 23.274.180	
3 Cable NYM 3 * 1.5 mm2	m	1550	Rp 7.618,50	Rp 11.808.675	
4 Socket	pcs	155	Rp 7.321,50	Rp 1.134.833	
5 Switch : double	pcs	155	Rp 7.696,50	Rp 1.192.958	
6 Switch : single	pcs	155	Rp 7.546,50	Rp 1.169.708	
7 Connector	pcs	155	Rp 8.184,00	Rp 1.268.520	
8 "Service Wedge Clamp"	pcs	310	Rp 7.471,50	Rp 2.316.165	
9 Cable Clamping	pack	78	Rp 7.434,00	Rp 576.135	
10 Fitting Plafond	pcs	155	Rp 7.434,00	Rp 1.152.270	
11 Fitting : overhang	pcs	310	Rp 7.434,00	Rp 2.304.540	
12 Rosset wood	pcs	930	Rp 7.051,50	Rp 6.557.895	
13 Insulation	set	155	Rp 7.171,50	Rp 1.111.583	
14 Screw	pack	25	Rp 7.359,00	Rp 183.975	
15 T - dus	pcs	310	Rp 7.209,00	Rp 2.234.790	
16 MCB + box	unit	31	Rp 9.984,00	Rp 309.504	
17 Cable Twisted 2 * 10 mm2	m	3875	Rp 7.509,00	Rp 29.097.375	
18 Earthing	unit	155	Rp 25.734,00	Rp 3.988.770	
19 Installation	unit	155	Rp 29.484	Rp 4.570.020	
TOTAL					Rp 1.790.651.405

Sumber: CV. Citra Multi Consultant, 2014

Tabel 4.40 Total Biaya Langsung

Anggaran Biaya	Unit	Volume	Jumlah
<u>Pekerjaan Persiapan</u>	ls	1	Rp 37.625.000
<u>Bangunan Sipil</u>			
Bendung			Rp 1.367.895.446
Intake			Rp 91.159.299
Bak Pengendap			Rp 25.967.720
Bak Penenang			Rp 51.744.960
Saluran Pembawa			Rp 47.429.724
Pipa Pesat			Rp 128.072.000
Rumah Pembangkit			Rp 72.468.606
Saluran Pembuang			Rp 79.426.917
<u>Peralatan Elektrikal dan Mekanikal</u>			Rp 662.115.000
<u>Transmisi dan Distribusi</u>			Rp 462.169.511
<u>Pemasangan Kabel Rumah</u>	rumah	155	Rp 94.251.894
T o t a l			Rp 3.157.951.077
PPn 10%			Rp 315.795.108
Jumlah Total			Rp 3.473.746.185
Dibulatkan			Rp 3.473.700.000

Sumber: Hasil Perhitungan

Jadi, total biaya langsung = Rp3.473.700.000

Sedangkan biaya tak langsung dari proyek pembangunan PLTMH ini terdiri dari (Kodoatie, 1995:72):

- Biaya *Contingecies* (5% dari biaya langsung)
- Biaya *Engineering* (5 % dari biaya langsung)
- a. *Contingecies*, adalah cadangan biaya tak terduga untuk pengeluaran yang belum pasti atau belum dapat diperkirakan sekarang, diambil 5% dari biaya langsung.

$$\text{Biaya Contingecies} = 0,05 \times \text{Rp}3.473.700.000$$

$$= \text{Rp}173.685.000,00$$
- b. *Engineering*, adalah biaya untuk kegiatan yang terkait dengan aspek *engineering* mulai dari awal studi hingga detail desain, diambil 5% dari biaya langsung.

$$\text{Biaya Engineering} = 0,05 \times \text{Rp}3.473.700.000$$

$$= \text{Rp}173.685.000,00$$

Maka:

$$\begin{aligned} \text{Biaya tak langsung} &= \text{biaya } \textit{contingecies} + \text{biaya } \textit{engineering} \\ &= \text{Rp}173.685.000,00 + \text{Rp}173.685.000,00 \\ &= \text{Rp}347.370.000,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Biaya modal} &= \text{biaya langsung} + \text{biaya tak langsung} \\ &= \text{Rp}3.473.700.000 + \text{Rp}347.370.000,00 \\ &= \text{Rp}3.821.070.000,00 \end{aligned}$$

4.6.1.2 Biaya Tahunan

Selain biaya modal, terdapat biaya tahunan yang harus disediakan. Dalam studi ini biaya tahunan berupa biaya O&P (operasi dan pemeliharaan) yang besarnya diperkirakan dari prosentase biaya modal. Biaya O&P untuk PLTMH sebesar 4% dari biaya modal.

$$\begin{aligned}\text{Biaya O\&P} &= 0,04 \times \text{Rp}3.821.070.000,00 \\ &= \text{Rp}152.842.800,00\end{aligned}$$

4.6.2 Benefit (Komponen Manfaat)

Komponen *benefit* dari studi ini didasarkan atas harga jual listrik yang dikeluarkan oleh Peraturan Menteri Energi dan Sumber Daya Mineral No. 22 Tahun 2014. Pada tahun 2014 harga pembelian tenaga listrik untuk wilayah Kalimantan ditentukan sebesar $\text{Rp}1.270 \times 1,20 = \text{Rp}1.524$ pada tahun ke-1 sampai ke-8, dan untuk tahun ke-9 sampai ke-20 menjadi $\text{Rp}770 \times 1,20 = \text{Rp}924$. Jika produksi energi pada tahun pertama yang dimanfaatkan oleh penduduk desa adalah sebesar 420.389,07 kWh, maka dari data tersebut diperoleh *benefit* tahunan (untuk tahun pertama) sebesar:

$$\begin{aligned}\text{Benefit PLTMH} &= \text{produksi energi tahunan} \times \text{harga jual listrik} \\ &= 420.389,07 \times \text{Rp}1.524 \\ &= \text{Rp}640.672.944,51\end{aligned}$$

Tabel 4.41 Manfaat Tahunan PLTMH

No	Tahun	Energi yang Dimanfaatkan kWh	Harga Jual Listrik Rp	Manfaat Tahunan Rp
0	2015	0,00	1.524,00	0,00
1	2016	420.389,07	1.524,00	640.672.944,51
2	2017	431.746,76	1.524,00	657.982.064,68
3	2018	443.104,45	1.524,00	675.291.184,85
4	2019	454.462,14	1.524,00	692.600.305,02
5	2020	465.819,83	1.524,00	709.909.425,19
6	2021	477.177,52	1.524,00	727.218.545,36
7	2022	488.535,21	1.524,00	744.527.665,53
8	2023	499.892,90	1.524,00	761.836.785,70
9	2024	514.589,76	924,00	475.480.933,97
10	2025	529.286,61	924,00	489.060.824,64
11	2026	543.983,46	924,00	502.640.715,31
12	2027	558.680,31	924,00	516.220.605,99
13	2028	573.377,16	924,00	529.800.496,66
14	2029	588.074,01	924,00	543.380.387,33
15	2030	602.770,86	924,00	556.960.278,01
16	2031	617.467,72	924,00	570.540.168,68
17	2032	632.164,57	924,00	584.120.059,35
18	2033	646.861,42	924,00	597.699.950,03
19	2034	665.879,14	924,00	615.272.328,56
20	2035	684.896,87	924,00	632.844.707,09
Total =				12.224.060.376,43
Rerata =				611.203.018,82

Sumber: Hasil Perhitungan

4.6.3 Indikator Kelayakan Ekonomi

Suatu proyek dikatakan layak secara ekonomi apabila memenuhi indikator-indikator kelayakan ekonomi. Indikator yang sering dipakai dalam analisis ekonomi, yaitu:

- Perbandingan manfaat dan biaya (*BCR*)
- Selisih manfaat dan biaya (*Net Present Value*)
- Tingkat pengembalian internal (*Internal Rate of Return*)

4.6.3.1 PV (*Present Value*)

Agar perhitungan analisis ekonomi lebih mudah dan mendekati kenyataan maka harus dihitung pada titik waktu yang sama. Dalam studi ini baik analisis biaya ataupun analisis manfaat dijadikan nilai sekarang (*present value*). Tahun dasar yang digunakan adalah tahun selesainya pengerjaan proyek, yaitu tahun 2015. Pelaksanaan proyek

diperkirakan selama satu tahun, dimulai tahun 2015 sedangkan manfaat yang dihasilkan dari adanya proyek ini selama 20 tahun. Apabila suku bunga yang berlaku saat ini sebesar 7,75% (berdasarkan BI rate Januari 2015, Sumber: *bi.go.id*; diakses 20 Januari 2015) maka *present value* untuk biaya dan manfaat adalah sebagai berikut:

a. Biaya modal

Besar biaya modal adalah Rp3.821.070.000,00 didapat dari perhitungan sebelumnya,

b. Biaya O&P

Biaya O&P dikeluarkan setiap tahun atau disebut *annuity* dengan periode 20 tahun dan bunga 7,75 %. Sehingga untuk mendapatkan *present valuenya* digunakan faktor konversi P/A.

Apabila besar biaya O&P tiap tahun Rp152.842.800,00 dan faktor konversi (P/A;7,75;20) adalah 10,012, maka

$$\begin{aligned} PV \text{ biaya O\&P} &= \text{biaya O\&P} \times (P/A;7,75;20) \\ &= \text{Rp}152.842.800,00 \times 10,012 \\ &= \text{Rp}1.530.262.113,60 \end{aligned}$$

c. Manfaat

Manfaat PLTMH diperoleh setiap tahun atau disebut *annuity* dengan periode 20 tahun dan bunga 7,75 %. Karena besar manfaat berbeda tiap tahun maka untuk memperoleh *present valuenya* digunakan faktor konversi P/F.

Sebagai contoh digunakan manfaat PLTMH per tahun (tahun pertama) untuk memperoleh PV manfaat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} - \text{Manfaat per tahun} &= \text{Rp}640.672.944,51 \\ - (P/F;7,75;2) &= 0,928 \end{aligned}$$

maka manfaat PLTMH dari tahun 2015-2016 adalah:

$$\begin{aligned} PV \text{ manfaat} &= \text{manfaat} \times (P/F;7,75;2) \\ &= \text{Rp}640.672.944,51 \times 0,928 \\ &= \text{Rp}594.640.5933,45 \end{aligned}$$

Besar PV manfaat untuk tahun berikutnya tertera pada Tabel 4.42.

Tabel 4.42 PV Manfaat PLTMH

No	Manfaat PLTMH Per Tahun	Tahun Manfaat PLTMH	Faktor Konversi		PV Manfaat
1	Rp 640.672.944,51	2015-2016	(P/F;7,75;1)	0,928	Rp 594.640.593,45
2	Rp 657.982.064,68	2016-2017	(P/F;7,75;2)	0,861	Rp 566.588.355,89
3	Rp 675.291.184,85	2017-2018	(P/F;7,75;3)	0,800	Rp 539.945.949,12
4	Rp 692.600.305,02	2018-2019	(P/F;7,75;4)	0,742	Rp 513.892.111,32
5	Rp 709.909.425,19	2019-2020	(P/F;7,75;5)	0,689	Rp 489.127.593,95
6	Rp 727.218.545,36	2020-2021	(P/F;7,75;6)	0,677	Rp 492.017.887,32
7	Rp 744.527.665,53	2021-2022	(P/F;7,75;7)	0,594	Rp 442.007.461,83
8	Rp 761.836.785,70	2022-2023	(P/F;7,75;8)	0,551	Rp 419.391.150,53
9	Rp 475.480.933,97	2023-2024	(P/F;7,75;9)	0,511	Rp 242.958.870,23
10	Rp 489.060.824,64	2024-2025	(P/F;7,75;10)	0,474	Rp 231.973.775,65
11	Rp 502.640.715,31	2025-2026	(P/F;7,75;11)	0,441	Rp 221.425.801,11
12	Rp 516.220.605,99	2026-2027	(P/F;7,75;12)	0,409	Rp 211.005.172,70
13	Rp 529.800.496,66	2027-2028	(P/F;7,75;13)	0,380	Rp 201.191.738,61
14	Rp 543.380.387,33	2028-2029	(P/F;7,75;14)	0,353	Rp 191.650.262,61
15	Rp 556.960.278,01	2029-2030	(P/F;7,75;15)	0,328	Rp 182.794.363,24
16	Rp 570.540.168,68	2030-2031	(P/F;7,75;16)	0,310	Rp 176.639.236,22
17	Rp 584.120.059,35	2031-2032	(P/F;7,75;17)	0,288	Rp 168.182.768,09
18	Rp 597.699.950,03	2032-2033	(P/F;7,75;18)	0,267	Rp 159.376.691,67
19	Rp 615.272.328,56	2033-2034	(P/F;7,75;19)	0,248	Rp 152.572.155,67
20	Rp 632.844.707,09	2034-2035	(P/F;7,75;20)	0,230	Rp 145.791.599,40
				Total	Rp 6.343.173.538,63

Sumber: Hasil Perhitungan

4.6.3.2 BCR (Benefit Cost Ratio)

Benefit Cost Ratio (BCR) adalah perbandingan antara nilai sekarang (*present value*) dari manfaat (*benefit*) dengan nilai sekarang (*present value*) dari biaya (*cost*).

Besarnya *benefit-cost ratio* berdasarkan nilai biaya dan manfaat di atas adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 B/C &= \frac{PV_{\text{manfaat}}}{PV_{\text{biaya modal}} + PV_{\text{biaya O\&P}}} \\
 &= \frac{\text{Rp}6.343.173.538,63}{\text{Rp}3.821.070.000,00 + 1.530.262.113,60} \\
 &= 1,20
 \end{aligned}$$

4.6.3.3 NPV (Net Present Value)

Besarnya *Net Present Value* berdasarkan nilai biaya dan manfaat di atas adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 NPV &= PV \text{ manfaat} - (PV \text{ biaya modal} + PV \text{ biaya O\&P}) \\
 &= \text{Rp}6.343.173.538,63 - (\text{Rp}3.821.070.000,00 + \text{Rp}1.530.262.113,60) \\
 &= \text{Rp}991.841.425,03
 \end{aligned}$$

4.6.3.4 IRR (*Internal Rate of Return*)

Internal Rate of Return (Tingkat Pengembalian Internal) didefinisikan sebagai tingkat suku bunga yang membuat manfaat dan biaya mempunyai nilai yang sama ($B - C = 0$) atau tingkat suku bunga yang membuat $B/C = 1$ (Kodoatie, 1995:112).

Suatu proyek dikatakan rugi apabila memiliki nilai IRR lebih kecil dari tingkat suku bunga yang berlaku. Namun akan untung apabila memiliki nilai IRR yang lebih besar dari tingkat suku bunga yang berlaku.

Biasanya untuk mendapatkan nilai IRR digunakan cara coba-coba dengan menggunakan dua atau lebih tingkat suku bunga. Dari beberapa tingkat suku bunga tersebut diinterpolasi, yaitu suku bunga yang memiliki B/C diantara 1 ($0 < \frac{B}{C} < 1$).

Berdasarkan Tabel 4.43 nilai IRR pembangunan PLTMH sebesar 11,122%.



Tabel 4.43 Nilai IRR Pembangunan PLTMH

Tingkat Suku Bunga	7,75%	11%	12%	11,122%
BENEFIT				
Manfaat PLTMH per tahun (tahun pertama)	640.672.944,51	640.672.944,51	640.672.944,51	640.672.944,51
P/F(i,1)	0,92815	0,900900901	0,892857143	0,900
PV manfaat	594.640.593,45	577.182.832,89	572.029.414,74	576.549.148,24
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kedua)	657.982.064,68	657.982.064,68	657.982.064,68	657.982.064,68
P/F(i,2)	0,8611	0,812	0,797	0,810
PV manfaat	566.588.355,89	534.033.004,37	524.539.273,50	532.861.026,51
Manfaat PLTMH per tahun (tahun ketiga)	675.291.184,85	675.291.184,85	675.291.184,85	675.291.184,85
P/F(i,3)	0,800	0,731	0,712	0,729
PV manfaat	539.945.949,12	493.767.094,23	480.658.926,90	492.142.569,66
Manfaat PLTMH per tahun (tahun keempat)	692.600.305,02	692.600.305,02	692.600.305,02	692.600.305,02
P/F(i,4)	0,742	0,659	0,636	0,656
PV manfaat	513.892.111,32	456.237.273,62	440.160.014,95	454.236.973,05
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kelima)	709.909.425,19	709.909.425,19	709.909.425,19	709.909.425,19
P/F(i,5)	0,689	0,593	0,567	0,590
PV manfaat	489.127.593,95	421.296.691,18	402.821.672,98	418.989.071,59
Manfaat PLTMH per tahun (tahun keenam)	727.218.545,36	727.218.545,36	727.218.545,36	727.218.545,36
P/F(i,6)	0,677	0,535	0,507	0,531
PV manfaat	492.017.887,32	388.800.731,11	368.431.546,98	386.246.582,32
Manfaat PLTMH per tahun (tahun ketujuh)	744.527.665,53	744.527.665,53	744.527.665,53	744.527.665,53
P/F(i,7)	0,594	0,482	0,452	0,478
PV manfaat	442.007.461,83	358.608.012,24	336.786.505,30	355.861.081,90
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kedelapan)	761.836.785,70	761.836.785,70	761.836.785,70	761.836.785,70
P/F(i,8)	0,551	0,434	0,404	0,430
PV manfaat	419.391.150,53	330.581.167,17	307.693.100,20	327.688.759,49
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kesembilan)	475.480.933,97	475.480.933,97	475.480.933,97	475.480.933,97
P/F(i,9)	0,511	0,391	0,361	0,387
PV manfaat	242.958.870,23	185.877.275,44	171.463.191,48	184.048.661,38
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kesepuluh)	489.060.824,64	489.060.824,64	489.060.824,64	489.060.824,64
P/F(i,10)	0,474	0,352	0,322	0,348
PV manfaat	231.973.775,65	172.239.631,62	157.464.496,60	170.357.941,02
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kesebelas)	502.640.715,31	502.640.715,31	502.640.715,31	502.640.715,31
P/F(i,11)	0,441	0,317	0,287	0,313
PV manfaat	221.425.801,11	159.479.512,01	144.497.194,60	157.564.045,20
Manfaat PLTMH per tahun (tahun keduabelas)	516.220.605,99	516.220.605,99	516.220.605,99	516.220.605,99
P/F(i,12)	0,409	0,286	0,257	0,282
PV manfaat	211.005.172,70	147.556.923,18	132.500.972,02	145.624.599,61

Tingkat Suku Bunga	7,75%	11%	12%	11,122%
Manfaat PLTMH per tahun (tahun ketigabelas)	529.800.496,66	529.800.496,66	529.800.496,66	529.800.496,66
P/F(i,13)	0,380	0,258	0,229	0,254
PV manfaat	201.191.738,61	136.431.180,47	121.416.599,75	134.496.728,21
Manfaat PLTMH per tahun (tahun keempatbelas)	543.380.387,33	543.380.387,33	543.380.387,33	543.380.387,33
P/F(i,14)	0,353	0,232	0,205	0,228
PV manfaat	191.650.262,61	126.061.437,75	111.186.393,04	124.137.578,16
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kelimabelas)	556.960.278,01	556.960.278,01	556.960.278,01	556.960.278,01
P/F(i,15)	0,328	0,209	0,183	0,206
PV manfaat	182.794.363,24	116.407.119,01	101.754.560,46	114.504.744,68
Manfaat PLTMH per tahun (tahun keenambelas)	570.540.168,68	570.540.168,68	570.540.168,68	570.540.168,68
P/F(i,16)	0,310	0,188	0,163	0,185
PV manfaat	176.639.236,22	107.428.265,94	93.067.460,46	105.556.610,64
Manfaat PLTMH per tahun (tahun ketujuhbelas)	584.120.059,35	584.120.059,35	584.120.059,35	584.120.059,35
P/F(i,17)	0,288	0,170	0,146	0,166
PV manfaat	168.182.768,09	99.085.813,95	85.073.781,07	97.252.613,70
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kedelapanbelas)	597.699.950,03	597.699.950,03	597.699.950,03	597.699.950,03
P/F(i,18)	0,267	0,153	0,130	0,150
PV manfaat	159.376.691,67	91.341.807,51	77.724.656,51	89.553.452,07
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kesembilanbelas)	615.272.328,56	615.272.328,56	615.272.328,56	615.272.328,56
P/F(i,19)	0,248	0,138	0,116	0,135
PV manfaat	152.572.155,67	84.709.240,23	71.437.286,98	82.959.561,16
Manfaat PLTMH per tahun (tahun kedua puluh)	632.844.707,09	632.844.707,09	632.844.707,09	632.844.707,09
P/F(i,20)	0,230	0,124	0,104	0,121
PV manfaat	145.791.599,40	78.494.201,60	65.604.963,58	76.788.496,71
TOTAL BENEFIT	6.343.173.538,63	5.065.619.215,50	4.766.312.012,09	5.027.420.245,30
COST				
Biaya Modal	3.821.070.000,00	3.821.070.000,00	3.821.070.000,00	3.821.070.000,00
Faktor Konversi	1	1	1	1
PV Biaya Modal	3.821.070.000,00	3.821.070.000,00	3.821.070.000,00	3.821.070.000,00
Biaya Operasi dan Pemeliharaan	152.842.800,00	152.842.800,00	152.842.800,00	152.842.800,00
P/A (i,20)	10,012	7,963	7,469	7,900
PV Biaya O&P	1.530.262.113,60	1.217.137.366,78	1.141.650.677,98	1.207.453.150,78
TOTAL COST	5.351.332.113,60	5.038.207.366,78	4.962.720.677,98	5.028.523.150,78
B/C RATIO	1,185	1,005	0,9604	1,0000

Sumber: Hasil Perhitungan

4.6.3.5 Payback Periode

Payback Periode merupakan jangka waktu periode yang diperlukan untuk membayar kembali semua biaya-biaya yang telah dikeluarkan dalam investasi suatu proyek.

Apabila biaya modal PLTMH Rp3.821.070,00 dan biaya O&P Rp152.842.800,00 dan manfaat rerata tahunan Rp611.203.018,82, maka dengan menggunakan Persamaan (2-97) diperoleh nilai *Payback Periode* sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Payback Period} &= \frac{I}{A_b} \\
 &= \frac{\text{biaya modal} + \text{biaya O\&P}}{\text{manfaat}} \\
 &= \frac{\text{Rp3.821.070,00} + \text{Rp152.842.800,00}}{\text{Rp611.203.018,82}} \\
 &= 6,50
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas dapat diketahui, biaya modal dapat terbayar seluruhnya pada tahun ke-7.

