

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Mikro Hidro adalah istilah yang digunakan untuk instalasi pembangkit listrik yang menggunakan energi air skala mikron atau biasa disebut dengan Pembangkit Listrik Tenaga Mikro Hidro (PLTMH). Kondisi air yang bisa dimanfaatkan sebagai sumber daya penghasil listrik harus memiliki kapasitas aliran dan ketinggian tertentu. Kapasitas mengacu kepada jumlah volume aliran air per satuan waktu (*low capacity*), sedangkan beda ketinggian daerah aliran sampai ke instalasi dikenal dengan istilah *head*. (Hermawati *et al*, 2010:19)

Cara kerja PLTMH dimulai dengan proses perubahan aliran air yang merupakan energi potensial menjadi energi mekanis dalam bentuk putaran turbin, untuk kemudian dikonversi menjadi energi listrik pada generator. Air yang mengalir pada kapasitas tertentu, disalurkan pada ketinggian tertentu menuju rumah turbin. Turbin akan menerima energi air tersebut, dan mengubahnya menjadi energi mekanik berupa berputarnya poros turbin. Poros yang berputar kemudian ditransmisikan ke generator dan akan dihasilkan energi listrik yang akan masuk ke sistem kontrol arus listrik sebelum dialirkan ke rumah-rumah. (Hermawati *et al*, 2010:21)

2.2 Analisis Klimatologi

Analisis klimatologi bertujuan untuk menghitung besarnya evapotranspirasi potensial yang terjadi di daerah studi. Hal ini dikarenakan dalam perhitungan parameter curah hujan, juga terdapat parameter evapotranspirasi sebagai salah satu komponen analisis. Evapotranspirasi merupakan laju penguapan dari tanaman pendek yang menutupi tanah secara sempurna, tinggi yang seragam dan berada dalam keadaan cukup air. (Anonim, 2009a:14)

Beberapa metode analisis evapotranspirasi antara lain Thornwhite, Blanney Criddle, Hargreaves, dan Penman. Metode-metode tersebut berbeda dalam macam data yang digunakan untuk perhitungan. Analisis evapotranspirasi di Indonesia umumnya menggunakan metode Penman yang sudah direkomendasikan FAO (1970) karena menghasilkan perhitungan yang lebih akurat di mana cakupan data meteorologi yang digunakan paling lengkap di antara metode-metode yang lain. (Anonim, 2009a:14)

2.2.1 Evapotranspirasi Potensial

Dalam studi ini untuk memperkirakan besarnya evapotranspirasi menggunakan rumus Penman Modifikasi. Rumus ini memberikan cara yang baik bagi besarnya penguapan yang terjadi apabila di tempat tersebut tidak ada pengamatan dengan menggunakan panci penguapan atau tidak adanya studi neraca air. Rumus yang digunakan dalam metode Penman Modifikasi adalah:

$$E_{i0} = c [w \cdot R_n + (1-w) \cdot f(U) \cdot (e_a - e_d)] \quad (2-1)$$

denga:

E_{i0} = evapotranspirasi (mm/hari)

w = temperatur yang berhubungan dengan faktor penimbang

R_n = net radiasi equivalen evaporasi (mm/hari)

$f(U)$ = fungsi kecepatan angin

$(e_a - e_d)$ = saturation deficit (mbar)

c = faktor pendekatan untuk kompensasi efek kondisi cuaca siang dan malam hari

Persamaan net radiasi equivalen evaporasi:

$$R_n = R_{ns} - R_{n1} \quad (2-2)$$

$$R_{ns} = (1 - \alpha) \cdot R_s \quad (2-3)$$

$$R_s = R_a (0,25 + 0,54 (n/N)) \quad (2-4)$$

$$R_{n1} = f(t) \cdot f(e_d) \cdot f(n/N) \quad (2-5)$$

dengan:

R_n = net radiasi equivalen evaporasi (mm/hari)

R_{n1} = radiasi bersih gelombang panjang (mm/hari)

R_s = radiasi gelombang pendek, dalam satuan evaporasi equivalen (mm/hari)

R_a = nilai radiasi matahari (mm/hari)

n = lama penyinaran matahari (data pencatatan)

N = lama penyinaran matahari maksimum rata-rata per hari

Fungsi kecepatan angin pada evapotranspirasi telah ditetapkan untuk berbagai perbedaan iklim yang telah dirumuskan sebagai berikut:

$$f(U) = 0,27 (1 + U/100) \quad (2-6)$$

dengan:

$f(U)$ = fungsi kecepatan angin

U = kecepatan angin pada ketinggian 2 m, selama 24 jam (km/jam)

Tabel 2.1 Hubungan Suhu (t) dengan Nilai e_a (mbar), w, dan f(t)

Suhu (t)	e_a (mbar)	w	1-w	f(t)
24	29,845	0,735	0,265	15,4
24,2	30,273	0,737	0,263	15,445
24,4	30,581	0,739	0,261	15,491
24,6	30,95	0,741	0,259	15,536
24,8	31,319	0,743	0,257	15,581
25	31,688	0,745	0,255	15,627
25,2	32,073	0,747	0,253	15,672
25,4	31,458	0,749	0,251	15,717
25,6	32,844	0,751	0,249	15,763
25,8	33,23	0,753	0,247	15,808
26	33,617	0,755	0,245	15,853
26,2	34,024	0,757	0,243	15,898
26,4	34,431	0,759	0,241	15,944
26,6	34,839	0,761	0,239	15,989
26,8	35,247	0,763	0,237	16,034
27	35,656	0,765	0,235	16,079
27,2	36,085	0,767	0,233	16,124
27,4	36,515	0,769	0,231	16,17
27,6	36,945	0,771	0,229	16,215
27,8	37,376	0,773	0,227	16,26
28	37,907	0,775	0,225	16,305
28,2	38,259	0,777	0,223	16,35
28,4	38,711	0,779	0,221	16,395
28,6	39,163	0,781	0,219	16,44
28,8	39,616	0,783	0,217	16,485
29	40,07	0,785	0,215	16,53
29,2	40,544	0,787	0,213	16,575
29,4	41,019	0,789	0,211	16,62
29,6	41,494	0,791	0,209	16,666
29,8	41,969	0,793	0,207	16,711
30	42,445	0,795	0,205	16,755

Sumber: Suhardjono, 1994:58

Tabel 2.2 Besaran Radiasi Matahari (R_a) (mm/hari)

Bulan	Letak Lintang								
	5° LU	4° LU	2° LU	0	2° LS	4° LS	6° LS	8° LS	10° LS
Januari	13,00	14,30	14,70	15,00	15,30	15,50	15,80	16,10	16,10
Februari	13,00	15,00	15,30	15,50	15,70	15,80	16,00	16,10	16,00
Maret	13,00	15,50	15,60	15,70	15,65	15,60	15,60	15,50	15,30
April	15,10	15,00	15,30	15,30	15,10	14,90	14,70	14,40	14,00
Mei	15,30	14,90	14,60	14,40	14,10	13,90	13,40	13,10	12,60
Juni	15,00	14,40	14,20	13,90	13,50	13,20	12,80	12,40	12,60
Juli	15,10	14,60	14,30	14,10	13,70	13,40	13,10	12,70	11,80
Agustus	15,30	15,10	14,90	14,80	14,50	14,30	14,00	13,70	12,20
September	15,10	15,30	15,30	15,30	15,20	15,10	15,00	14,90	13,30
Oktober	15,70	15,10	15,20	15,40	15,50	15,60	15,70	15,80	14,60
Nopember	14,80	14,50	14,80	15,10	15,30	15,50	15,75	16,00	15,60
Desember	14,60	14,10	14,40	14,80	15,10	15,40	15,70	16,10	16,00
Min	13,00	14,10	14,20	13,90	13,50	13,20	12,80	12,40	11,80
Max	15,70	15,50	15,60	15,70	15,70	15,80	16,00	16,10	16,10
Rerata	14,58	14,82	14,88	14,94	14,89	14,85	14,80	14,73	14,18

Sumber: Suhardjono, 1994:59

Tabel 2.3 Besarnya Angka Koreksi (c) Bulanan

Bulan	Angka Koreksi (c)		
	Blaney-Criddle	Radiasi	Penman
Januari	0,800	0,800	1,100
Februari	0,800	0,800	1,100
Maret	0,750	0,750	1,000
April	0,750	0,750	1,000
Mei	0,700	0,700	0,950
Juni	0,700	0,700	0,950
Juli	0,750	0,750	1,000
Agustus	0,750	0,750	1,000
September	0,800	0,800	1,100
Oktober	0,800	0,800	1,100
Nopember	0,825	0,825	1,150
Desember	0,825	0,825	1,150

Sumber: Suhardjono, 1994:48

Tabel 2.4 Lama Penyinaran Matahari Maksimum Rata-rata Per Hari (N)

Lintang U	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agust	Sep	Okt	Nop	Des
Lintang S	Jul	Agust	Sep	Okt	Nop	Des	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun
50	8,5	10,1	11,8	13,8	15,4	16,3	15,9	14,5	12,7	10,8	9,1	8,1
48	8,8	10,2	11,8	13,6	15,2	16,0	15,6	14,3	12,6	10,9	9,3	8,3
46	9,1	10,2	11,9	13,5	14,9	15,7	15,4	14,2	12,6	10,9	9,5	8,7
44	9,3	10,5	11,9	13,4	14,7	15,4	15,2	14,0	12,6	11,0	9,7	8,9
42	9,4	10,6	11,9	13,4	14,6	15,2	14,9	13,9	12,6	11,1	9,7	9,1
40	9,6	10,7	11,9	13,3	14,4	15,0	14,7	13,7	12,5	11,2	9,8	9,3
35	10,1	11,0	11,9	13,1	14,0	14,5	14,5	13,5	12,4	11,3	10,3	9,8
30	10,4	11,1	12,0	12,9	13,6	14,0	13,9	13,2	12,4	11,5	10,6	10,2
25	10,7	11,3	12,0	12,7	13,3	13,7	13,5	13,0	12,3	11,6	10,9	10,6
20	11,0	11,5	12,0	12,6	13,4	13,3	13,2	12,3	12,3	11,0	11,2	10,9
15	11,3	11,6	12,0	12,5	12,8	13,0	12,9	12,6	12,2	11,8	11,6	11,5
10	11,6	11,8	12,0	12,3	12,6	12,7	12,6	12,4	12,4	11,8	11,6	11,5
5	11,8	11,9	12,0	12,0	12,2	12,3	12,4	12,3	12,4	12,0	11,9	11,8
0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0

Sumber: Hadisusanto, 2011:287

2.3 Analisis Hidrologi

Secara umum analisis hidrologi merupakan suatu bagian analisis awal dalam perancangan bangunan-bangunan hidraulik. Sebelum informasi yang jelas tentang sifat-sifat dan besaran hidrologi diketahui, hampir tidak mungkin dilakukan analisis untuk menetapkan berbagai sifat dan besaran hidrauliknya. (Harto, 1993:1)

2.3.1 Pemeriksaan Data Hujan

Pemeriksaan data hujan dilakukan untuk mengantisipasi kemungkinan kesalahan. Pemeriksaan yang dilakukan secara statistik meliputi pemeriksaan homogenitas dan pemeriksaan *outlier*. (Anonim, 2009a:30)

2.3.1.1 Uji Homogenitas Data Hujan

Setelah pengukuran selesai dilaksanakan, umumnya data akan dikumpulkan dan diurutkan menurut fungsi waktu, sehingga merupakan data deret berkala. Data deret berkala tersebut kemudian dilakukan pengujian. (Soewarno, 1995:23)

Sekumpulan data dari suatu variabel hidrologi sebagai hasil pengamatan atau pengukuran dapat disebut sejenis atau homogen apabila data tersebut diukur dari suatu rezim yang tidak berubah. Data yang tidak sama jenis (*non-homogenous*) ditandai dengan perbedaan nilai rata-rata (*mean*) dan perbedaan varian (*variance*) dalam setiap sub kelompok populasi terhadap sub kelompok yang lain dalam populasi tersebut. (Soewarno, 1995:25)

Untuk individual stasiun, digunakan metode pengujian RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*). Metode ini digunakan untuk menguji data satu stasiun dengan data dari stasiun itu sendiri dengan mendeteksi nilai rata-rata (*mean*), untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam persamaan berikut:

$$Q = \text{maks } |S_k^{**}| \text{ untuk } 0 \leq k \leq n \quad (2-7)$$

$$R = \text{maks } S_k^{**} - \text{min } S_k^{**} \quad (2-8)$$

$$S_k^* = (x - \bar{x}) \quad (2-9)$$

$$D_y^2 = \frac{S_k^{*2}}{n} \quad (2-10)$$

$$D_y = \sqrt{D_y^2} \quad (2-11)$$

$$S_k^{**} = \frac{S_k^*}{D_y} \quad (2-12)$$

dengan:

Q = atribut dari besarnya sebuah nilai statistik, diperoleh dari perhitungan dengan menggunakan rumus seperti pada Persamaan (2-7)

R = atribut dari besarnya sebuah nilai statistik (*range*), diperoleh dari perhitungan dengan menggunakan rumus seperti pada Persamaan (2-8)

S_k^* = data hujan (X) – data hujan rata-rata (\bar{X})

D_y^2 = nilai kuadrat dari S_k^* dibagi dengan jumlah data

S_k^{**} = nilai S_k^* dibagi dengan D_y

n = jumlah data

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Data hujan yang diperoleh diurutkan berdasarkan tahun
2. Menghitung rata-rata hujan
3. Menghitung nilai S_k^* , yaitu tiap data dikurangi data hujan rata-rata
4. Menghitung nilai absolut dari S_k^*
5. Menghitung nilai D_y^2 , yaitu $(S_k^*)^2$ dibagi jumlah data
6. Menghitung jumlah komulatif D_y^2
7. Menghitung D_y , yaitu akar dari D_y^2
8. Menghitung nilai dari S_k^{**} , yaitu S_k^* dibagi D_y
9. Menghitung nilai absolut dari S_k^{**}
10. Menentukan nilai S_k^{**} maksimal
11. Menentukan S_k^{**} minimal
12. Menghitung nilai Q/\sqrt{n}
13. Menghitung nilai R/\sqrt{n}

Dengan melihat data statistik di atas, maka dapat dicari nilai Q/\sqrt{n} dan R/\sqrt{n} . Hasil yang didapat dibandingkan dengan nilai Q/\sqrt{n} dan R/\sqrt{n} tabel, syarat analisis diterima (masih dalam batasan konsisten) jika nilai Q/\sqrt{n} dan R/\sqrt{n} hitung lebih kecil dari nilai Q/\sqrt{n} dan R/\sqrt{n} tabel.

Tabel 2.5 Nilai Q/\sqrt{n} dan R/\sqrt{n}

n	Q/\sqrt{n}			R/\sqrt{n}		
	90	95	99	90	95	99
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,10	1,22	1,42	1,34	1,43	1,60
30	1,12	1,24	1,46	1,40	1,50	1,70
40	1,13	1,26	1,50	1,42	1,53	1,74
50	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,50	1,62	1,86
	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2,00

Sumber: Harto (1993:60)

2.3.1.2 Uji Abnormalitas Data Hujan

Keberadaan data *outlier* biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi suatu sampel data, sehingga data *outlier* perlu dihapus dari data yang digunakan untuk analisis. Pengujian metode ini menetapkan ambang bawah X_L dan ambang atas X_H sebagai berikut: (Anonim, 2009a:31)

$$X_H = \exp. (X_{\text{rerata}} + K_n \cdot S) \quad (2-13)$$

$$X_L = \exp. (X_{\text{rerata}} - K_n \cdot S) \quad (2-14)$$

dengan:

X_H = nilai ambang atas

X_L = nilai ambang bawah

X_{rerata} = nilai rata-rata dari logaritma sampel data

S = simpangan baku dari logaritma terhadap data

K_n = besaran yang tergantung pada jumlah sampel data (Tabel 2.6)

n = jumlah sampel data

Adapun langkah perhitungan sebagai berikut:

1. Data diurutkan dari besar ke kecil atau sebaliknya
2. Mencari harga $Log X$
3. Mencari harga rerata dari $Log X$
4. Mencari nilai standar deviasi dari $Log X$
5. Mencari nilai K_n (Tabel 2.6)
6. Menghitung nilai ambang atas (X_H)
7. Menghitung nilai ambang bawah (X_L)
8. Menghilangkan data yang tidak layak digunakan

Tabel 2.6 Nilai K_n dalam Pengujian *Outlier*

Jumlah Data	K_n						
10	2,036	24	2,467	38	2,661	60	2,837
11	2,088	25	2,468	39	2,671	65	2,866
12	2,134	26	2,502	40	2,682	70	2,893
13	2,175	27	2,519	41	2,692	75	2,917
14	2,213	28	2,534	42	2,7	80	2,94
15	2,247	29	2,549	43	2,71	85	2,961
16	2,279	30	2,563	44	2,719	90	2,981
17	2,309	31	2,577	45	2,727	95	3,000
18	2,335	32	2,591	46	2,736	100	3,017
19	2,361	33	2,604	47	2,744	110	3,049
20	2,385	34	2,616	48	2,753	120	3,078
21	2,408	35	2,628	49	2,76	130	3,104
22	2,429	36	2,639	50	2,768	140	3,129
23	2,448	37	2,650	55	2,804		

Sumber: Chow (1988:404)

2.3.2 Analisis Frekuensi

Metode perhitungan pendekatan yang lazim digunakan untuk mendapatkan hubungan antara intensitas hujan, frekuensi, dan waktu curah hujan adalah rumus empiris Normal, Log Normal, EJ. Gumbel, Pearson III dan atau Log Pearson III. (Anonim, 2009a:33)

Dalam studi ini dipakai metode Log Pearson III dengan pertimbangan bahwa cara ini lebih fleksibel dan dapat dipakai untuk semua data serta umum digunakan dalam perhitungan maupun analisis curah hujan rancangan di Indonesia.

Parameter-parameter statistik yang diperlukan oleh distribusi Log Pearson III adalah: (Soemarto, 1987:243)

- Harga rata-rata
- Standard deviasi
- Koefisien kepengcangan

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi Log Pearson Tipe III adalah:

1. Mengubah data debit banjir tahunan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\text{Log } X_1, \text{Log } X_2, \text{Log } X_3, \dots, \text{Log } X_n$.
2. Menghitung nilai rata-rata menggunakan persamaan:

$$\overline{\text{Log } x} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} \quad (2-15)$$

dengan:

n = jumlah data

3. Menghitung nilai standar deviasi dari $\text{Log } X$ menggunakan persamaan:

$$S. \text{Log } x = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})^2}{(n-1)}} \quad (2-16)$$

4. Menghitung nilai koefisien kepengcangan menggunakan persamaan:

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \quad (2-17)$$

5. Menghitung logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki menggunakan persamaan:

$$\text{Log } x = \overline{\text{Log } x} + K \cdot S \quad (2-18)$$

dengan:

$\text{Log } x$ = Logaritma curah hujan rancangan

$\overline{\text{Log } x}$ = Logaritma rerata curah hujan

K = Variabel standar untuk X yang besarnya tergantung koefisien kepengcangan C_s

s = Simpangan baku

Harga rata-rata K dapat dilihat dengan tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai C_s nya.

6. Mencari anti Log X untuk mendapatkan debit banjir dengan waktu balik yang dikehendaki.



Tabel 2.7 Nilai K Distribusi Log Pearson

Cs	Probabilitas Terjadi (%)												
	99	95	90	80	50	20	10	5	4	2	1	0,5	0,1
	Kala ulang												
	1,01010101	1,052631579	1,111111111	1,25	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
-3,0	-4,051	-2,003	-1,180	-0,420	0,396	0,636	0,660	0,665	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668
-2,9	-4,013	-2,007	-1,195	-0,440	0,390	0,651	0,681	0,688	0,689	0,689	0,690	0,690	0,691
-2,8	-3,973	-2,010	-1,210	-0,460	0,384	0,666	0,702	0,710	0,712	0,714	0,714	0,714	0,715
-2,7	-3,932	-2,012	-1,224	-0,479	0,376	0,681	0,724	0,736	0,738	0,740	0,740	0,741	0,743
-2,6	-3,889	-2,013	-1,238	-0,499	0,368	0,696	0,747	0,761	0,764	0,768	0,769	0,769	0,771
-2,5	-3,845	-2,012	-1,250	-0,518	0,360	0,711	0,771	0,789	0,793	0,798	0,799	0,800	0,800
-2,4	-3,800	-2,011	-1,262	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,818	0,823	0,830	0,832	0,833	0,835
-2,3	-3,753	-2,009	-1,274	-0,555	0,341	0,739	0,819	0,849	0,855	0,864	0,867	0,869	0,872
-2,2	-3,705	-2,006	-1,284	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,881	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,1	-3,656	-2,001	-1,294	-0,592	0,319	0,765	0,869	0,914	0,923	0,939	0,946	0,949	0,953
-2,0	-3,605	-1,996	-1,302	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,948	0,959	0,980	0,990	0,995	1,000
-1,9	-3,553	-1,989	-1,310	-0,620	0,294	0,788	0,920	0,983	0,996	1,023	1,037	1,044	1,062
-1,8	-3,499	-1,981	-1,318	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,020	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-1,7	-3,444	-1,972	-1,324	-0,660	0,268	0,808	0,970	1,058	1,075	1,116	1,140	1,155	1,203
-1,6	-3,388	-1,962	-1,329	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,096	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,5	-3,330	-1,951	-1,333	-0,690	0,240	0,825	1,018	1,134	1,157	1,217	1,256	1,282	1,370
-1,4	-3,271	-1,938	-1,337	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,172	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,3	-3,211	-1,925	-1,339	-0,719	0,210	0,838	1,064	1,211	1,240	1,324	1,383	1,424	1,543
-1,2	-3,149	-1,910	-1,340	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,249	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,1	-3,087	-1,894	-1,341	-0,745	0,180	0,848	1,107	1,288	1,324	1,435	1,518	1,581	1,711
-1,0	-3,022	-1,877	-1,340	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,326	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-0,9	-2,957	-1,858	-1,339	-0,769	0,148	0,854	1,147	1,364	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-0,8	-2,891	-1,839	-1,336	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,401	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,7	-2,824	-1,819	-1,333	-0,790	0,116	0,857	1,183	1,404	1,448	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,6	-2,755	-1,797	-1,328	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,473	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,5	-2,686	-1,774	-1,323	-0,808	0,083	0,856	1,216	1,509	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,4	-2,615	-1,750	-1,317	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,544	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,3	-2,544	-1,726	-1,309	-0,824	0,050	0,853	1,245	1,577	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,2	-2,472	-1,700	-1,301	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,610	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,1	-2,400	-1,673	-1,292	-0,836	0,017	0,846	1,270	1,642	1,716	2,000	2,252	2,482	3,950
0,0	-2,326	-1,645	-1,282	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,673	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
0,1	-2,252	-1,616	-1,270	-0,846	-0,017	0,836	1,292	1,703	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,2	-2,178	-1,586	-1,258	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,732	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,3	-2,104	-1,555	-1,245	-0,853	-0,050	0,824	1,309	1,759	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,4	-2,029	-1,524	-1,231	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,786	1,880	2,261	2,515	2,949	3,670
0,5	-1,955	-1,491	-1,216	-0,856	-0,083	0,808	1,323	1,812	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,6	-1,880	-1,458	-1,200	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,837	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,7	-1,806	-1,423	-1,183	-0,857	-0,116	0,790	1,333	1,861	1,967	2,407	2,824	3,232	4,105
0,8	-1,733	-1,388	-1,166	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,884	1,993	2,453	2,891	3,312	4,250
0,9	-1,660	-1,353	-1,147	-0,854	-0,148	0,769	1,339	1,905	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
1,0	-1,588	-1,317	-1,128	-0,852	-0,164	0,758	1,340	1,926	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
1,1	-1,518	-1,280	-1,107	-0,848	-0,180	0,745	1,341	1,945	2,066	2,585	3,087	3,575	4,680
1,2	-1,449	-1,243	-1,086	-0,844	-0,195	0,732	1,340	1,963	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,3	-1,383	-1,206	-1,064	-0,838	-0,210	0,719	1,339	1,980	2,108	2,666	3,211	3,745	4,966
1,4	-1,318	-1,168	-1,041	-0,832	-0,225	0,705	1,337	1,996	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,5	-1,256	-1,131	-1,018	-0,825	-0,240	0,690	1,333	2,011	2,146	2,743	3,330	3,910	5,252
1,6	-1,197	-1,093	-0,994	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,024	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,7	-1,140	-1,056	-0,970	-0,808	-0,268	0,660	1,324	2,037	2,179	2,815	3,444	4,069	5,526
1,8	-1,087	-1,020	-0,945	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,047	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,9	-1,037	-0,984	-0,920	-0,788	-0,294	0,627	1,310	2,058	2,207	2,881	3,553	4,223	5,736
2,0	-0,990	-0,949	-0,895	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,066	2,219	2,912	3,605	4,398	5,910
2,1	-0,946	-0,914	-0,869	-0,765	-0,319	0,592	1,294	2,074	2,230	2,942	3,656	4,372	5,746
2,2	-0,905	-0,882	-0,844	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,081	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,3	-0,867	-0,850	-0,819	-0,739	-0,341	0,555	1,274	2,086	2,248	2,997	3,753	4,515	6,337
2,4	-0,832	-0,819	-0,795	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,090	2,256	3,023	3,800	4,584	6,469
2,5	-0,799	-0,790	-0,771	-0,711	-0,360	0,518	1,250	2,093	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,6	-0,769	-0,762	-0,747	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,096	2,267	3,071	3,889	4,718	6,735
2,7	-0,740	-0,736	-0,724	-0,681	-0,376	0,479	1,224	2,097	2,272	3,093	3,932	4,783	6,868
2,8	-0,714	-0,711	-0,702	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,098	2,275	3,114	3,973	4,847	6,999
2,9	-0,690	-0,688	-0,681	-0,651	-0,390	0,440	1,195	2,097	2,277	3,134	4,013	4,909	7,125
3,0	-0,667	-0,665	-0,660	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,095	2,278	3,152	4,015	4,970	7,250

Sumber: Soetopo (2011:80)



2.3.3 Uji Kesesuaian Distribusi

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. (Soewarno, 1995:193).

Pengujian parameter yang sering dipakai adalah Chi-Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov.

2.3.3.1 Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan Uji Chi-Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus: (Soewarno, 1995:194)

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2-19)$$

dengan:

X_h^2 = parameter Chi-Kuadrat hitung

G = jumlah sub kelompok

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

Nilai X_h^2 yang terhitung ini harus lebih kecil dari harga X_h^2 tabel, yang didapat dari Tabel 2.8.

Tahapan dalam uji ini adalah sebagai berikut:

- Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil atau sebaliknya.
- Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.
- Menjumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub grup
- Menjumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
- Untuk tiap-tiap sub grup hitung nilai : $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
- Menjumlah nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ pada seluruh G sub grup untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung (X_h^2).

- g. Menentukan derajat kebebasan

Derajat kebebasan ini secara umum dapat dihitung dengan:

$$dk = k - (P + 1) \quad (2-20)$$

dengan:

dk = derajat kebebasan

k = banyaknya kelas

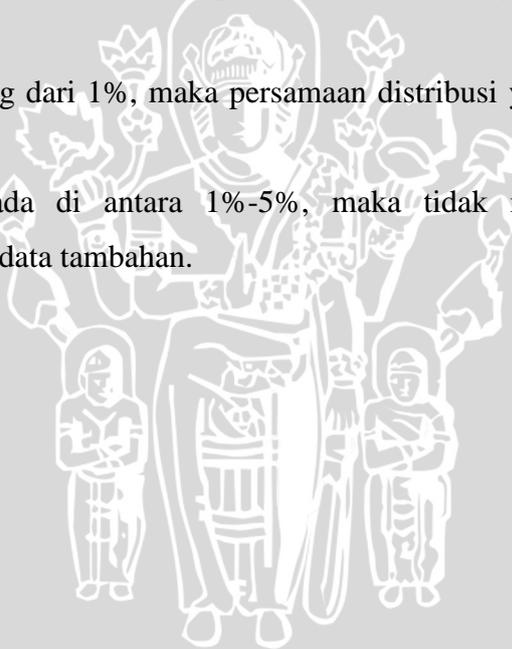
P = banyaknya keterikatan atau sama dengan banyaknya parameter

- h. Harga X_h^2 dibandingkan dengan harga X^2 dari tabel Chi-Kuadrat dengan dk dan jumlah data (n) tertentu. Apabila $X_h^2 < X^2$ maka hipotesa distribusi dapat diterima.

Parameter X_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai X_h^2 sama atau lebih besar dari nilai Chi-Kuadrat sebenarnya (X^2) dapat dilihat pada tabel.

Interpretasi hasil uji adalah sebagai berikut:

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang kurang dari 1%, maka persamaan distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada di antara 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu data tambahan.



Tabel 2.8 Nilai Kritis untuk Distribusi *Chi-Square* (X^2)

dk	α (derajat kepercayaan)							
	$t_{0,995}$	$t_{0,99}$	$t_{0,975}$	$t_{0,95}$	$t_{0,05}$	$t_{0,025}$	$t_{0,01}$	$t_{0,005}$
1	0,039	0,016	0,098	0,393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,100	0,201	0,506	0,103	5,991	0,738	9,210	10,597
3	0,717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,958
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber: Montarcih (2009:77)

2.3.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kesesuaian Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut: (Soewarno, 1995:198)

1. Mengurutkan data yang ada dari kecil ke besar.
2. Menghitung besarnya probabilitas untuk lebih kecil dari data yang ada (P_t).

Apabila diketahui P_r (probabilitas terjadi), maka:

$$P_t = 100\% - P_r \quad (2-21)$$

3. Menghitung besarnya peluang data yang ada dengan menggunakan metode Weibull, maka digunakan persamaan:

$$P_w = \frac{m}{n+1} \times 100\% \quad (2-22)$$

4. Menghitung selisih nilai D yang dinyatakan dengan persamaan:

$$D = \max \frac{|P_t - P_w|}{100} \quad (2-23)$$

Apabila besarnya nilai D yang diperoleh lebih kecil dari D_0 (dari Tabel 2.9) maka hipotesa yang dilakukan diterima (memenuhi syarat distribusi yang diuji), jika nilai D yang diperoleh lebih besar dari D_0 maka hipotesa yang dilakukan tidak diterima (tidak memenuhi syarat distribusi yang diuji).

Tabel 2.9 Nilai Kritis D_0 Smirnov-Kolmogorov

Ukuran Sampel (n)	Level of Significance α (persen)				
	20	15	10	5	1
1	0,900	0,925	0,950	0,975	0,995
2	0,684	0,726	0,776	0,842	0,929
3	0,565	0,597	0,642	0,708	0,829
4	0,494	0,525	0,564	0,624	0,734
5	0,446	0,474	0,510	0,563	0,669
6	0,410	0,436	0,470	0,521	0,618
7	0,381	0,405	0,438	0,486	0,577
8	0,358	0,381	0,411	0,457	0,543
9	0,339	0,360	0,388	0,432	0,514
10	0,322	0,342	0,368	0,409	0,486
11	0,307	0,326	0,352	0,391	0,468
12	0,295	0,313	0,338	0,375	0,450
13	0,284	0,302	0,325	0,361	0,433
14	0,274	0,292	0,314	0,349	0,418
15	0,266	0,283	0,304	0,338	0,404
16	0,258	0,274	0,295	0,328	0,391
17	0,250	0,266	0,286	0,318	0,380
18	0,244	0,259	0,278	0,309	0,370
19	0,237	0,252	0,272	0,301	0,361
20	0,231	0,246	0,264	0,294	0,352
Rumus	<u>1,07</u>	<u>1,14</u>	<u>1,22</u>	<u>1,36</u>	<u>1,63</u>
Asimtotik	\sqrt{n}	\sqrt{n}	\sqrt{n}	\sqrt{n}	\sqrt{n}

Sumber: Montarcih (2009:73)

2.3.4 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) adalah perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Besarnya koefisien pengaliran tergantung pada daerah pengaliran dan karakteristik hujan pada suatu daerah yang meliputi: keadaan hujan, luas dan bentuk daerah pengaliran, kemiringan daerah pengaliran, daya infiltrasi dan perkolasi tanah, kebasahan tanah, suhu, udara, angin, evaporasi, dan tata guna lahan.

Tabel 2.10 Harga Koefisien Limpasan (oleh Dr. Mononobe) (koefisien pengaliran)

Kondisi daerah pengaliran dan sungai	Nilai C
Daerah pegunungan yang curam	0,75 - 0,90
Daerah pegunungan tersier	0,70 - 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 - 0,75
Tanah dataran yang ditanami	0,45 - 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 - 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 - 0,85
Sungai kecil di daratan	0,45 - 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran	0,50 - 0,75

Sumber: Sosrodarsono (1989:145)

2.3.5 Distribusi Hujan

Untuk menentukan debit banjir rencana (*design flood*), perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan. Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu di mana air tersebut berkonsentrasi. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau.

Untuk menghitung intensitas curah hujan dapat digunakan beberapa metode antara lain yaitu:

1. Menurut Dr. Mononobe (1975)
2. Menurut Sherman
3. Menurut Talbot
4. Menurut Ishiguro

Dari keempat metode tersebut pada perencanaan hidrolis PLTMH Muwun digunakan metode Dr. Mononobe karena $t > 24$ jam dan memperhitungkan curah hujan maksimum selama 24 jam. Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$I = \frac{R_{24}}{24} * \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \quad (2-24)$$

di mana:

I_t = intensitas curah hujan untuk lama hujan t (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (jam)

R_{24} = curah hujan maksimum selama 24 jam (mm)

m = konstanta (2/3)

2.3.6 Analisis Debit Banjir

Tujuan analisis debit banjir adalah untuk memperoleh debit puncak yang akan digunakan sebagai parameter desain rencana bangunan utama berupa bendung atau cembung dan penempatan bangunan pembangkit. (Anonim, 2009a:36)

2.3.6.1 Aliran Dasar

Hitungan infiltrasi dengan analisis hidrograf merupakan upaya pendekatan untuk memperoleh besaran infiltrasi rata-rata selama terjadi hujan. (Harto, 1993:99)

Dalam analisis, dengan memperhatikan perilaku masing-masing komponen tersebut, pada umumnya aliran tersebut dipisahkan menjadi dua bagian, yaitu aliran permukaan dan aliran dasar. Aliran dasar dianggap merupakan bagian aliran sungai yang ditimbulkan oleh infiltrasi, sehingga volume aliran dasar tersebut dianggap sama dengan jumlah air yang terinfiltrasi. (Harto, 1993:100)

Oleh karenanya, aliran dasar dapat didekati sebagai fungsi luas daerah tangkapan air dan kerapatan jaringan sungai yang dirumuskan sebagai berikut: (Anonim, 2009a:40)

$$Q_B = 0,4751 \times A^{0,6444} \times D^{0,9430} \quad (2-25)$$

$$D = L_N / A \quad (2-26)$$

dengan:

Q_B = aliran dasar ($m^3/detik$)

A = luas DAS (km^2)

D = kerapatan jaringan kuras, jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas

L_N = panjang sungai semua tingkat (km)

2.3.6.2 Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu

Hidrograf Satuan Sintetis merupakan suatu cara untuk memperkirakan penggunaan konsep hidrograf satuan dalam suatu perencanaan yang tidak tersedia pengukuran-pengukuran langsung mengenai hidrograf banjir. (Montarcih, 2009:86)

$$Q_p = \frac{1}{36} \left(\frac{A \times R_o}{3,6 (0,3 T_p + T_{0,3})} \right) \quad (2-27)$$

dengan:

Q_p = Q_{maks} , merupakan debit puncak banjir (m^3/dt)

A = luas DAS (sampai ke *outlet*) (km^2)

R_o = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

Bagian lengkung naik hidrograf satuan mempunyai persamaan:

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (2-28)$$

dengan:

Q_a = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/dt)

t = waktu (jam)

Parameter-parameter perhitungan yang diperlukan adalah sebagai berikut:

1. Karakteristik DAS, meliputi:

- Luas daerah aliran sungai (A)
- Panjang sungai utama (L)
- Koefisien karakteristik fisik DAS (α)
 - $\alpha = 2$ \longrightarrow pada daerah pengaliran biasa
 - $\alpha = 1,5$ \longrightarrow pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat
 - $\alpha = 3$ \longrightarrow pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat
- Hujan netto satuan (R_e)

2. Parameter-parameter hidrograf

- Waktu konsentrasi (T_g)

dengan $L > 15$ km, maka $T_g = 0,4 \times 0,058 L$

$$T_g = 0,4 \times 0,058 L \quad (2-29)$$

dengan $L < 15$ km, maka $T_g = 0,21 \times L^{0,70}$

$$T_g = 0,21 \times L^{0,70} \quad (2-30)$$

- Satuan waktu hujan (T_r)

$$T_r = 0,75 T_g \quad (2-31)$$

- Tenggang waktu (T_p)

$$T_p = T_g + 0,80 T_r \quad (2-32)$$

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

$$T_{0,30} = \alpha \times T_g \quad (2-33)$$

3. Durasi waktu yang diperlukan

- Waktu lengkung naik ($0 \leq t \leq T_p$)

Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah:

$$Q_t = Q_p \times \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (2-34)$$

- Waktu lengkung turun 1 ($T_p \leq t \leq T_p + T_{0,3}$)

Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah:

$$Q_t = Q_p \times 0,30 \left(\frac{t - T_p}{T_{0,30}} \right) \quad (2-35)$$

- Waktu lengkung turun 2 ($T_p + T_{0,3} \leq t \leq T_p + 1,5 T_{0,3}$)

Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah:

$$Q_t = Q_p \times 0,30 \left(\frac{t - T_p + 0,50 T_{0,30}}{1,50 T_{0,30}} \right) \quad (2-36)$$

- Waktu lengkung turun 3 ($t \geq T_p + 1,5 T_{0,3}$)

Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah:

$$Q_t = Q_p \times 0,30 \left(\frac{t - T_p + 1,50 T_{0,30}}{2 T_{0,30}} \right) \quad (2-37)$$

2.3.7 Debit Andalan

Jika pada suatu DAS tidak ada pengukuran data debit, maka bisa dipakai beberapa metode untuk mengestimasi data debit. (Montarcih, 2009: 165)

Besarnya debit andalan yang diambil untuk menyelesaikan optimum penggunaan air di beberapa macam pekerjaan di bidang pengairan adalah sebagai berikut:

Tabel 2.11 Prosentase Debit dan Jenis Perencanaan

No	Jenis Perencanaan	Prosentase Debit
1	Penyediaan Air Minum	99%
2	Penyediaan Air Industri	95-98%
3	Penyediaan Air Irigasi	
	a. Daerah beriklim setengah lembab	70-85%
	b. Daerah beriklim kering	80-95%
4	Pembangkit Listrik Tenaga Air	85-90%

Sumber: Soemarto, 1986:214

2.3.7.1 Metode F. J. Mock

Secara umum analisis debit berdasarkan data curah hujan yang sering dilakukan di Indonesia adalah menggunakan metode empiris dari Dr. F.J. Mock (1973). Prinsip metode Mock menyatakan bahwa hujan yang jatuh pada daerah tangkapan air, sebagian akan hilang akibat evapotranspirasi, sebagian akan langsung menjadi *direct runoff*, dan sebagian lagi akan masuk ke dalam tanah atau terjadi infiltrasi. Infiltrasi ini mula-mula akan menjenuhkan permukaan tanah, kemudian terjadi perkolasi ke air tanah dan akan keluar sebagai *base flow*. (Anonim, 2009a:15)

Persamaan untuk menghitung aliran permukaan terdiri dari:

- Evapotranspirasi Terbatas (E_t)

$$E_t = E_{t0} - E \quad (2-38)$$

$$E = E_{t0} \cdot (m/20) \cdot (18-h) \quad (2-39)$$

- Keseimbangan Air

$$\Delta s = P - E_t \quad (2-40)$$

Aliran Permukaan

Jika: $\Delta s \geq E_t$ maka aliran permukaan = 0

$$\Delta s \leq E_t \text{ maka aliran permukaan} = PF \times P \quad (2-41)$$

Kandungan Air Tanah

Jika: $SS = 0$ maka kapasitas kelembaban air tanah (SMC)

$$SS \neq 0 \text{ maka kapasitas kelembaban air tanah} = SS \quad (2-42)$$

$$WS = \Delta s - SS \quad (2-43)$$

- Aliran dan Simpanan Air Tanah

$$I = i \cdot WS \quad (2-44)$$

$$V_n = [0,5 (1+k) \times I] + [k \times V_{(n-1)}] \quad (2-45)$$

$$\Delta V_n = V_n - V_{(n-1)} \quad (2-46)$$

$$BF = I - \Delta V_n \quad (2-47)$$

$$DR = WS + \text{Aliran Permukaan} - I \quad (2-48)$$

$$T_{Ro} = BF + DR \quad (2-49)$$

- Debit Aliran Sungai

$$Q = \frac{A \cdot T_{Ro}}{10 \text{ hari (detik)}} \quad (2-50)$$

dengan:

E_t = evapotranspirasi terbatas (mm)

E_{t0} = evapotranspirasi potensial (mm)

- E = perbedaan antara evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas (mm)
 d = jumlah hari kering/tidak hujan (hari)
 h = jumlah hari hujan (hari)
 Δs = keseimbangan air di permukaan tanah (mm)
 P = hujan (mm)
 PF = faktor aliran hujan lebat (%)
 SS = kandungan air tanah (mm)
 SMC = kelembaban tanah, diambil antara 50-250 mm (mm)
 WS = kelebihan air (mm)
 I = infiltrasi (mm)
 i = koefisien infiltrasi (diambil 0,2-0,5)
 k = faktor resesi aliran air tanah (diambil 0,4-0,47)
 V_n = perubahan volume air tanah bulan ke-n
 $V_{(n-1)}$ = volume air tanah bulan bulan ke (n-1)
 ΔV_n = perubahan volume (mm)
 BF = aliran air tanah (mm)
 DR = aliran langsung (mm)
 T_{Ro} = total limpasan (*runoff*)
 Q = debit aliran permukaan (m^3/dt)
 A = luas DAS (km^2)

2.3.7.2 Kurva Durasi Aliran (*Flow Duration Curve*)

Debit perkiraan dan probabilitas digambarkan dalam *flow duration curve* yang menggambarkan probabilitas atau persentase ketersediaan air pada sumbu ordinat dan besar debit andalan pada suatu sumbu aksis. Debit andalan didapatkan dari *flow duration curve* untuk persentase keandalan yang diperlukan. (Anonim, 2009a:21)

Tabel 2.12 *Hydrologic Condition Classes*

Flow Duration Interval	Hydrologic Condition Class
0 - 10%	<i>High flows</i>
10 - 40%	<i>Moist Conditions</i>
40 - 60%	<i>Mid-Range Conditions</i>
60 - 90%	<i>Dry Conditions</i>
90 - 100%	<i>Low Flows</i>

Sumber: Anonim, 2007:23

Untuk mengetahui besarnya aliran yang mengalir pada sungai dalam satu tahun, maka kurva durasi aliran (FDC) dibuat dengan mengurutkan data debit rerata 10 harian dari terbesar hingga terkecil dan setiap data debit diberikan probabilitas yang dihitung menggunakan persamaan Weibull.

$$\overline{Q_{10 \text{ harian}}} = \frac{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n}{n} \quad (2-51)$$

$$P_w = \frac{m}{n+1} \times 100\% \quad (2-52)$$

dengan:

$\overline{Q_{10 \text{ harian}}}$ = debit rerata dalam 1 periode (m^3/detik)

P_w = nilai probabilitas

m = data ke-

n = jumlah data

2.4 Analisis Hidrolika

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*).

2.4.1 Bangunan Pengatur Tinggi Muka Air (Bendung)

Bendung pada PLTMH bertujuan untuk menaikkan dan mengontrol tinggi air dalam sungai secara signifikan sehingga elevasi muka air cukup untuk dialihkan ke dalam *intake* pembangkit mikro hidro. (Anonim, 2009b:6)

2.4.1.1 Pemilihan Lokasi Bendung

Lokasi bendung dipilih atas pertimbangan beberapa aspek, yaitu:

1. Dari kondisi topografi harus mempertimbangkan beberapa hal, antara lain:

- Ketinggian bendung tidak terlalu tinggi
- *Trace* saluran induk terletak di tempat yang baik.
- Penempatan lokasi *intake* yang tepat dilihat dari segi hidraulik dan angkutan sedimen.

2. Dari kondisi hidraulik dan morfologi sungai, termasuk angkutan sedimennya adalah faktor yang harus dipertimbangkan pula dalam pemilihan lokasi bendung yang meliputi:

- Pola aliran sungai, kecepatan, dan arahnya pada waktu debit banjir, sedang, dan kecil.
 - Kedalaman dan lebar muka air pada waktu debit banjir, sedang, dan kecil.
 - Tinggi muka air dan debit banjir rencana.
 - Potensi dan distribusi angkutan sedimen.
3. Kondisi tanah pondasi harus cukup baik sehingga bangunan akan stabil.
 4. Biaya pelaksanaan harus mempertimbangkan cara pelaksanaannya, peralatan, dan tenaga.
 5. Faktor-faktor lain yang harus dipertimbangkan dalam memilih lokasi bendung yaitu penggunaan lahan di sekitar bendung.

2.4.1.2 Lebar Mercu

Lebar mercu bendung atau disebut pula lebar bentang bendung yang merupakan jarak antara dua tembok pangkal bendung (*abutment*), termasuk lebar bangunan pembilas dan pilar-pilarnya. Ini disebut lebar mercu bruto.

Berkaitan hal-hal di atas, lebar mercu dapat diperkirakan sama dengan lebar rata-rata sungai stabil atau pada debit penuh alur (*bank full discharge*). Umumnya diambil sebesar 1,2 kali lebar sungai rata-rata, pada ruas sungai yang telah stabil.

Lebar efektif mercu (B_e) dihubungkan dengan lebar mercu yang sebenarnya (B), yakni jarak antara pangkal-pangkal bendung dan/atau tiang pancang, dengan persamaan berikut: (Anonim, 1986a:49):

$$B_e = B - 2(n \cdot K_p + K_a) H_1 \quad (2-53)$$

$$B = b - p - \sum t \quad (2-54)$$

dengan:

B_e = lebar mercu efektif dalam meter

B = lebar mercu bruto dalam meter

n = jumlah pilar

b = lebar bendung (lebar sungai) (m)

p = lebar pintu penguras (m)

$\sum t$ = jumlah lebar pilar

K_p = koefisien kontraksi pilar

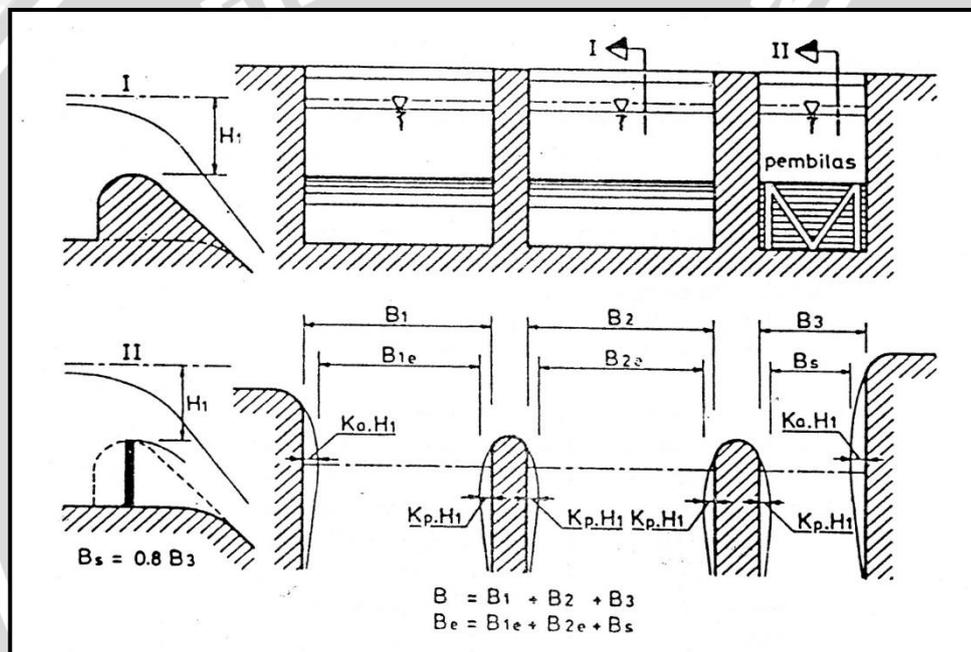
K_a = koefisien kontraksi pangkal bendung

H_1 = tinggi energi (m)

Tabel 2.13 Harga-harga Koefisien K_a dan K_p

Bentuk Pilar	K_p
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0,00
Bentuk Pangkal Tembok	K_a
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,2
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada $^\circ$ ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,1
Untuk pangkal tembok bulat di mana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 450 ke arah aliran	0,0

Sumber: Anonim, 1986a:50



Gambar 2.1 Lebar efektif mercu.

Sumber: Anonim, 1986a:49

2.4.1.3 Tinggi Muka Air di Atas Mercu

Tinggi muka air di atas mercu bendung dapat dihitung dengan persamaan tinggi energi-debit, untuk ambang bulat dan pengontrol segi empat yaitu:

$$Q_d = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2/3 \cdot g} \cdot B_e \cdot H_1^{1,5} \quad (2-55)$$

dengan:

Q_d = debit desain (m^3 /detik), debit yang digunakan adalah debit banjir rancangan (Q_{50th})

C_d = koefisien debit menurut Iwasaki untuk *type* standar dan dinding hulu ambang tegak.

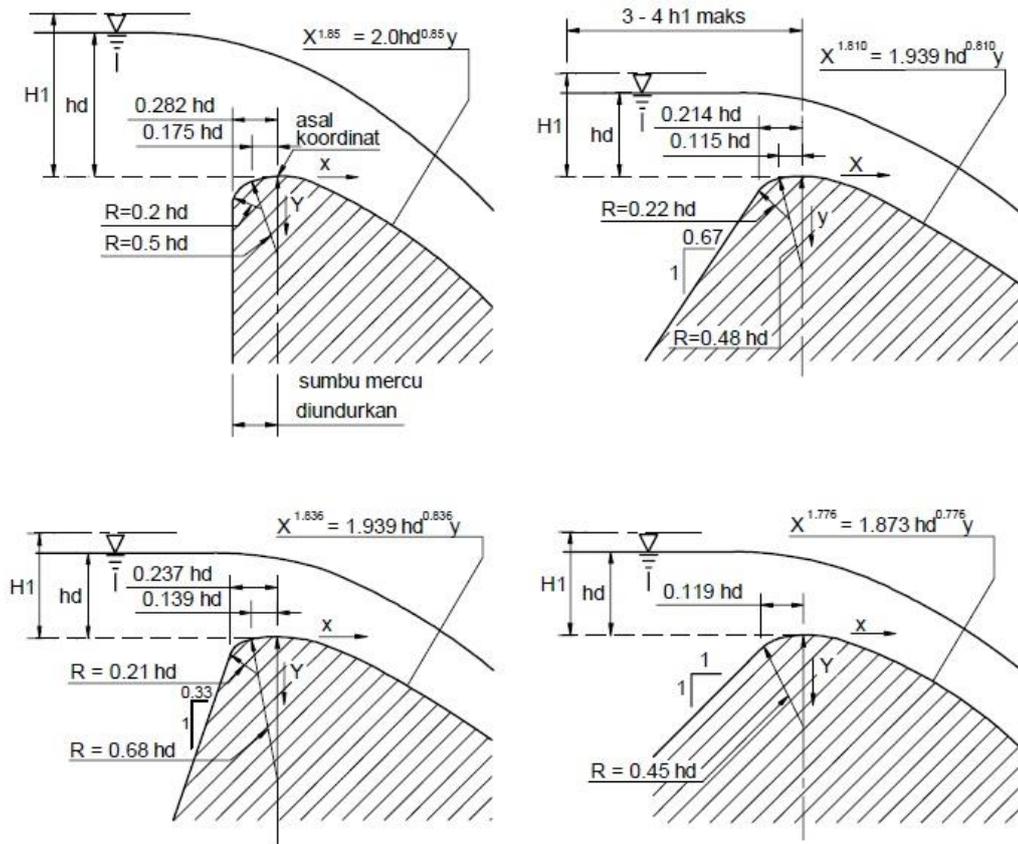
$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_1}{P} \right)^{0,99} \quad (2-56)$$

dengan:

g = percepatan gravitasi bumi (m/detik²)

Be = panjang mercu efektif (m)

H_1 = tinggi energi di atas mercu (m)

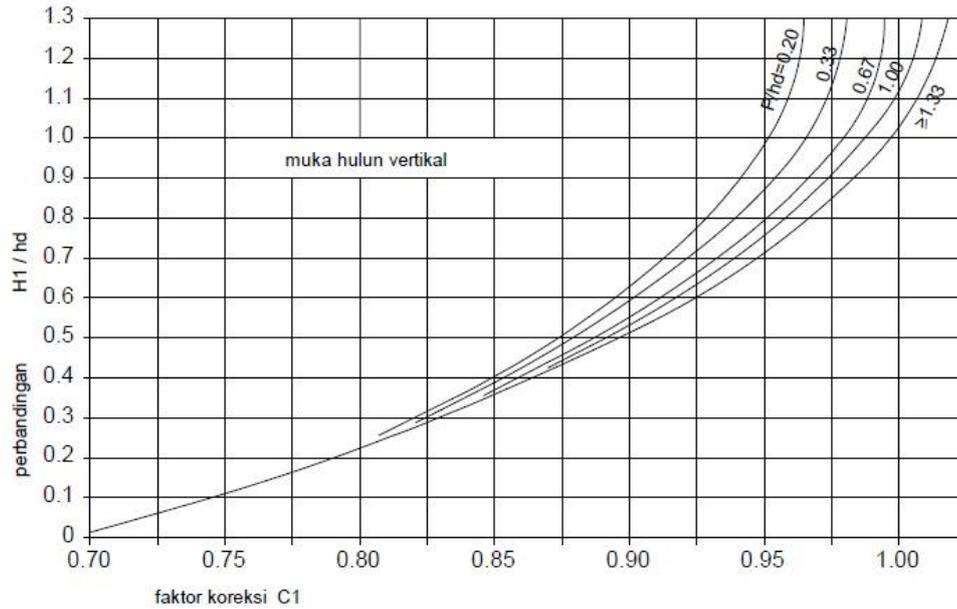


Gambar 2.2 Bentuk-bentuk bendung mercu Ogee.

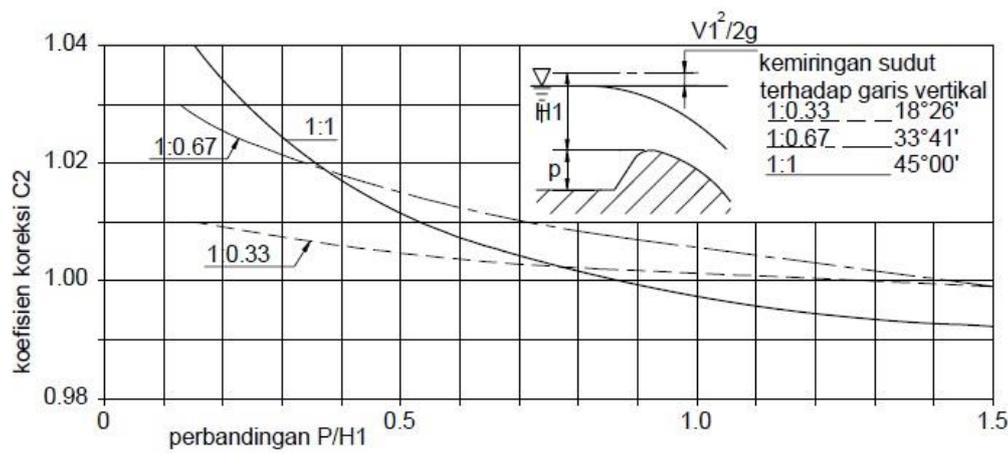
Sumber: Anonim, 1986a:57

Koefisien debit C_d adalah hasil C_0 , C_1 , dan C_2 ($C_d = C_0 C_1 C_2$)

- C_0 adalah konstanta (1,30)
- C_1 adalah fungsi p/hd dan H_1/hd , lihat pada Gambar 2.3
- C_2 adalah faktor koreksi untuk permukaan hulu, lihat pada Gambar 2.4



Gambar 2.3 Faktor koreksi untuk selain tinggi energi rencana bendung mercu Ogee. Sumber: Anonim, 1986a:58



Gambar 2.4 Harga-harga koefisien C₂ untuk bendung mercu tipe Ogee dengan muka hulu melengkung.

Sumber: Anonim, 1986a:54

2.4.1.4 Kolam Loncat Air

Awal loncatan dapat ditemukan dari: (Anonim 1986a:67)

$$V_1 = \sqrt{2g\left(\frac{1}{2}H_1 + z\right)} \quad (2-57)$$

Debit per satuan lebar:

$$q = \frac{Q}{Be} \quad (2-58)$$

Kedalaman air di awal loncatan air:

$$Y_u = \frac{q}{V_1} \quad (2-59)$$

Kedalaman konjugasi dalam loncat air adalah:

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gY_u}} \quad (2-60)$$

$$Y_2 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) Y_u \quad (2-61)$$

dengan:

V_1 = kecepatan awal loncatan (m/detik)

g = Percepatan gravitasi 9,81 (m/dt²)

H_1 = tinggi energi di atas ambang (m)

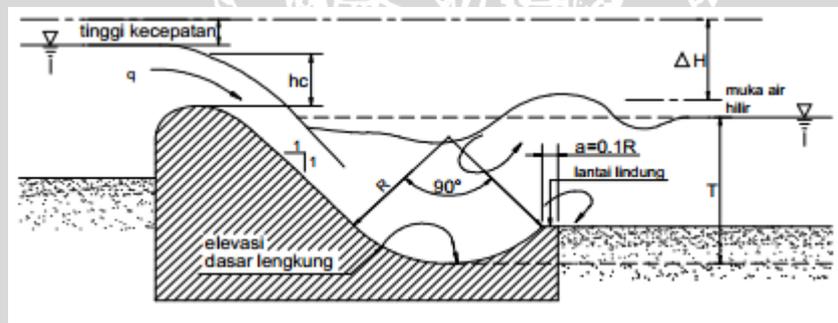
z = tinggi jatuh (m)

Y_2 = kedalaman air di atas ambang ujung (m)

Y_u = kedalaman air di awal loncatan air (m)

Fr = bilangan *Froude*

Jika kedalaman konjugasi hilir dari loncat air terlalu tinggi dibanding kedalaman air normal, maka dapat dipakai peredam energi yang relatif pendek tetapi dalam. Dimensi-dimensi umum sebuah bak yang berjari-jari besar diperlihatkan pada gambar berikut:



Gambar 2.5 Peredam energi tipe bak tenggelam.

Sumber: Anonim, 1986a:72

Kolam olak tipe bak tenggelam telah digunakan sejak lama dengan sangat berhasil pada bendung-bendung rendah dan untuk bilangan-bilangan Froude rendah. Parameter-parameter dasar untuk perencanaan tipe bak tenggelam sebagaimana diberikan oleh USBR (Peterka, 1974) sulit untuk diterapkan bagi perencanaan bendung dengan tinggi energi rendah. Oleh sebab itu, parameter-parameter dasar ini sebagai jari-jari bak, tinggi energi, dan kedalaman air telah dirombak kembali menjadi parameter-parameter tanpa dimensi dengan cara membaginya dengan kedalaman kritis. (Anonim, 1986a:73)

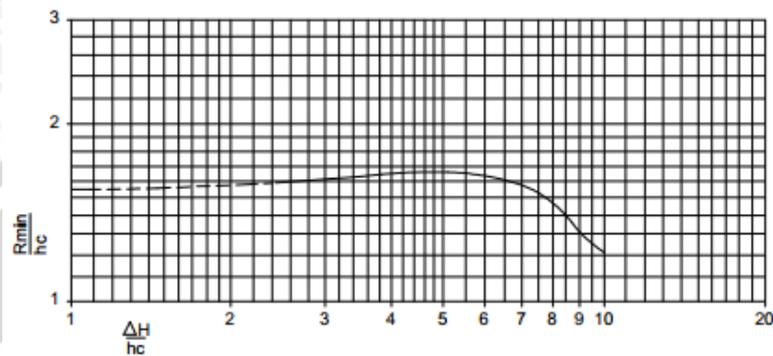
$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2-62)$$

dengan:

h_c = kedalaman air kritis (m)

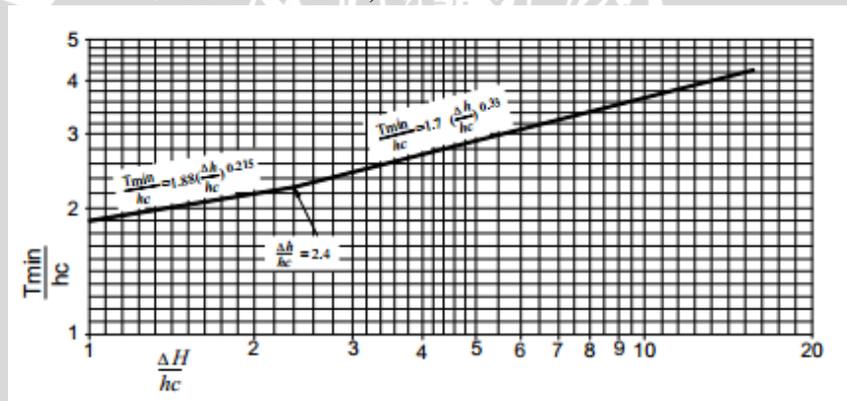
q = debit per lebar satuan (m^3/dtm)

g = percepatan gravitasi (m/detik) = 9,81



Gambar 2.6 Jari-jari minimum bak.

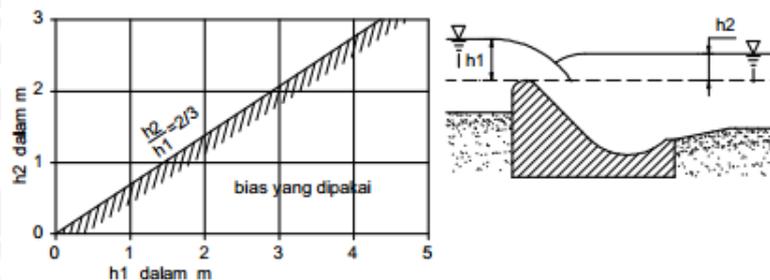
Sumber: Anonim, 1986a:73



Gambar 2.7 Batas minimum tinggi air hilir.

Sumber: Anonim, 1986a:74

Dari penyelidikan model terhadap bak tetap, disimpulkan bahwa pengaruh kedalaman tinggi air hilir terhadap bekerjanya bak sebagai peredam energi, ditentukan oleh perbandingan h_2/h_1 . Jika h_2/h_1 lebih tinggi dari $2/3$, maka aliran akan menyelam ke dalam bak dan tidak ada efek peredaman yang bisa diharapkan. (Anonim, 1986a:74)



Gambar 2.8 Batas maksimum tinggi air hilir.

Sumber: Anonim, 1986a:74

2.4.2 Bangunan Pengambilan (*Intake*)

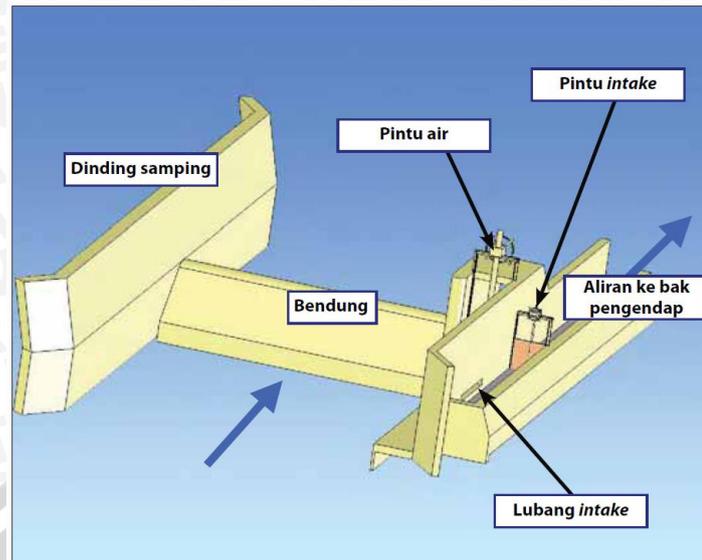
Konstruksi *intake* bertujuan mengambil air dari sungai atau kolam untuk dialirkan ke saluran, bak penampungan dan pipa pesat. (Anonim, 2009b:9)

Fungsi utama dan prinsip rancangan dari *intake*:

- *Intake* harus mampu mengalihkan air sungai ke dalam saluran pembawa pada debit tertentu setiap saat.
- Lokasi *intake* sebaiknya di sisi luar belokan sungai untuk meminimalisasi pengendapan di saluran pembawa.
- Usaha pencegahan perlu dilakukan untuk memisahkan sampah terapung (dengan saringan kasar atau lubang *intake* bawah muka air) dan kerikil (ambang di dasar), dari air yang masuk ke saluran pembawa.
- Pintu air harus diletakkan sedekat mungkin dengan lubang *intake* agar memudahkan penggelontoran endapan yang ada di depan lubang *intake*.

Selain itu, dalam mendesain dimensi *intake*, hal-hal yang harus dipertimbangkan antara lain: (Anonim 2009d: 5-9)

1. Dimensi *intake* harus didesain agar kecepatan aliran yang masuk antara 0,5 m/detik – 0,10 m/detik. Jika kecepatan terlalu lambat, maka dimensi yang dibutuhkan semakin besar, sedangkan bila terlalu cepat maka aliran masuk menjadi tidak stabil dan mengakibatkan *head loss* yang besar.
2. Dinding saluran *intake* harus didesain dengan tinggi jagaan 10-20 cm dari tinggi muka. Hal ini bertujuan untuk membuat debit air stabil.
3. Tinggi dan luas dari *intake* harus berdimensi seminimal mungkin.



Gambar 2.9 Bendung dan intake.

Sumber: Jorde (2009:45)

2.4.2.1 Pintu Sorong (Sluice Gate)

Pintu sorong digunakan untuk membuka, mengatur, dan menutup aliran air di saluran baik yang terbuka maupun tertutup. Pintu sorong bentuknya sangat sederhana, untuk membuka daun pintu dilakukan dengan menggeser ke atas sedang untuk menutupnya dengan menggeser ke bawah. Banyak digunakan untuk bangunan pengambilan dengan debit air kecil.

Dipakai dengan tinggi maksimum sampai 3 meter dan lebar tidak lebih dari 3 meter. Pintu tipe ini hanya digunakan untuk bukaan kecil. Agar mampu mengatasi tinggi muka air yang berubah-ubah di sungai, pengambilan harus direncanakan sebagai pintu aliran bawah. Rumus debit yang dapat dipakai adalah: (Anonim, 1986a:110)

$$Q = K \cdot \mu \cdot a \cdot B \sqrt{2 g h_1} \quad (2-63)$$

di mana:

Q = debit (m^3/dt)

K = faktor untuk aliran tenggelam

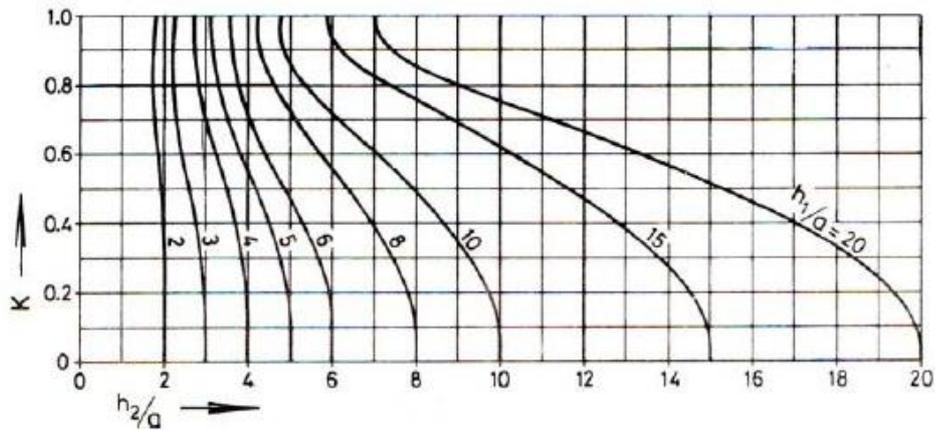
μ = koefisien bukaan debit (Gambar 2.11)

a = bukaan pintu (m)

B = lebar pintu (m)

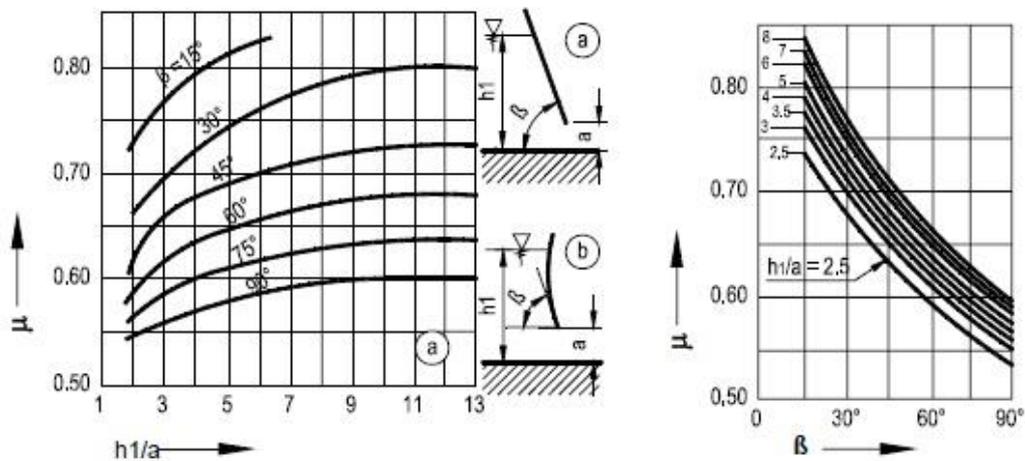
g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

h_1 = kedalaman air di depan pintu di atas ambang (m)



Gambar 2.10 Koefisien K untuk debit tenggelam.

Sumber: Anonim, 1986c:57



Gambar 2.11 Koefisien debit μ untuk permukaan pintu datar atau lengkung.

Sumber: Anonim, 1986c:57

2.4.3 Bak Pengendap (*Settling Basin*)

Bak pengendap merupakan pembesaran potongan melintang saluran sampai panjang tertentu untuk mengurangi kecepatan aliran dan memberi kesempatan pada sedimen untuk mengendap.

Setiap bagian bak pengendap memiliki fungsi berikut:

1. Bagian Penghubung

Bagian ini menghubungkan antara *intake* dengan bak pengendap, panjang saluran penghubung harus diminimalkan.

2. Bagian Transisi

Bagian ini mengatur aliran dari saluran penghubung untuk mencegah atau mengurangi terjadinya pusaran air, aliran turbulen, dan mengurangi kecepatan aliran pada bak penenang sehingga didapat kecepatan yang telah ditentukan.

3. Bagian Pengendapan

Bagian ini berfungsi untuk mengendapkan sedimen/ukuran butiran 0,5-1 mm. Panjang minimum (l) diperoleh dari hubungan antara kecepatan pengendapan (U), kecepatan aliran di bak pengendap (V) dan kedalaman air (h_s). Panjang bak pengendap (L_s) ditentukan dengan rumus berikut:

$$l \geq \frac{V}{U} \times h_s \quad (2-64)$$

$$L_s = 2 \times l \quad (2-65)$$

$$V = \frac{Q_d}{B \times h_s} \quad (2-66)$$

dengan:

l = panjang minimum bak pengendap (m)

V = kecepatan aliran pada bak pengendap (0,3-0,6 m/dt)

U = batas kecepatan pengendapan sedimen pada bak pengendap (biasanya sekitar 0,1 m/dt untuk ukuran butiran 0,5-1 mm)

h_s = tinggi muka air pada bak pengendap (m)

L_s = panjang bak pengendap (m)

Q_d = debit desain (m^3/dt)

B = lebar bak pengendap (m)

4. Penampung Sedimen

Bagian ini adalah daerah di mana sedimen diendapkan.

5. Pelimpah (*Spillway*)

Untuk mendesain dimensi *spillway* menggunakan persamaan berikut:

$$Q_d = C \times B_{sp} \times h_{sp}^{1,5} \quad (2-67)$$

$$h_{sp} = \left(\frac{Q_d}{C \times B_{sp}} \right)^{1/1,5} \quad (2-68)$$

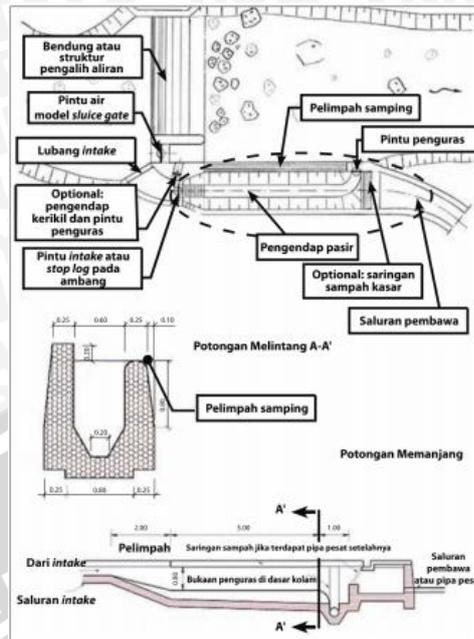
dengan:

Q_d = debit desain (m^3/dt)

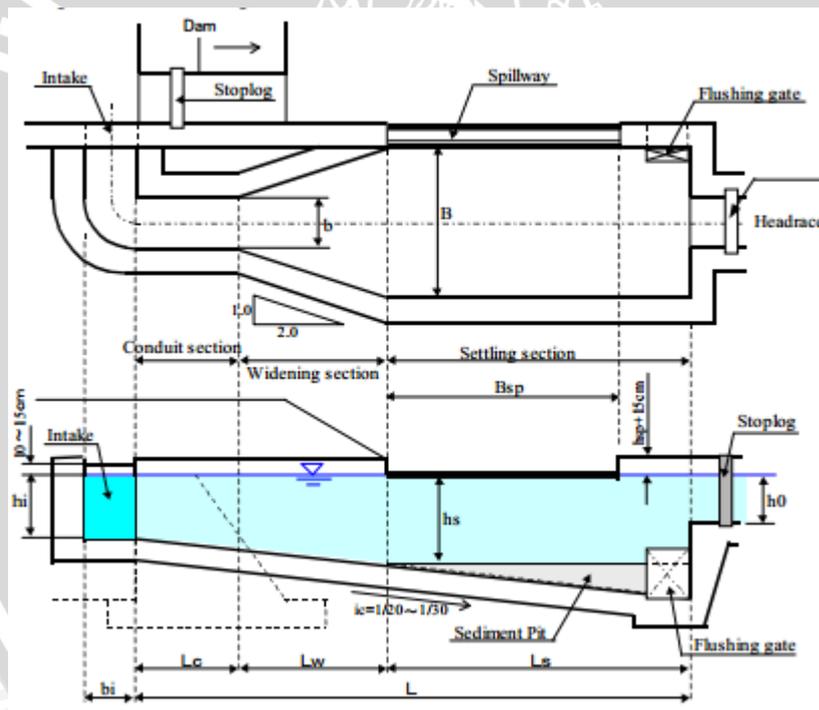
C = koefisien = 1,80

B_{sp} = lebar *spillway* (m)

h_{sp} = tinggi muka air di atas *spillway* (m)



Gambar 2.12 Rincian konstruksi dari bak pengendap.
 Sumber: Jorde (2009:53)



Gambar 2.13 Dimensi bak pengendap.
 Sumber: Anonim (2009d:5-14)

2.4.4 Saluran Pembawa Air

Bangunan saluran pembawa (*headrace channel*) adalah untuk mengalirkan air dari intake/*settling basin* ke bak penenang (*forebay*) dan untuk mempertahankan kestabilan debit air. (Anonim, 2009b:12)

2.4.4.1 Perhitungan Kecepatan

Debit yang melalui suatu saluran dihitung sebagai berikut:

$$Q = V \times A \quad (2-69)$$

Kecepatan diperoleh dengan formula Manning – Strickler:

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (2-70)$$

dengan:

Q = debit (m^3/dt)

V = kecepatan rata-rata (m/dt)

R = jari-jari hidrolis (m)

S = kemiringan dasar saluran

n = koefisien kekasaran

Kecepatan minimum dari aliran ditetapkan pada saluran, sehingga lumpur yang terbawa aliran dapat ditinggal di dasar saluran. Beberapa kecepatan rata-rata untuk mencegah pendekatan adalah: (Dandekar, 1991:363)

$V > 0,3$ m/dt dalam kasus air asin

$V < 0,3-0,5$ mm/dt dalam kasus air yang membawa pasir bagus

2.4.4.2 Dimensi Saluran

Suatu saluran yang penampang melintangnya dibuat tidak berubah-ubah dan kemiringan dasarnya tetap, disebut saluran prismatic (*prismatic channel*). Bila sebaliknya, disebut saluran tak prismatic (*nonprismatic channel*). (Chow, 1997:18)

Unsur-unsur geometrik adalah sifat-sifat suatu penampang saluran yang dapat diuraikan seluruhnya berdasarkan geometri penampang dan kedalaman aliran. Definisi beberapa unsur geometrik dasar yang penting adalah sebagai berikut:

- Kedalaman aliran (h) adalah jarak vertikal titik terendah pada suatu penampang saluran sampai ke permukaan bebas.
- Taraf adalah elevasi atau jarak vertikal dari permukaan bebas di atas suatu bidang persamaan. Bila titik terendah dari penampang saluran dipilih sebagai bidang persamaan, taraf ini sama dengan kedalaman aliran.
- Lebar puncak (T) adalah lebar penampang saluran pada permukaan bebas.
- Luas basah (A) adalah luas penampang melintang aliran yang tegak lurus arah aliran.
- Keliling basah (P) adalah panjang garis perpotongan dari permukaan basah saluran dengan bidang penampang melintang yang tegak lurus arah aliran.

f. Jari-jari hidrolis (R) adalah rasio luas basah dengan keliling basah.

$$R = \frac{A}{p} \quad (2-71)$$

g. Kedalaman hidrolis (D) adalah rasio luas basah dengan lebar puncak.

$$D = \frac{A}{T} \quad (2-72)$$

h. Faktor penampang untuk perhitungan aliran seragam $AR^{2/3}$.

2.4.4.3 Kemiringan Dasar Saluran

Kemiringan dasar pada saluran pembawa harus dibuat selandai mungkin untuk mengurangi kehilangan energi (perbedaan tinggi muka air di *intake* dan *forebay*), tapi hal ini akan mengurangi kecepatan dan mengakibatkan dimensi yang lebih besar. Sebaliknya, *slope* yang cenderung curam akan menyebabkan kecepatan yang lebih tinggi dan dimensi yang lebih kecil namun kehilangan energinya besar. Umumnya, pada skala mikrohidro, *slope* saluran pembawa didesain antara 1/500 – 1/1.500. (Anonim 2009d:5-21)

2.4.4.4 Tinggi Jagaan

Jagaan suatu saluran adalah jarak vertikal dari puncak saluran ke permukaan air pada kondisi rancang. Jarak ini harus cukup untuk mencegah gelombang atau kenaikan muka air yang melimpah ke tepi. (Chow, 1997:145)

Tinggi jagaan berguna untuk menaikkan muka air dan mencegah kerusakan tanggul saluran. Kenaikan muka air sampai di atas tinggi jagaan yang telah direncanakan dapat disebabkan oleh penutupan pintu secara tiba-tiba di daerah hilir. Tinggi jagaan minimum pada saluran dikaitkan dengan debit rencana saluran dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.14 Tinggi Jagaan untuk Saluran Pasangan

Debit (m^3/dt)	Tinggi jagaan (m)
< 0,5	0,2
0,5 - 0,15	0,2
1,5 - 5,0	0,25
5,0 - 10,0	0,3
10,0 - 15,0	0,4
> 15,0	0,5

Sumber: Anonim, 1986b:65

2.4.5 Bak Penenang (*Forebay*)

Tujuan bangunan bak penenang (*forebay*) adalah sebagai tempat penenangan air dan pengendapan akhir, penyaringan terakhir setelah *settling basin*, untuk menyaring benda-benda yang masih terbawa dalam saluran air. *Forebay* merupakan tempat permulaan pipa pesat (*penstock pipe*) yang mengendalikan aliran minimum, sebagai antisipasi aliran yang cepat pada turbin, tanpa menurunkan elevasi muka air yang berlebihan dan menyebabkan arus balik pada saluran. (Anonim, 2009b:15)

1. Fungsi bak penenang

Fungsi bak penenang secara umum dibagi menjadi 2, yaitu:

- Untuk mengatur perbedaan debit di *penstock* dan fluktuasi muka air di saluran pembawa.
- Untuk menggelontor sampah (tanah, pasir, batu apung, dll.) dalam aliran.

2. Kapasitas bak penenang

Kapasitas bak penenang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$V_{sc} = A_{sc} \times d_{sc} \quad (2-73)$$

$$V_{sc} = B \times L \times d_{sc} \quad (2-74)$$

dengan:

V_{sc} = volume bak penenang (m^3),

Jika *forebay* hanya berfungsi untuk mengontrol debit, maka kapasitasnya harus didesain antara 10 – 20 kali dari debit desain, $V_{sc} = 10 - 20 \times Q_d$;

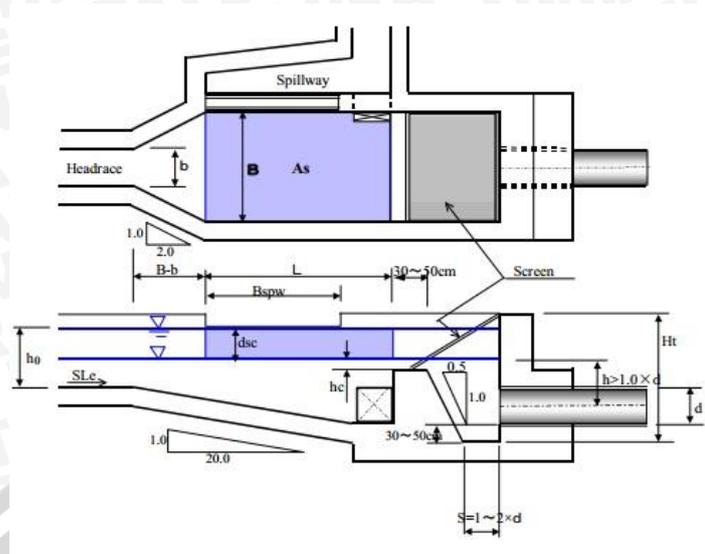
Jika *forebay* berfungsi untuk mengontrol debit dan sedimen, maka kapasitasnya harus didesain antara 30 – 60 kali dari debit desain, $V_{sc} = 30 - 60 \times Q_d$

A_{sc} = luas bak penenang (m^2)

B = lebar bak penenang (m)

L = panjang bak penenang (m)

d_{sc} = selisih antara tinggi muka air normal pada debit desain (NWL) dengan tinggi muka air kritis pada bak penenang (h_c)



Gambar 2.14 Dimensi bak penenang (*Forebay*)
 Sumber: Anonim (2009d:5-24)

2.4.6 Pipa Pesat

Pipa pesat (*penstock pipe*) adalah sebagai saluran tertutup (pipa) aliran air yang menuju turbin yang ditempatkan di rumah pembangkit.

Untuk mendapatkan diameter pipa pesat dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$d = 2,69 \times \left(\frac{n^2 \times Q^2 \times L}{H} \right)^{0,1875} \quad (2-75)$$

dengan:

- d = diameter pipa pesat (mm)
- n = nilai kekasaran Manning (untuk *welded steel* $n = 0,012$; PVC = 0,009)
- Q = debit pembangkit (m^3/dt)
- L = panjang pipa pesat (m)
- H = tinggi jatuh total/kotor (m)

Sedangkan untuk menentukan tebal pipa pesat digunakan persamaan *Cylinder formulae* (Varshney, 1977:411):

$$t = \frac{P \times r \times 1000}{q} \quad (2-76)$$

$$P = \rho \times g \times h \quad (2-77)$$

dengan:

- t = tebal pipa pesat (m)
- P = gaya (ton/m^2)
- r = jari-jari pipa pesat (m)

q = tegangan material pipa pesat yang digunakan (ton/m^2)

ρ = massa jenis air (ton/m^3)

g = percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/dt}^2$)

H = tinggi jatuh total/kotor (m)

Untuk keadaan tidak ada *vortice-vortice* pada pengambilan, dua buah hubungan empiris berikut dapat digunakan:

$$d \leq 1,0 \text{ m} \longrightarrow h \geq 1,2 d \quad (2-78)$$

$$d > 1,0 \text{ m} \longrightarrow h \geq d^2 \quad (2-79)$$

dengan:

h = kedalaman tenggelam untuk pengambilan (m)

d = diameter pipa pesat (m)

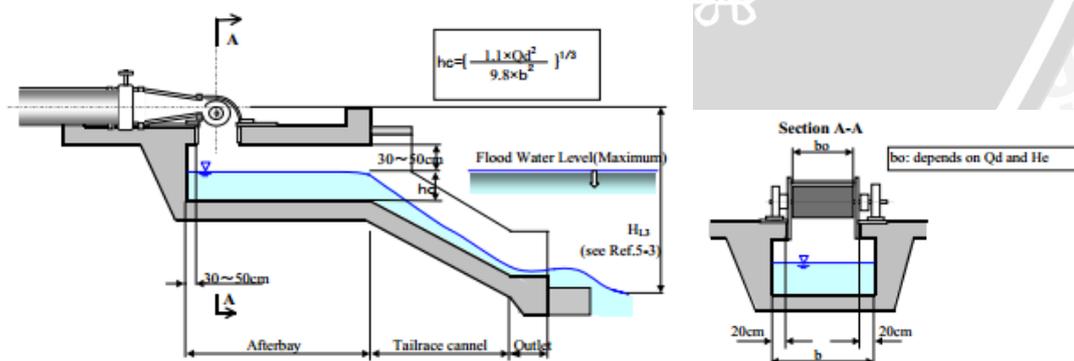
Pencegahan masuknya udara juga dapat dilakukan dengan meniadakan lubang yang terlalu dalam dan tanjakan hidrolis yang curam, dengan cara menghilangkan kondisi susunan yang memungkinkan terjadinya lonjakan hidrolis atau pusaran.

2.4.7 Saluran Pembuang (*Tail Race*)

Saluran pembuang (*tail race*) bertujuan sebagai saluran pembuang aliran air dari rumah pembangkit dan menggerakkan turbin. Saluran ini bersatu dengan rumah pembangkit dan aliran sungai. (Anonim, 2009b:20)

Jenis penampang saluran ada tiga yaitu saluran segiempat, trapesium, dan segitiga. Namun penampang saluran yang paling baik adalah penampang trapesium dan kemiringan talud dinding saluran (m) dapat diambil sebesar: (Patty, 1995:47)

- Saluran tanah (1:1,5 hingga 1:2)
- Saluran pasangan batu/beton (1:1 hingga 1:2)



Gambar 2.15 Dimensi saluran pembuang (*Tailrace*) untuk Turbin *Crossflow*
Sumber: Anonim (2009d:5-24)

Menurut Gambar 2.15, debit air yang keluar dari turbin langsung dialirkan menuju *tailrace*. Dikarenakan pada *afterbay* jenis alirannya adalah turbulen, maka diperlukan beda tinggi dari *power house* ke permukaan air pada *afterbay* sebesar 30-50 cm. Tinggi permukaan air pada *afterbay* (Anonim, 2009d: 5-34) dan lebar inlet (Anonim, 2009d: 6-31) bisa dihitung dengan rumus berikut:

$$hc = \left\{ \frac{1,1 \times Qd^2}{9,8 \times b^2} \right\}^{1/3} \quad (2-80)$$

$$bo = 4,9 \cdot \frac{Q}{\sqrt{H_{net}}} \quad (2-81)$$

dengan:

hc = tinggi air pada *afterbay* (m)

Qd = debit desain (m^3/dt)

b = lebar saluran pembuang (m)

bo = lebar inlet (m)

Q = debit ($m^3/detik$)

H_{net} = tinggi jatuh efektif (m)

2.4.8 Kehilangan Tinggi Tekan Aliran

Kehilangan tinggi tekan aliran adalah menurunnya besaran energi akibat gesekan maupun kontraksi yang terjadi selama proses pengaliran. Dalam perhitungan kehilangan tinggi tekan pada perencanaan sistem pembangkit listrik tenaga mikrohidro dapat dibedakan menjadi 2 yaitu kehilangan tinggi pada saluran terbuka dan kehilangan tinggi pada saluran tertutup.

a) Kehilangan pada bangunan pengambilan dihitung dengan persamaan: (Liu, 2003:32)

$$h_l = f \times \frac{v^2}{2g} \quad (2-82)$$

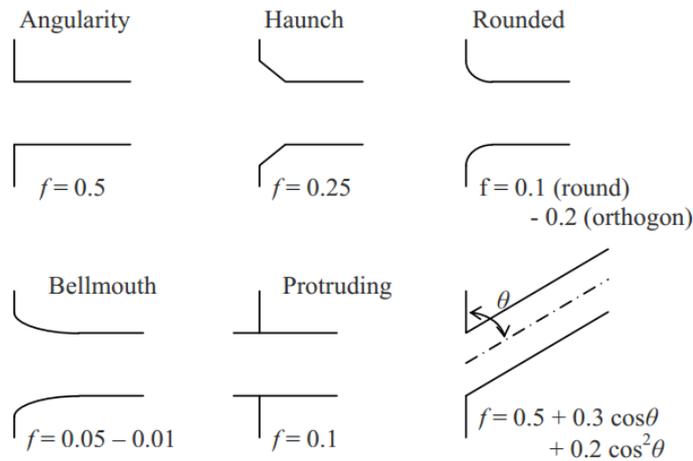
dengan:

h_l = jumlah kehilangan tinggi (m)

f = nilai koefisien kehilangan tinggi

V = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)



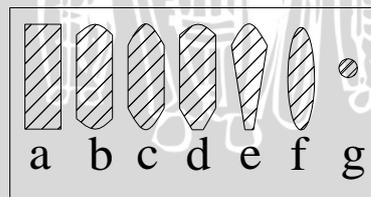
Gambar 2.16 Nilai f berdasarkan bentuk inlet.
 Sumber: Anonim (2009d:5-13)

b) Kehilangan tinggi tekan akibat saringan (*trashrack*) (Sosrodarsono, 1989:244)

$$h_s = \varphi \times \sin \alpha \times \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \times \frac{v^3}{2g} \quad (2-83)$$

dengan:

- h_s = kehilangan tinggi energi
- V = kecepatan datang (m/dt)
- G = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)
- φ = faktor bentuk profil kisi saringan
- α = sudut kemiringan dari horizontal dalam derajat
- t = tebal jeruji (m)
- b = jarak bersih antar jeruji b ($b > 50$ mm) (m)



Gambar 2.17 Profil Kisi Saringan
 Sumber: Patty, 1995:40

Faktor bentuk profil kisi saringan dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.15 Profil Kisi Saringan

Profil	a	b	c	d	e	f	g
φ	2,42	1,83	1,67	1,03	0,92	0,76	1,79

Sumber: Patty, 1995:40

Untuk kehilangan tinggi tekan pada saluran tertutup dapat dibagi menjadi kehilangan tinggi mayor dan minor. Kehilangan tinggi mayor disebabkan oleh gesekan yang terjadi di dalam pipa akibat kekasaran pipa.



c) Kehilangan tinggi tekan akibat gesekan

Besarnya kehilangan tinggi mayor pada saluran tertutup dapat dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$h_g = f x \frac{L_p}{d} x \frac{v^2}{2g} \quad (2-84)$$

$$f = \frac{124,5 x n^2}{d^{1/3}} \quad (2-85)$$

dengan:

h_g = kehilangan tinggi akibat gesekan (m)

f = koefisien pada diameter pipa pesat

L_p = panjang pipa pesat (m)

V = kecepatan aliran pada pipa pesat (m/dt)

d = diameter dalam pipa (m)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

n = koefisien kekasaran (untuk *weldeed steel* $n = 0,012$; PVC = 0,009)

Sedangkan perhitungan kehilangan tinggi minor dapat dihitung dengan persamaan berikut: (Ramos, 2000:64)

$$h_f = \xi x \frac{v^2}{2g} \quad (2-86)$$

di mana:

ξ = koefisien berdasarkan kontraksi

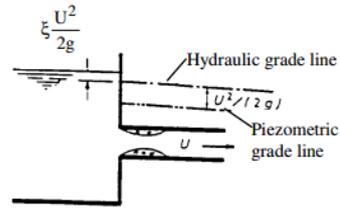
V = kecepatan masuk (m/detik)

g = percepatan gravitasi (m/detik²)

Nilai ξ dapat ditentukan berdasarkan jenis kontraksi atau hambatan yang terjadi pada pengaliran, berikut jenis kontraksi dan hambatan yang diperhitungkan: (Ramos, 2000: 64)

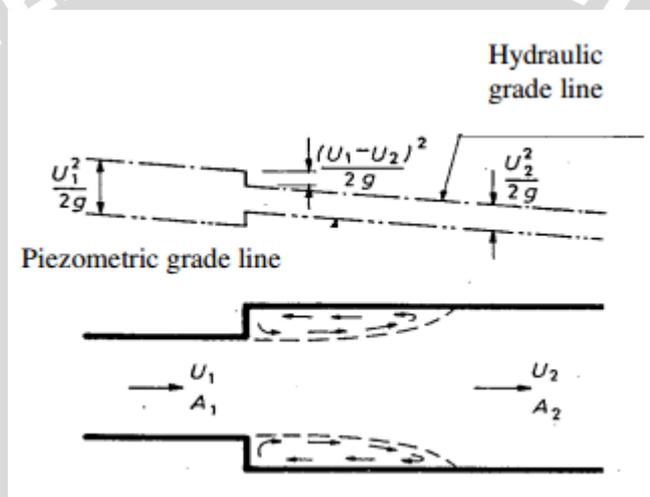
d) Kontraksi

Type of contraction	ξ
sharp edge	0.50
rounded edge	0.25
conical horn	0.10
gradual	
$\alpha < 5^\circ$	0.06
20°	0.20
45°	0.30
60°	0.32
75°	0.34



Gambar 2.18 Kisaran nilai ξ berdasarkan tipe kontraksi
 Sumber: Ramos, 2000:64

e) Penyempitan/pelebaran



Gambar 2.19 Sketsa situasi kehilangan tinggi akibat penyempitan dan pelebaran
 Sumber: Ramos, 2000:64

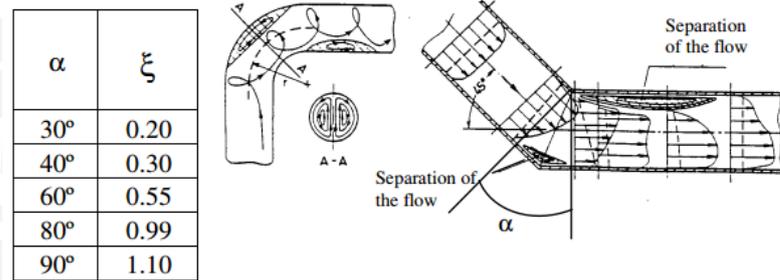
$$\xi = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \quad (2-87)$$

di mana:

ξ = koefisien

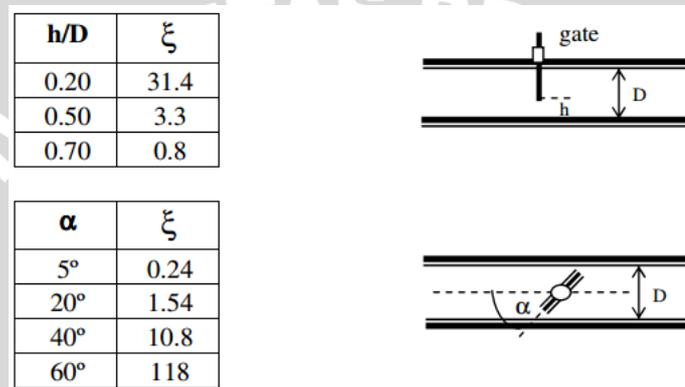
A = luas penampang (m^2)

f) Tikungan/belokan

Gambar 2.20 Kisaran nilai ξ akibat belokan

Sumber: Ramos, 2000:65

g) Pintu dan katup

Gambar 2.21 Kisaran nilai ξ akibat pintu dan katup

Sumber: Ramos, 2000:65

2.4.9 Tinggi Jatuh Efektif (H_{eff})

Tinggi jatuh efektif adalah selisih antara elevasi muka air pada bangunan pengambilan atau waduk (EMAW) dengan *tail water level* (TWL) dikurangi dengan total kehilangan tinggi tekan (Ramos, 2000:57). Persamaan tinggi jatuh efektif adalah:

Persamaan tinggi jatuh efektif adalah:

$$H_{\text{eff}} = \text{EMAW} - \text{TWL} - h_l \quad (2-88)$$

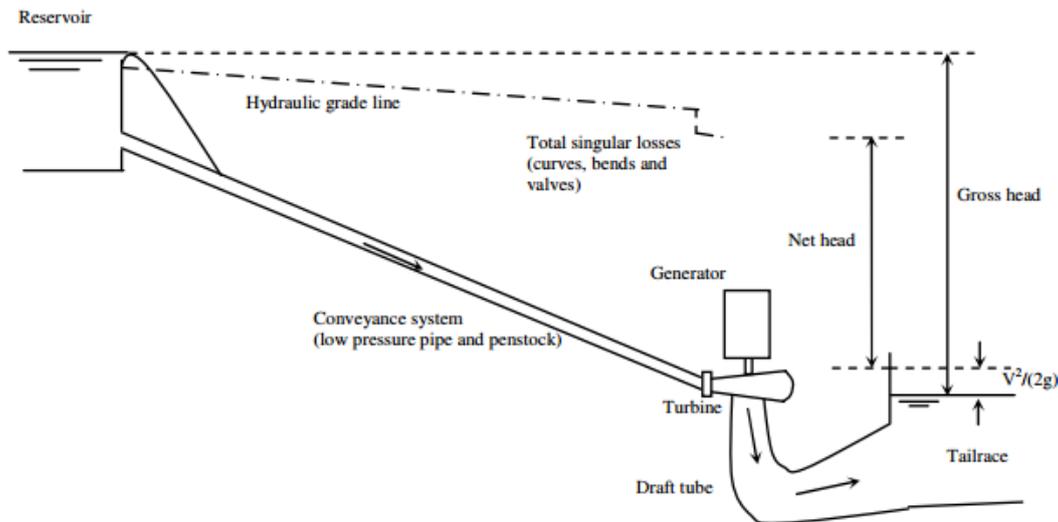
dengan:

H_{eff} = tinggi jatuh efektif (m)

EMAW = elevasi muka air waduk atau hulu bangunan pengambilan (m)

TWL = *tail water level* (m)

h_l = total kehilangan tinggi tekan (m)



Gambar 2.22 Sketsa tinggi jatuh efektif
Sumber: Ramos, 2000:61

2.5 Analisis Mekanikal Elektrikal

Secara teknis, mikro hidro memiliki 3 komponen utama, air sebagai sumber energi, turbin, dan generator. Air yang mengalir dengan kapasitas tertentu disalurkan dan ketinggian tertentu menuju *power house* yang akan menumbuk turbin dan mengubah energi air tersebut menjadi energi mekanik, berupa berputarnya poros turbin. Poros yang berputar tersebut kemudian ditransmisikan ke generator dan akan menghasilkan energi listrik yang akan masuk ke sistem kontrol arus listrik sebelum dialirkan ke rumah atau keperluan lainnya. (Anonim, 2009c:6)

2.5.1 Turbin Air

Turbin air berperan untuk mengubah energi air (energi potensial, tekanan, dan energi kinetik) menjadi energi mekanik dalam bentuk putaran poros. Berdasarkan prinsip kerjanya, turbin air dibagi menjadi kelompok yang ditunjukkan pada tabel berikut ini: (Anonim, 2009c:8)

Tabel 2.16 Jenis Turbin

Turbine Runner	Head Pressure		
	High	Medium	Low
Impulse	- Pelton - Turgo - Multi jet Pelton	- Crossflow (Michel/Banki) - Turgo - Multi jet Pelton	- Crossflow (Michel/Banki)
Reaction		- Francis - Pump as Turbine (PAT)	- Propeller - Kaplan

Sumber: Anonim, 2009c:8

2.5.1.1 Pemilihan Turbin

Dalam studi ini penentuan tipe turbin didasarkan pada debit desain dan tinggi jatuh titik. Penentuan tipe turbin berdasarkan tinggi jatuh dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 2.17 Klasifikasi Tinggi Jatuh

Jenis Turbin	Variasi Head (m)
Kaplan dan Propeller	$2 < H < 20$
Francis	$10 < H < 350$
Pelton	$50 < H < 1000$
Crossflow	$6 < H < 100$
Turgo	$50 < H < 250$

Sumber: Anonim, 2009c:12

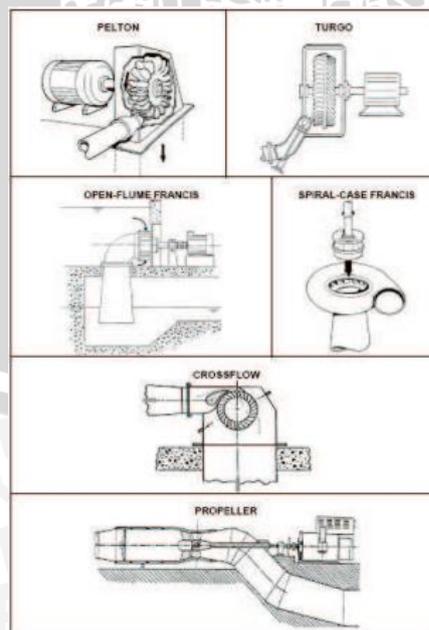
Selain penentuan tipe turbin, juga dapat dibedakan berdasarkan perubahan momentum fluida kerjanya sebagai berikut: (Arismunandar, 1988:53)

a. Turbin Impuls

Merupakan turbin yang dibuat sedemikian sehingga rotor (*runner*) bekerja karena aliran air, di sini beda tinggi diubah menjadi kecepatan karena perbedaan tinggi. Turbin jenis ini meliputi *crossflow*, *pelton*, dan *turgo*, menggunakan tekanan yang sama pada setiap sisi sudut gerakannya dimana bagian turbin yang berputar.

b. Turbin Reaksi

Turbin ini meliputi jenis *francis* dan *kaplan/propeller*, menggunakan energi kinetik dan tekanan dikonversikan di *runner*. Secara umum, jenis turbin ini tidak menerima tumbukan dan hanya mengikuti aliran air.

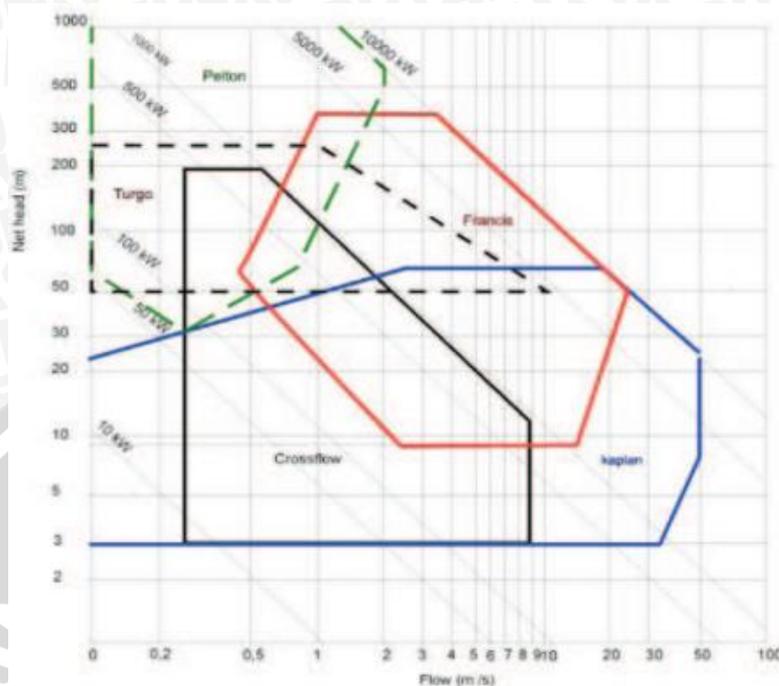


Gambar 2.23 Jenis turbin.

Sumber: Anonim, 2009c:6

2.5.1.2 Karakteristik Turbin

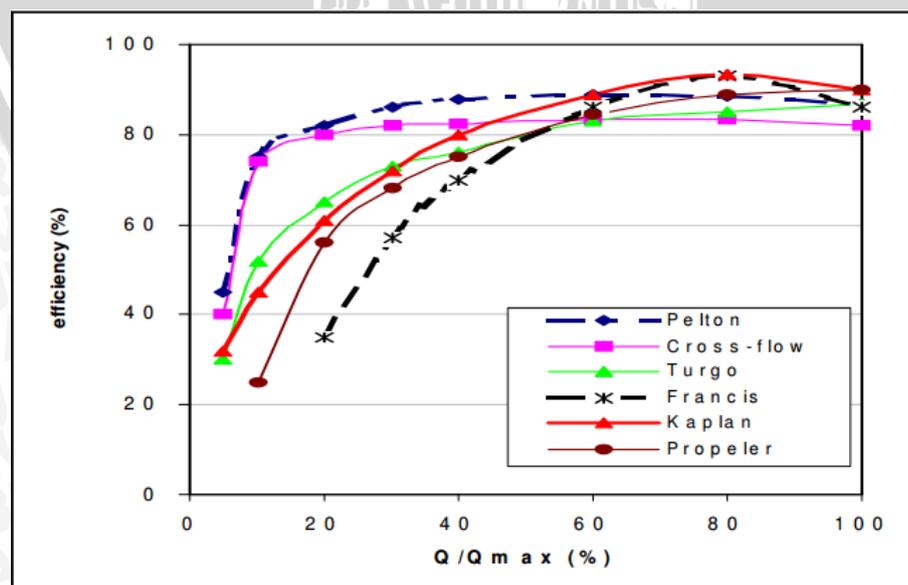
Perbandingan karakteristik turbin dapat dilihat pada grafik di bawah ini:



Gambar 2.24 Grafik hubungan *head* dan *flow*.

Sumber: Anonim, 2009c:11

Setiap jenis turbin dan setiap kecepatan jenis masing-masing mempunyai angka efisiensi yang berbeda-beda. Agar dapat menjamin kerja turbin di sekitar daerah efisiensi maksimumnya serta untuk mencegah terjadinya kavitasi. Maka biasanya tinggi jatuh yang diperbolehkan harus dibatasi, misalnya deviasi beberapa persen dari tinggi air jatuh yang direncanakan sesuai dengan turbin yang digunakan. (Arismunandar, 1988:66)



Gambar 2.25 Efisiensi turbin.

Sumber: Ramos, 2000:89

2.5.2 Generator

Generator merupakan suatu alat yang dapat mengubah energi gerak (mekanis) menjadi energi listrik. Suatu generator dapat diuraikan lebih lanjut mengenai klasifikasi generator, daya generator, dan berat generator.

Generator yang dipakai pada PLTM pada umumnya adalah 3 fasa dengan frekuensi 50 Hz.

Tabel 2.18 Efisiensi Generator

Rated Power (kW)	Best Efficiency
10	0,910
50	0,940
100	0,950
250	0,955
500	0,960
1000	0,970

Sumber: Anonim, 2009d:187

2.5.3 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. Jika tinggi jatuh efektif maksimum adalah H_{eff} (m), debit maksimum turbin adalah Q (m^3/dt), efisiensi dari turbin dan generator masing-masing adalah η_t dan η_g maka daya atau tenaga yang dibangkitkan oleh suatu Pembangkit Listrik Tenaga Mikro Hidro dapat dihitung dengan persamaan: (Arismunandar, 1988:19)

$$\text{Daya Teoritis} = 9,81 \times Q \times H_{eff} \text{ (kW)} \quad (2-89)$$

$$\text{Daya Turbin} = 9,81 \times \eta_t \times Q \times H_{eff} \text{ (kW)} \quad (2-90)$$

$$\text{Daya Generator} = 9,81 \times \eta_g \times \eta_t \times Q \times H_{eff} \text{ (kW)} \quad (2-91)$$

dengan:

P = daya yang dihasilkan (kW)

η_t = efisiensi turbin

η_g = efisiensi generator

ρ = massa jenis air = 1000 (kg/m^3)

Q = debit pembangkit (m^3/dt)

H_{eff} = tinggi jatuh efektif (m)

2.5.4 Produksi Energi Tahunan

Perhitungan produksi energi tahunan dilakukan dengan memperhitungkan daya yang dihasilkan per satuan waktu dalam kurun waktu satu tahun. Perhitungan

banyaknya energi yang dihasilkan pembangkit dalam satu tahun menggunakan persamaan berikut:

$$E = P \times 24 \times n \quad (2-92)$$

dengan:

E = energi yang dihasilkan (kWH)

P = daya yang dihasilkan (kW)

n = jumlah hari

2.5.5 Proyeksi Penduduk

Jumlah penduduk pada daerah studi pada saat tahun perencanaan dimulai dan pada tahun-tahun yang akan datang harus diperhitungkan untuk menghitung kebutuhan tiap penduduk.

Perkiraan perkembangan penduduk diproyeksikan untuk masa 10 tahun yang akan datang. Proyeksi perkembangan jumlah penduduk menggunakan rumus yang sesuai dengan pola kecenderungannya, yaitu dengan cara dilakukan pengujian terhadap data jumlah penduduk terdahulu menggunakan standar deviasi atau koefisien korelasi. Untuk proyeksi jumlah penduduk pada tahun-tahun yang akan datang, terdapat beberapa metode, antara lain Metode Aritmatik, Metode Eksponensial, dan Metode Geometri.

Dalam studi ini, dipergunakan Metode Aritmatik, karena memiliki nilai standar deviasi terkecil di antara metode-metode lainnya. Rumus dari pertumbuhan aritmatik adalah sebagai berikut: Muliakusuma, (2000:254) dalam Hasnantio, M. Akbar (2006:11)

$$P_n = P_o (1 + r.n) \quad (2-93)$$

dengan:

P_n = jumlah penduduk pada tahun ke- n (jiwa)

P_o = jumlah penduduk pada awal proyeksi (jiwa)

r = prosentase pertumbuhan penduduk (%)

n = jumlah proyeksi (tahun)

2.6 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).

2.6.1 Cost (Komponen Biaya)

Pada pelaksanaan pembangunan, mulai dari ide, studi kelayakan, perencanaan, pelaksanaan, sampai pada operasi dan pemeliharaan membutuhkan bermacam-macam

biaya. Pada analisis kelayakan ekonom biaya-biaya tersebut dikelompokkan menjadi beberapa komponen sehingga memudahkan analisis perhitungannya. Menurut Kuiper (1971) semua biaya itu dikelompokkan menjadi dua yaitu biaya modal (*capital cost*) dan biaya tahunan (*annual cost*). (Kodoatie, 1995:71)

2.6.1.1 Biaya Modal

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

a. Biaya Langsung

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

a. Pekerjaan Sipil:

1. Bendung
2. Intake
3. Bak Pengendap
4. Saluran Pembawa
5. Bak Penenang
6. Pipa Pesat
7. Rumah Pembangkit

b. Peralatan *Electrical dan Mechanic*

Langkah-langkah yang dilakukan untuk menghitung rencana anggaran dan biaya suatu pekerjaan fisik yaitu:

1. Menghitung volume tiap-tiap pekerjaan sesuai dengan gambar.
2. Menentukan analisis harga satuan pekerjaan yang diperlukan
3. Menentukan harga satuan bahan dan upah

Dengan mengalikan harga satuan pekerjaan dengan volume pekerjaan didapatkan harga pekerjaan.

4. Dibuat rekapitulasi harga pekerjaan.
5. Biaya pembangunan adalah harga pekerjaan fisik yang ditambahkan PPn sebesar 10% harga pekerjaan fisik.

b. Biaya Tak Langsung

Biaya ini dibagi menjadi tiga komponen, yaitu:

1. Kemungkinan/hal yang tidak diduga (*contingencies*) dari biaya langsung. Dapat dibagi menjadi tiga kelompok, yaitu:
 - a. Biaya/pengeluaran yang mungkin timbul, tetapi tidak pasti.
 - b. Biaya yang mungkin timbul, namun belum terlihat.
 - c. Biaya yang mungkin timbul, akibat tidak tetappnya pada waktu yang akan datang (misal adanya kenaikan harga) atau disebut eskalasi. Biasanya biaya untuk ini merupakan suatu angka prosentase dari biaya langsung, misalnya 5%, 10%, 15%. Hal ini sangat tergantung pada pihak pemilik dan perencana. Semakin berpengalaman pemilik atau perencana, besarnya prosentase ini lebih kecil.
2. Biaya teknik/*engineering cost* adalah biaya untuk pembuatan desain mulai dari studi awal (*preliminary Study*), para studi kelayakan, studi kelayakan, biaya perencanaan, biaya pengawasa selama waktu pelaksanaan konstruksi.
3. Bunga (*Interest*), periode waktu dari ide sampai pelaksanaan fisik. Bunga berpengaruh terhadap biaya langsung, biaya kemungkinan, dan biaya teknik.

2.6.1.2 Biaya Tahunan

Biaya tahunan adalah biaya yang masih diperlukan sepanjang umur proyek. Biaya tahunan (A) terdiri dari tiga komponen, yaitu: (Kodoatie, 1995:74)

- a. Bunga, biaya ini merupakan penyebab terjadinya perubahan biaya modal karena adanya tingkat suku bunga selama umur proyek. Besarnya bisa berbeda dengan bunga selama waktu dari ide sampai pelaksanaan sifat fisik selesai. Bunga merupakan komponen terbesar yang diperhitungkan terhadap biaya modal.
- b. Depresiasi atau amortisasi, dua istilah ini hampir sama tetapi berbeda fungsi. Depresiasi adalah turunnya/penyusutan suatu harga. nilai dari sebuah benda karena pemakaian dan kerusakan atau keusangan benda itu. Amortisasi adalah pembayaran dalam suatu periode tertentu (tahunan misalnya) sehingga hutang yang ada akan terbayar lunas pada akhir periode tersebut.
- c. Biaya operasi dan pemeliharaan, untuk dapat memenuhi umur proyek sesuai dengan yang direncanakan pada detail desain, maka diperlukan biaya untuk operasi dan pemeliharaan proyek tersebut yang harus dikeluarkan setiap tahunnya. Berdasarkan sebuah studi (EREC/Greenpeace, 2010 dan Krewitt, 2009) didapat kesimpulan bahwa biaya operasi dan pemeliharaan adalah sebesar 4% dari total biaya modal. (Ramos, 2000:24)

2.6.2 *Benefit* (Komponen Manfaat)

Manfaat PLTMH didasarkan pada tenaga listrik yang dihasilkan tiap tahun dan tarif dasar listrik yang berlaku.

2.6.3 Indikator Kelayakan Ekonomi

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

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

2.6.3.1 *PV* (*Present Value*)

Present Value menunjukkan nilai uang yang dimiliki pada masa yang akan datang dengan nilai uang saat ini. Untuk perhitungan *Present Value* diperlukan data suku bunga yang berlaku pada saat tahun penghitungan, yang nantinya akan digunakan sebagai patokan untuk menentukan faktor konversi.

2.6.3.2 *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*). Secara umum rumus untuk perhitungan *BCR* ini adalah:

$$BCR = \frac{PV \text{ dari manfaat}}{PV \text{ dari biaya}} \quad (2-94)$$

dengan:

PV = *Present Value*

BCR = *Benefit Cost Ratio*

Sebagai ukuran dari penilaian suatu kelayakan proyek dengan metode *BCR* ini adalah jika $BCR > 1$, maka proyek dikatakan layak dikerjakan dan sebaliknya jika nilai $BCR < 1$ proyek tersebut secara ekonomi tidak layak untuk dibangun.

2.6.3.3 *NPV* (*Net Present Value*)

Komponen *cost* dan *benefit* dihitung *PV*-nya berdasarkan *discount rate/Interest rate* yang telah ditentukan. Harga *Net Present Value* diperoleh dari pengurangan *Present Value* komponen *benefit* dengan *Present Value* komponen *cost*.

$$NPV = PV \text{ komponen } benefit - PV \text{ komponen } cost \quad (2-95)$$

dengan:

PV = *Present Value*

NPV = *Net Present Value*

Suatu proyek dikatakan ekonomis dan layak dibangun apabila NPV bernilai + (positif) atau $NPV > 0$.

2.6.3.4 IRR (*Internal Rate of Return*)

Internal Rate of Return merupakan nilai suku bunga yang diperoleh jika BCR bernilai sama dengan, atau nilai suku bunga jika NPV bernilai sama dengan 0. IRR dihitung atas dasar penerimaan bersih dan total nilai untuk keperluan investasi. Nilai IRR sangat penting diketahui untuk melihat sejauh mana kemampuan proyek ini dapat dibiayai dengan melihat nilai suku bunga pinjaman yang berlaku perhitungan nilai IRR ini dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut (Kodoatie, 1995:112):

$$IRR = I' + \frac{NPV'}{NPV' - NPV''} (I'' - I') \quad (2-96)$$

di mana:

I' = suku bunga memberikan nilai NPV positif

I'' = suku bunga memberikan nilai NPV negatif

NPV = selisih antara *present value* dari manfaat dan *present value* dari biaya

NPV' = NPV positif

NPV'' = NPV negatif

2.6.3.5 *Payback Periode*

Payback Periode merupakan jangka waktu periode yang diperlukan untuk membayar kembali (mengembalikan) semua biaya-biaya yang telah dikeluarkan dalam investasi suatu proyek. *Payback Periode* ini akan dipilih yang paling cepat dapat mengembalikan biaya investasi, makin cepat pengembaliannya makin baik dan kemungkinan besar akan dipilih.

Kelemahan-kelemahan metode *Payback*

1. Diabaikannya nilai waktu uang
2. Diabaikannya aliran kas setelah periode *payback*

$$\text{Payback Periode} = \frac{I}{A_b} \quad (2-97)$$

dengan:

I = Besarnya biaya investasi yang diperlukan

A_b = *benefit* bersih yang dapat diperoleh setiap tahun