

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Pembangkit Listrik tenaga Air (PLTA) adalah suatu pembangkitan energi listrik dengan mengubah energi potensial air menjadi energi mekanik oleh turbin dan diubah lagi menjadi energi listrik oleh generator dengan memanfaatkan ketinggian dan kecepatan aliran air, namun sebenarnya ada beberapa jenis pembangkit listrik yang memanfaatkan tenaga air namun tidak disebut sebagai PLTA, yaitu pembangkit listrik tenaga mikro hidro (PLTMH) dan pembangkit listrik tenaga mini hidro (PLTM). Ketiga jenis pembangkit listrik tersebut memanfaatkan energi air untuk membangkitkan listrik.

Perencanaan PLTA, PLTM, ataupun PLTMH terdapat dua komponen yang harus ditinjau, yaitu debit dan tinggi jatuh efektif. Maka dari itu pengetahuan mengenai hidrologi sangat dibutuhkan, tidak hanya hidrologi, pengetahuan lain seperti kelistrikan, bangunan sipil, permesinan dan ekonomi juga dibutuhkan agar mendapatkan hasil yang optimal dalam perencanaan tersebut.

2.2. Klasifikasi tipe PLTA

Setiap pembangkit listrik yang memanfaatkan energi air memiliki spesifikasi tergantung dengan penempatan lokasi, tetapi pembangkit listrik yang memanfaatkan energi air dapat diklasifikasikan berdasarkan beberapa parameter, antara lain :

- a. Ukuran dan kapasitas terpasang
- b. Ketersediaan *Head*

2.2.1. Berdasarkan kapasitas terpasang

PLTA pada umumnya diklasifikasikan berdasarkan kapasitas/daya terpasang, P (Mega Watt). Banyak pendapat tentang kelas dari PLTA berdasarkan daya terpasangnya.

Klasifikasi berikut merupakan klasifikasi dengan perkiraan kelas yang telah disetujui secara luas. Namun, kriteria dan kelas dari klasifikasi PLTA berdasarkan daya terpasang sangat tergantung dengan negara masing-masing. Di Indonesia klasifikasi berdasarkan daya yang dihasilkan adalah sebagai berikut:

- a. Pembangkit listrik tenaga mikrohidro (PLTMH) adalah pembangkit listrik dengan daya yang dihasilkan adalah $P < 100 \text{ kW}$
- b. Pembangkit listrik tenaga mini hidro (PLTM) adalah pembangkit listrik dengan daya yang dihasilkan adalah $100 \text{ kW} < P < 5 \text{ MW}$
- c. Pembangkit listrik tenaga air (PLTA) adalah pembangkit listrik dengan daya yang dihasilkan adalah $P > 5 \text{ MW}$

2.2.2. Berdasarkan tinggi jatuh (*head*)

Berdasarkan tinggi jatuh (*Head*) yang dieksploitasi untuk produksi listrik. Pembangkit Listrik Tenaga air (PLTA) dibagi menjadi beberapa kategori. (Hydroelectric Power Guide for Developer and Investor, 2011) Sebagai berikut:

- a. *High Head* yaitu $H > 100$ meter
- b. *Medium Head* yaitu $30 \text{ meter} < H < 100$ meter
- c. *Low Head* yaitu $H < 30$ meter

Namun seperti klasifikasi berdasarkan daya atau kapasitas terpasang kategori diatas dapat bervariasi menurut negara masing-masing.

2.3. Analisis Klimatologi

Analisis klimatologi bertujuan untuk menghitung besarnya evapotranspirasi potensial yang terjadi di daerah studi. Hal ini dikarenakan pada 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, p.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 dimana cakupan data meteorologi yang digunakan paling lengkap diantara metode-metode yang lain. (Anonim, 2009a, p.14)

2.3.1. Evapotranspirasi Potensial

Dalam studi ini untuk memperkirakan 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:

$$E_{t0} = c [w \cdot R_n + (1-w) \cdot f(u) \cdot (e_a - e_d)] \quad (2-1)$$

Dengan:

E_{t0} = 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 defisit (mbar)

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

Persamaan *net radiasi equivalen* evapotranspirasi:

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

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

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

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

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 perhari

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 2m, 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	f (t)
24	29,85	0,735	15,4
24,1	30,03	0,736	15,425
24,2	30,21	0,737	15,45
24,3	30,39	0,738	15,475
24,4	30,57	0,739	15,5
24,5	30,76	0,74	15,525
24,6	30,94	0,741	15,55
24,7	31,13	0,742	15,575
24,8	31,31	0,743	15,6
24,9	31,50	0,744	15,625
25	31,69	0,745	15,65
25,1	31,88	0,746	15,675
25,2	32,06	0,747	15,7
25,3	32,26	0,748	15,725
25,4	32,45	0,749	15,75
25,5	32,64	0,75	15,775
25,6	32,83	0,751	15,8
25,7	33,03	0,752	15,825
25,8	33,22	0,753	15,85
25,9	33,42	0,754	15,875
26	33,62	0,755	15,9
26,1	33,82	0,756	15,920
26,2	34,02	0,757	15,94

Sumber: Suhardjono, 1994

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

Bulan	LU			0	LS				
	5 ⁰	4 ⁰	2 ⁰		2 ⁰	4 ⁰	6 ⁰	8 ⁰	10 ⁰
Jan	13,0	14,3	14,7	15,0	15,3	15,5	15,8	16,1	16,1
Feb	14,0	15,0	15,3	15,5	15,7	15,8	16,0	16,1	16,0
Mar	15,0	15,5	15,6	15,7	15,7	15,6	15,6	15,1	15,3
Apr	15,1	15,5	15,3	15,3	15,1	14,9	14,7	14,1	14,0
Mei	15,3	14,9	14,6	14,4	14,1	13,8	13,4	13,1	12,6
Jun	15,0	14,4	14,2	13,9	13,9	13,2	12,8	12,4	12,6
Jul	15,1	14,6	14,3	14,1	14,1	13,4	13,1	12,7	11,8
Ags	15,3	15,1	14,9	14,8	14,8	14,3	14,0	13,7	12,2
Sep	15,1	15,3	15,3	15,3	15,3	15,1	15,0	14,9	13,1
Okt	15,7	15,1	15,3	15,4	15,4	15,6	15,7	15,8	14,6
Nov	14,8	14,5	14,8	15,1	15,1	15,5	15,8	16,0	15,6
Des	14,6	14,1	14,4	14,8	14,8	15,4	15,7	16,0	16,0

Sumber: Suhardjono, 1994

Tabel 2.3 Besarnya Angka Koreksi (c) Bulanan

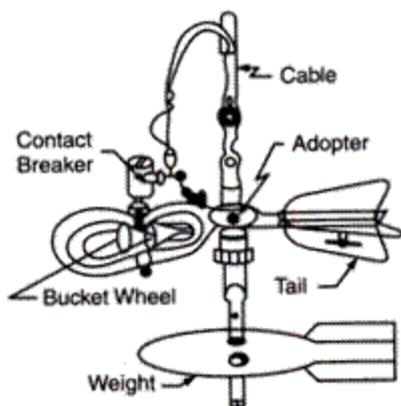
Bulan	Angka Koreksi (c)		
	Blaney-Cridde	Radiasi	Penman
Januari	0,80	0,80	1,10
Februari	0,80	0,80	1,10
Maret	0,75	0,75	1,10
April	0,70	0,75	0,90
Mei	0,70	0,75	0,90
Juni	0,70	0,75	0,90
Juli	0,70	0,75	0,90
Agustus	0,75	0,80	1,00
September	0,80	0,80	1,00
Oktober	0,80	0,80	1,00
November	0,80	0,80	1,00
Desember	0,80	0,80	1,00

Sumber: Suhardjono, 1994

2.4. 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, p.1).

Pada dasarnya perhitungan debit bisa dilakukan dengan bantuan *current meter* yaitu alat untuk menghitung kecepatan aliran yang ada di sungai.



Gambar 2.1 Current meter

Sumber: yourarticlelibrary.com

Cara pengukuran menggunakan *current meter* bergantung dari kedalaman air dan penempatan baling-baling terhadap muka air. Untuk menentukan kecepatan aliran, dapat memakai metode-metode berikut:

a. Metode satu titik

Dipakai jika kedalaman air kurang dari 4 kali diameter baling-baling. Baling-baling *current meter* diletakkan pada $0,4d$ dari dasar ($0,6d$ dari permukaan air).

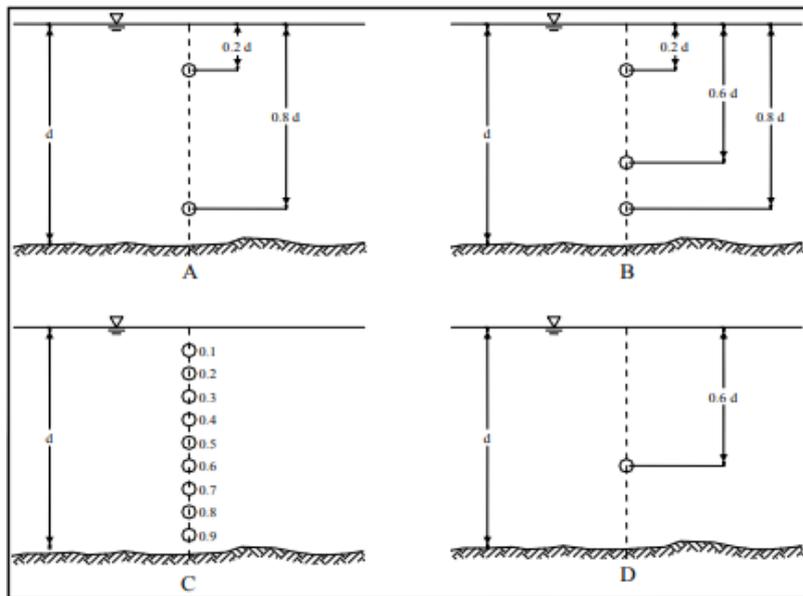
b. Metode dua titik

Dipakai jika kedalaman air lebih besar dari 5 kali diameter baling-baling. Baling-baling *current meter* diletakkan pada $0,2d$ dan $0,8d$ dari permukaan air.

c. Metode tiga titik

Metode ini biasa dipakai karena mudah, cepat dan cukup teliti. Dipakai jika kedalaman air lebih besar dari 6 kali diameter baling-baling. Baling-baling *current meter* diletakkan pada $0,2d$; $0,6d$; dan $0,8d$ dari permukaan air.

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar berikut ini



Gambar. 2.2 Pengukuran Kecepatan Aliran dengan 1 titik, 2 titik, dan 3 titik.
Sumber: SNI 8066:2015

Setelah mengetahui kecepatan air disungai menggunakan *current meter*, maka dilakukan pengukuran penampang basah dari sungai tersebut. Lalu didapatkan debit sungai dengan menggunakan rumus:

$$Q = V \cdot A \quad (2-6)$$

dengan:

Q = Debit air sungai (m^3/dt)

V = kecepatan air (m/dt)

A = luas penampang basah sungai (m^2)

2.4.1. Pemeriksaan Data Hujan

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

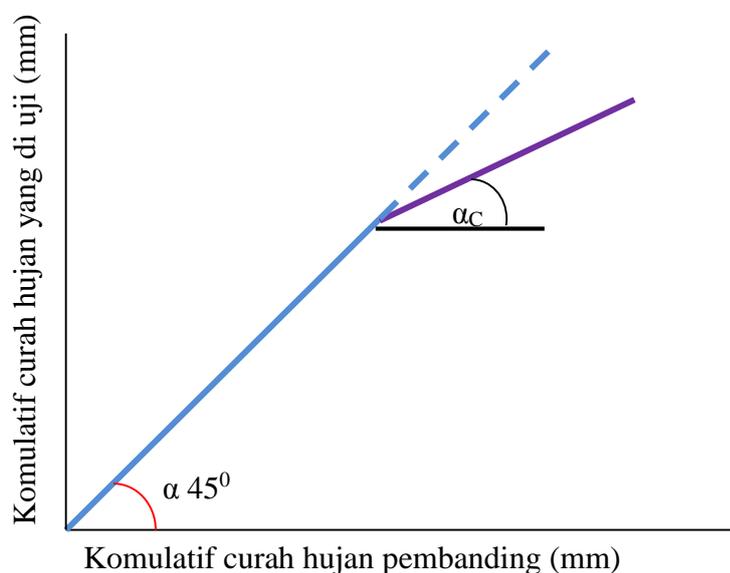
2.4.1.1. Uji Konsistensi Data Hujan

Uji konsistensi ini dapat diselidiki dengan cara membandingkan curah hujan tahunan kumulatif dari stasiun yang diteliti dengan harga kumulatif curah hujan rata-rata dari suatu jaringan stasiun dasar yang bersesuaian. Pada umumnya, metode ini di susun dengan urutan kronologis mundur dan di mulai dari tahun yang terakhir atau data yang terbaru hingga data terakhir.

Menurut Soewarno (1995), beberapa uji konsistensi yang perlu dilakukan terhadap data debit sungai dari suatu pos duga air adalah :

1. Pengecekan perunahan titik nol alat duga air (*datum point*).
2. Pengecekan perubahan titik nol aliran (*zero flow*).
3. Pengecekan pengukuran debit.
4. Koreksi pembacaan tinggi muka air dari grafik AWLR terhadap pembacaan tinggi muka air dari papan duga air.
5. Pengecekan debit yang diukur dengan metode alat ukur arus.
6. Kalibrasi lengkung debit dengan melaksanakan pengukuran debit menggunakan alat ukur arus secara berkala.
7. Pengecekan perhitungan debit rata-rata harian.

Jika tidak ada perubahan terhadap lingkungan maka akan diperoleh garis ABC berupa garis lurus dan tidak terjadi patahan arah garis, maka data hujan tersebut adalah konsisten. Tetapi apabila pada tahun tertentu terjadi perubahan lingkungan, didapat garis patah ABC'. Penyimpangan tiba-tiba dari garis semula menunjukkan adanya perubahan tersebut, yang bukan disebabkan oleh perubahan iklim atau keadaan hidrologis yang dapat menyebabkan adanya perubahan *trend*. Sehingga data hujan tersebut dapat dikatakan tidak konsisten dan harus dilakukan koreksi.



Gambar 2.3 Lengkung Massa Ganda

Sumber: Soemarto, 1995

Keterangan : Jika data hujan konsisten, maka grafik berupa garis lurus dengan sudut = $\text{tg } 45^0$

2.4.1.2. 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)

$$X_H = \exp. (X_{\text{rerata}} + K_n \cdot S) \quad (2-7)$$

$$X_L = \exp. (X_{\text{rerata}} - K_n \cdot S) \quad (2-8)$$

dengan:

X_H = ambang batas atas

X_L = ambang batas 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 2.4)

n = jumlah sampel data

Adapun langkah perhitungan sebagai berikut:

1. Data diurutkan dari besar ke kecil atau sebaliknya
2. Mencari harga $\text{Log } X$
3. Mencari harga rerata dari $\text{Log } X$
4. Mencari nilai standar deviasi dari $\text{Log } X$
5. Mencari nilai K_n (Tabel 2.4)
6. Menghitung nilai ambang atas (X_H)
7. Menghitung nilai ambang bawah (X_L)
8. Menghilangkan data yang tidak layak digunakan

Tabel 2.4 Nilai K_a dalam pegujian *Inlier-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

2.4.2. 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, p.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, p.243):

- Harga rata-rata
- Standart Deviasi
- Koefisien kepercengan

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:

$$\overline{\text{Log } x} = \frac{\sum \text{Log } x}{n} \quad (2-9)$$

dengan:

n = jumlah data

3. Menghitung nilai standart deviasi dari Log X menggunakan persamaan:

$$S. \text{Log } x = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } x \overline{\text{Log } x})^2}{(n-1)}} \quad (2-10)$$

4. Menghitung nilai koefisien kepercengan menggunakan persamaan:

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Log } x \overline{\text{Log } x})^2}{(n-1)(n-2)(S)^3} \quad (2-11)$$

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

$$\text{Log } x = \overline{\text{Log } x} + K \cdot S \quad (2-12)$$

dengan:

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

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

K = variabel standart untuk X yang besarnya tergantung koefisien kepercengan 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 2.5 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												
	1.0101	1.052632	1.1111	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

Sumber: Soetopo (2011:80)

2.4.3. 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, p.193)

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

2.4.3.1. Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistika 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, p.194)

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2-13)$$

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 2.6.

Tahapan dalam uji ini adalah sebagai berikut:

- a. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil atau sebaliknya.
- b. Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.
- c. Menjumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub grup.
- d. Menjumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .
- e. Untuk tiap-tiap sub grup hitung nilai : $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
- f. Menjumlahkan 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:

$$dk = k - (P + 1) \quad (2-14)$$

dengan:

dk = derajat kebebasan

k = banyak kelas

P = banyaknya ketertarikan atau sama dengan banyaknya parameter

- h. Harga X_h^2 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 variable acak. Peluang untuk mencapai nilai X_h^2 sama atau lebih besar dari 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 2.6 Nilai Kritis untuk Distribusi *Chi Square* (X^2)

dk	(α) Derajat Kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0393	0,0157	0,0982	0,0393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	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	46,928
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	52,236
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber: Montarcih (2009:77)

2.4.3.2. 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, p.198):

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

Apabila diketahui P_r (probabilitas terjadi), maka:

$$P_t = 100\% - P_r \quad (2-15)$$

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

$$P_w = \frac{m}{n+1} \times 100\% \quad (2-16)$$

4. Menghitung selisih nilai D yang dinyatakan dengan persamaan:

$$D = \max \frac{P_t - P_w}{100} \quad (2-17)$$

Apabila besarnya nilai D yang diperoleh lebih kecil dari D_0 (dari Tabel 2.7) 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 2.7 Nilai kritis D_0 Smirnov-Kolmogorov

Ukuran Sampel (n)	20%	15%	10%	5%	1%
1	0.900	0.925	0.950	0.975	0.995
2	0.648	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	0.332	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	0.258	0.266	0.286	0.318	0.38
18	0.250	0.259	0.278	0.309	0.37
19	0.244	0.252	0.272	0.301	0.361
20	0.231	0.246	0.264	0.294	0.352
Rumus Asimtotik	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.14}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

Sumber: Montarcih (2009:73)

2.4.4. 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 2.8 Harga Koefisien Limpasan (Koef. Pengaliran)

No	Kondisi DPS	Koef. Pengaliran
1	Pegunungan	0.75-0.90
2	Pegunungan tersier	0.70-0.80
3	Tanah ber-relief berat dan berhutan kayu	0.50-0.75
4	Dataran pertanian	0.45-0.60
5	Dataran sawah irigasi	0.70-0.80
6	Sungai di pegunungan	0.75-0.85
7	Sungai di dataran rendah	0.45-0.75
8	Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50-0.75

Sumber: Sosrodarsono, 1989:145

2.4.5. 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 dimana 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 pada perencanaan hidrolis PLTMH Kepil digunakan metode Dr. Mononobe karena $t > 24$ jam dan memperhitungkan curah hujan maksimum selama 24 jam. Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$I = \frac{R24}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \quad (2-18)$$

Dengan:

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)

2.4.6. Analisa 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, p.36)

2.4.6.1. Aliran Dasar

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

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

$$Q_B = 0,4751 \times A^{0,6444} \times D^{0,9430} \quad (2-19)$$

$$D = L_N / A \quad (2-20)$$

Dengan:

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

A = luas DAS (km^2)

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

L_N = panjang sungai semua tingkat (km)

2.4.6.2. 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, p.86).

$$Q_p = \frac{1}{36} \left(\frac{A \times R_o}{3,6(0,3 T_p + T 0,3)} \right) \quad (2-21)$$

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:

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (2-22)$$

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, dan turun lambat
- Hujan netto satuan (R_e)

2. Parameter-parameter hidrograf

- Waktu konsentrasi (T_g)

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

$$T_g = 0,4 \times 0,058 L \quad (2-23)$$

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

$$T_g = 0,21 \times L^{0,70} \quad (2-24)$$

- Satuan waktu hujan (T_r)

$$T_r = 0,75 T_g \quad (2-25)$$

- Tenggang waktu (T_p)

$$T_p = T_g + 0,80 T_r \quad (2-26)$$

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

$$T_{0,30} = \alpha \times T_g \quad (2-27)$$

3. Durasi waktu yang diperlukan

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

Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah:

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

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

Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah:

$$Q_t = Q_p \times 0,30^{\left(\frac{t-T_p}{T_{0,50}}\right)} \quad (2-29)$$

- 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:

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

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

Persamaan lengkung hidrograf unit satuan yang digunakan adalah:

$$Q_t = Q_p \times 0,30^{\left(\frac{t-T_p+0,50 T_{0,50}}{2 T_{0,50}}\right)} \quad (2-31)$$

2.4.7. Debit Andalan

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

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

Tabel 2.9 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, 1987:214

2.4.7.1. Metode F.J. Mock

Secara umum analisis debit berdasarkan data curah hujan yang sering dilakukan di Indonesia adalah menggunakan metode empiris dari 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, p.15).

Persamaan untuk menghitung aliran permukaan terdiri dari:

- Evapotranspirasi Terbatas (E_t)

$$E_t = E_{t0} - E \quad (2-32)$$

$$E_t = E_{t0} \cdot (m/20) \cdot (18-h) \quad (2-33)$$

- Keseimbangan air

$$\Delta s = P - E_t \quad (2-34)$$

Aliran permukaan

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

$$\Delta s \leq E_t \text{ maka aliran permukaan} = PF \times P \quad (2-35)$$

Kandungan Air Tanah

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

$$SS \neq 0 \text{ maka kapasitas kelembaban air tanah} = SS \quad (2-36)$$

$$WS = \Delta s - SS \quad (2-37)$$

- Aliran dan Simpanan Air Tanah

$$I = i \cdot WS \quad (2-38)$$

$$V_n = [0,5 (1+k) \times I] + [k \times V_{(n-1)}] \quad (2-39)$$

$$\Delta V_n = V_n - V_{(n-1)} \quad (2-40)$$

$$BF = I - \Delta V_n \quad (2-41)$$

$$DR = WS + \text{Aliran Permukaan} - I \quad (2-42)$$

$$T_{Ro} = BF + DR \quad (2-43)$$

- Debit Aliran Sungai

$$Q = \frac{A \cdot TRo}{10 \text{ hari (detik)}} \quad (2-44)$$

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 dipermukaan 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)

2.4.7.2. Kurva Durasi Aliran (*Flow Duration Curve*)

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

Tabel 2.10 Klasifikasi Kondisi Hidrologi

<i>Flow Duration Interval</i>	<i>Hydrologic Condition Class</i>
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 pada sungai dalam satu tahun, maka kurva durasi (FDC) dibuat dengan mengurutkan data rerata 10 harian dari terbesar hingga terkecil dan setiap data debit diberikan probabilitas yang dihitung menggunakan persamaan Weibull.

$$\overline{Q_{10 \text{ harian}}} = \frac{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n}{n} \quad (2-45)$$

$$P_w = \frac{m}{n+1} \times 100\% \quad (2-46)$$

Dengan:

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

P_w = nilai probabilitas

m = data ke-

n = jumlah data

2.5. 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*).

2.5.1. Bangunan Pengatur Tinggi Muka Air (Bendung)

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

2.5.1.1. 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 diatas, 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, p.49):

$$B_e = B - 2(n \cdot K_p + K_a) H_1 \quad (2-47)$$

$$B = b - p - \sum t \quad (2-48)$$

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

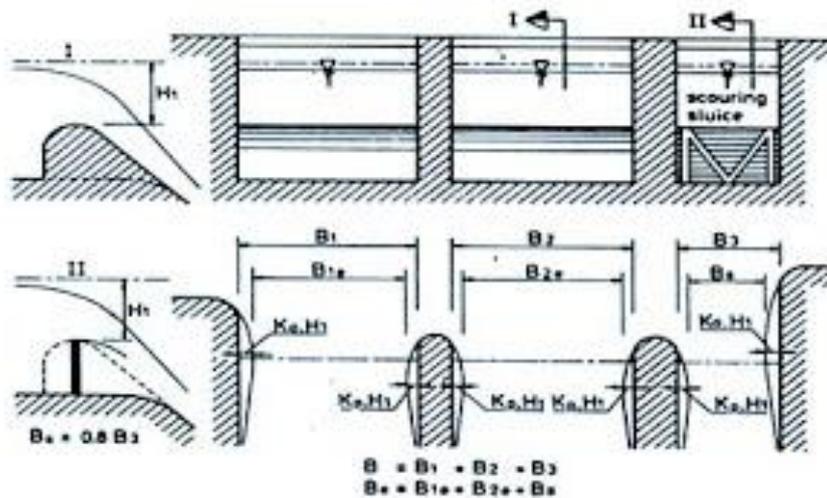
K_a = koefisien kontraksi pangkal bendung

H_1 = tinggi energi (m)

Tabel 2.11 Harga-harga Koefisien K_a dan K_p

Bentuk Pilar		K_p
Pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0.1 dari tebal pilar		0.02
Pilar berujung bulat		0.01
Pilar berujung runcing		0
Bentuk Tembok Hulu		K_a
Pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran		0.20
Pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$		0.10
Pangkal tembok bulat dimana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran		0

Sumber : KP 02-Bangunan Utama, 2015



Gambar 2.4 Lebar Efektif Mercu.

Sumber: KP 02-Bangunan Utama, 2015

2.5.1.2. Tinggi Muka Air di Atas Mercu

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

$$Q_d = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} \cdot B_e \cdot H_1^{1,5} \quad (2-49)$$

Dengan:

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

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

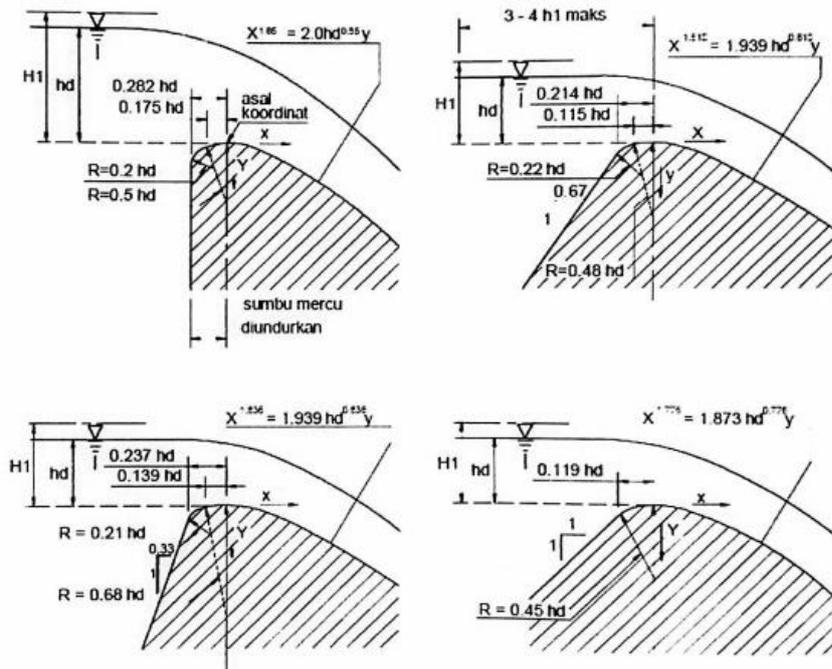
$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_1}{P} \right)^{0,99} \quad (2-50)$$

Dengan:

g = percepatan gravitasi bumi ($m/detik^2$)

B_e = panjang mercu efektif (m)

H_1 = tinggi energi diatas mercu (m)

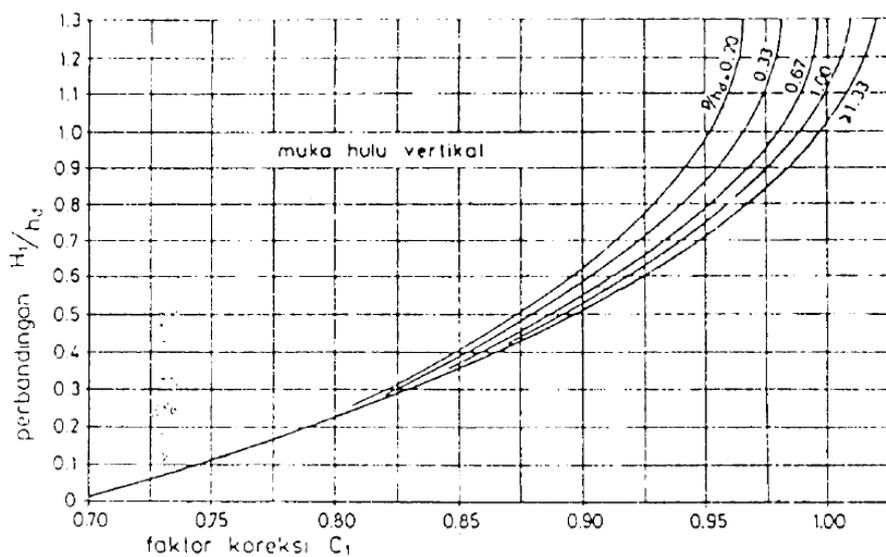


Gambar 2.5 Bentuk-bentuk bendung mercu Ogee.

Sumber: KP 02-Bangunan Utama, 2015

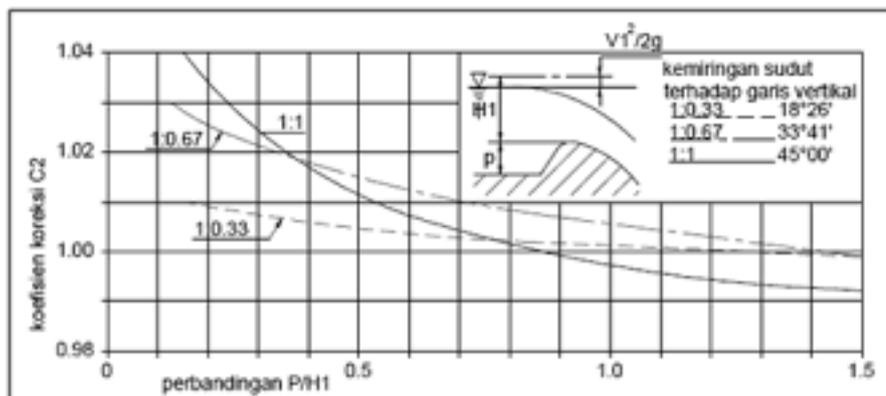
Koefisien debit C_d adalah hasil C_0 , C_1 , dan C_2 ($C_d = C_0 C_1 C_2$)

- C_0 adalah konstanta (1,30)
- C_1 adalah fungsi p/hd dan $H1/hd$, lihat pada Gambar 2.3
- C_2 adalah faktor koreksi untuk permukaan hulu, lihat pada gambar 2.4



Gambar 2.6 Faktor koreksi untuk selain tinggi energi rencana bendung mercu Ogee.

Sumber: KP 02-Bangunan Utama, 2015



Gambar 2.7 Harga-harga koefisien C_2 untuk bendung mercu tipe Ogee dengan muka hulu melengkung.

Sumber: KP 02-Bangunan Utama, 2015

2.5.2. Bangunan Pengambilan (*Intake*)

Konstruksi *intake* bertujuan mengambil air dari sungai atau kolam untuk dialirkan ke saluran, bak penampung, dan pipa pesat. (Anonim, 2009b, p.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 disisi luar belokan sungai untuk meminimalisir pengendapan disaluran pembawa.
- Usaha pencegahan perlu dilakukan untuk memisahkan sampah terapung (dengan saringan kasar atau lubang *intake* dibawah muka air) dan kerikil (ambang didasar), dari air yang masuk ke saluran pembawa.
- Pintu air harus diletakkan sedekat mungkin dengan lubang *intake* agar memudahkan penggelontoran endapan yang ada didepan lubang *intake*.

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

1. Dimensi *intake* harus didesai 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 air. Hal ini bertujuan untuk membuat debit air stabil.
3. Tinggi dan luas dari *intake* harus berdimensi seminimal mungkin.

2.5.2.1. Pintu Sorong (*Sluice Gate*)

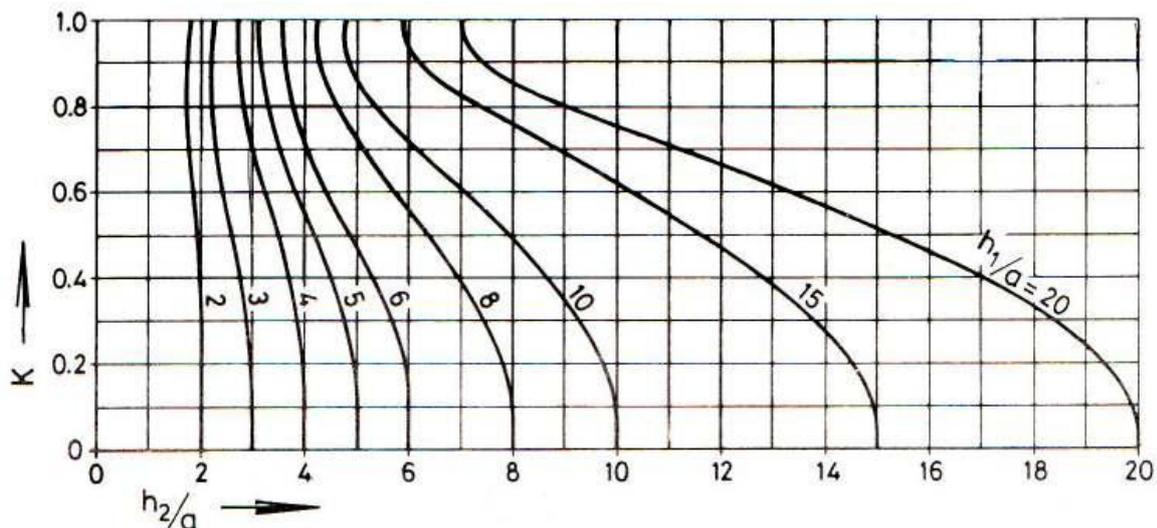
Pintu sorong digunakan untuk membuka, mengatur, dan menutup aliran air disaluran baik yang terbuka maupun tertutup. Pintu sorong bentuk sangat sederhana, untuk membuka dan pintu dilakukan dengan menggeser ke atas sedangkan untuk menutupnya dengan menggeser kebawah. Banyak digunakan untuk bangunan pengambilan dengan debit 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 disungai, pengambilan harus direncanakan sebagai pintu aliran bawah. Rumus debit yang dipakai adalah: (Anonim, 1986a, p.110)

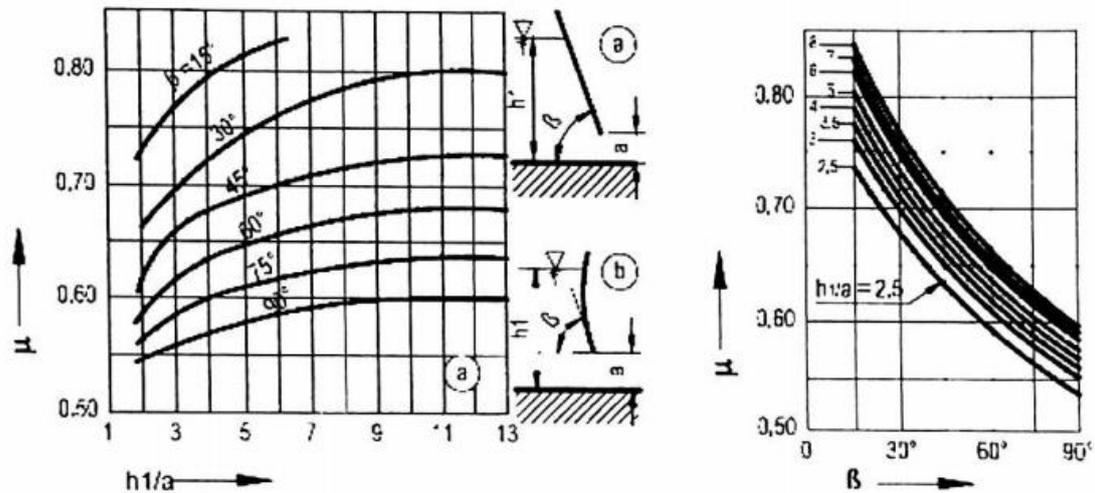
$$Q = K \cdot \mu \cdot a \cdot B \sqrt{2 g h_1} \quad (2-51)$$

Dengan:

- Q = debit (m³/detik)
- K = faktor untuk aliran tenggelam
- μ = koefisien bukaan debit (Gambar 2.11)
- a = bukaan pintu (m)
- B = lebar pintu (m)
- g = percepatan gravitasi (m/dt²)
- h_1 = kedalam air didepan pintu diatas ambang (m)



Gambar 2.8 Koefisien K untuk Debit Tenggelam
Sumber: KP 02-Bangunan Utama, 2015



Gambar 2.9 Koefisien Debit μ untuk Permukaan Pintu Datar atau Lengkung.
Sumber: KP 02-Bangunan Utama, 2015

2.5.3. 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 bak pengendap memiliki fungsi berikut:

1. Bagian Penghubung

Bagian ini merupakan 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, air 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:

$$l \geq \frac{V}{U} \times h_s \quad (2-52)$$

$$L_s = 2 \times l \quad (2-53)$$

$$V = \frac{Q_d}{B \times h_s} \quad (2-54)$$

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 (m³/dt)
 B = lebar bak pengendap (m)

4. Penampungan Sedimen

Bagian ini adalah daerah dimana sedimen diendapkan.

5. Pelimpah (*Spillway*)

Untuk mendesain dimensi *spillway* menggunakan persamaan berikut:

$$Q_d = C \times B_{sp} \times h_{sp}^{1,5} \quad (2-55)$$

$$h_{sp} = \left(\frac{Q_d}{C \times B_{sp}} \right)^{1/1,5} \quad (2-56)$$

dengan:

Q_d = debit desain (m³/dt)

C = koefisien = 1,80

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

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

2.5.4. 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, p.14)

2.5.4.1. Perhitungan Kecepatan

Debit yang melalui suatu saluran dihitung sebagai berikut:

$$Q = V \times A \quad (2-57)$$

Kecepatan diperoleh dengan formula Manning – Strickler:

$$V = K \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (2-58)$$

Dengan:

Q = debit (m³/dt)

V = kecepatan rata-rata (m/dt)

K = Koefisien *Strickler*

R = jari-jari hidraulik (m)

I = kemiringan dasar saluran

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

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

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

2.5.4.2. Dimensi Saluran

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

- a. Kedalaman aliran (h) adalah jarak vertikal titik terendah suatu penampang saluran sampai ke permukaan bebas.
- b. 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.
- c. Lebar puncak (T) adalah lebar penampang saluran pada permukaan bebas.
- d. Luas basah (A) adalah luas penampang melintang aliran yang tegak lurus arah aliran.
- e. Keliling basah (P) adalah panjang garis perpotongan dari permukaan basah saluran dengan bidang penampang melintang yang tegak lurus arah aliran.
- f. Jari-jari hidrolik (R) adalah rasio luas basah dengan keliling basah.

$$R = \frac{A}{P} \quad (2-59)$$

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

$$D = \frac{A}{T} \quad (2-60)$$

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

2.5.4.3. 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. Umumnya, pada skala mikrohidro, *slope* saluran pembawa didesain antara 1/500 – 1/1.500. (Anonim, 2009d, pp.5-21)

2.5.4.4. 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, p.145)

Tinggi jagaan berguna untuk menaikkan muka air dan mencegah kerusakan tanggul saluran. Kenaikan tinggi muka air sampai diatas 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 2.12 Tinggi Jagaan untuk Saluran Pasangan

debit (m ³ /dt)	Tinggi Jagaan (m)
< 0,5	0,2
0,5 – 1,5	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

2.5.5. 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 listrik pada saluran. (Anonim, 2009b, p.15)

1. Fungsi bak penenang

Fungsi bak penenang secara umum dibagi menjadi dua, yaitu,

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

2. Kapasitas bak penenang

Kapasitas bak penenang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$V_{sc} = A_{sc} \times d_{sc} \quad (2-61)$$

$$V_{sc} = B \times L \times d_{sc} \quad (2-62)$$

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, $V_{sc} = 10 - 20 \times Q_d$;

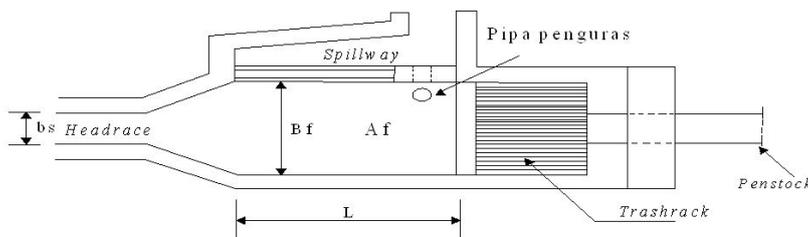
Jika forebay berfungsi untuk mengontrol debit dan sedimen, maka kapasitasnya harus didesain antara 30-60 kali debit desain, $V_{sc} = 30 - 60 \times Q_d$

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 2.10 Dimensi Bak Penenang (Forebay)

Sumber: Anonim (2009d:5-24)

2.5.6. Pipa Pesat

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

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

$$d = 2,69 \times \left(\frac{n^2 \times Q^2 \times L}{H} \right)^{0,1875} \quad (2-63)$$

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, p.411)

$$t = \frac{P \times r \times 1000}{q} \quad (2-64)$$

$$P = \rho \times g \times h \quad (2-65)$$

Dengan:

t = tebal pipa pesat (m)

P = gaya (ton/m²)

r = jari-jari pipa pesat (m)

q = tegangan meterial pipa pesat yang digunakan (ton/m²)

ρ = massa jenis air (ton/m³)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)

H = tinggi jatuh total/kotor (m)

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

$$d \leq 1,0 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad h \geq 1,2 \text{ d} \quad (2-66)$$

$$d > 1,0 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad h \geq d^2 \quad (2-67)$$

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 hidrolik yang curam, dengan cara menghilangkan kondisi susunan yang memungkinkan terjadinya lonjakan hidrolik atau pusaran.

2.5.7. 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 minihidro 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,p.32)

$$h_1 = f \times \frac{V^2}{2g} \quad (2-68)$$

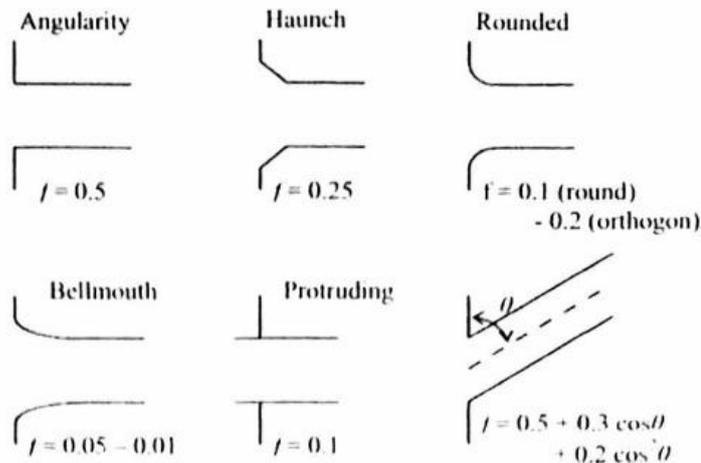
dengan:

h₁ = jumlah kehilangan tinggi (m)

f = nilai koefisien kehilangan tinggi

V = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)



Gambar 2.11 Nilai f berdasarkan bentuk inlet.

Sumber: Anonim (2009d: 5-13)

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

$$h_s = \varphi \cdot \sin \alpha \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2-69)$$

dengan:

h_s = kehilangan tinggi energi

V = kecepatan datang (m/dt)

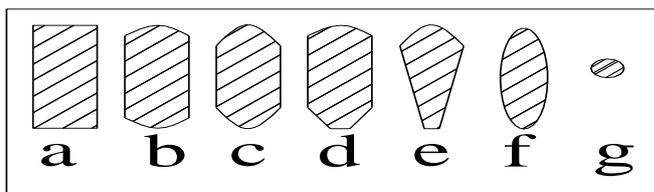
g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)

φ = faktor bentuk profil kisi saringan

α = sudut kemiringan horizontal dalam derajat

t = tebal jeruji (m)

b = jarak bersih antar jeruji b ($b > 50$ mm) (m)



Gambar 2.12 Profil Kisi Saringan

Faktor bentuk profil kisi saringan dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.13 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 didalam pipa akibat kekasaran pipa.

c) Kehilangan tinggi tekan akibat gesekan

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

$$h_g = f \times \frac{L_p}{d} \times \frac{V^2}{2g} \quad (2-70)$$

$$f = \frac{124,5 \times n^2}{d^{1/3}} \quad (2-71)$$

dengan:

h_g = kehilangan tinggi akibat gesekan (m)

f = koefisien diameter pada pipa pesat

L_p = panjang pipa pesat (m)

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

d = diameter dalam pipa (m)

g = percepatan gravitasi (9,81 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, p.64)

$$h_f = \xi \times \frac{V^2}{2g} \quad (2-72)$$

dengan:

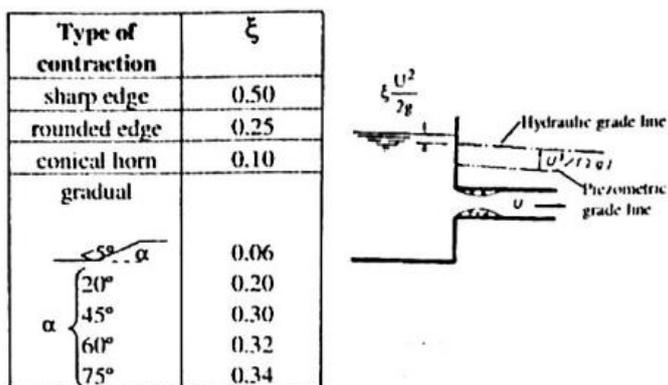
ξ = koefisien berdasarkan kontraksi

V = kecepatan masuk (m/detik)

g = percepatan gravitasi (m²/detik)

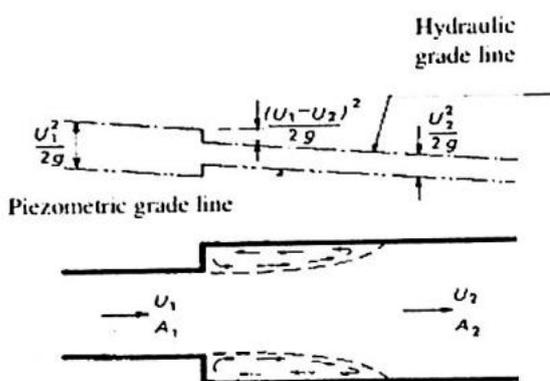
Nilai ξ dapat ditentukan berdasarkan jenis kontraksi atau hambatan yang terjadi pada pengaliran, berikut jenis kontraksi dan hambatan yang diperhitungkan: (Ramos, 2000, p.64)

d) Konstraksi



Gambar 2.13 Kisaran nilai ξ berdasarkan tipe kontraksi
 Sumber: Ramos, 2000.

e) Penyempitan/pelebaran



Gambar 2.14 Sketsa situasi kehilangan tinggi akibat penyempitan dan pelebaran
 Sumber: Ramos, 2000.

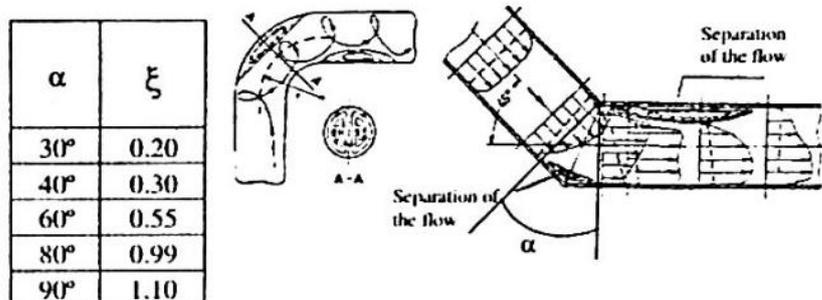
$$\xi = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \tag{2-73}$$

dengan:

ξ = koefisien berdasarkan kontraksi

A = luas penampang (m^2)

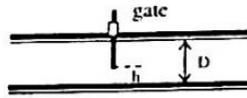
f) Tikungan/belokan



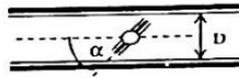
Gambar 2.15 Kisaran nilai ξ akibat belokan
 Sumber: Ramos, 2000.

g) Pintu dan katup

h/D	ξ
0.20	31.4
0.50	3.3
0.70	0.8



α	ξ
5°	0.24
20°	1.54
40°	10.8
60°	118



Gambar 2.16 kisaran nilai ξ akibat pintu dan katup

Sumber: Ramos, 2000.

f) Dinding pipa

Tabel 2.14 Tinggi kekasaran rata-rata untuk pipa komersial

Pipe Material	Roughness Height (mm)
1. Wrought iron	0.04
2. Asbestos cement	0.05
3. Poly(vinyl chloride)	0.05
4. Steel	0.05
5. Asphalted cast iron	0.13
6. Galvanized iron	0.15
7. Cast/ductile iron	0.25
8. Concrete	0.3 to 3.0
9. Riveted steel	0.9 to 9.0

Sumber: Ramos, 2000.

2.5.8. 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, p.57).

Persamaan tinggi jatuh efektif adalah:

$$H_{eff} = EMAW - TWL - H_1 \quad (2-74)$$

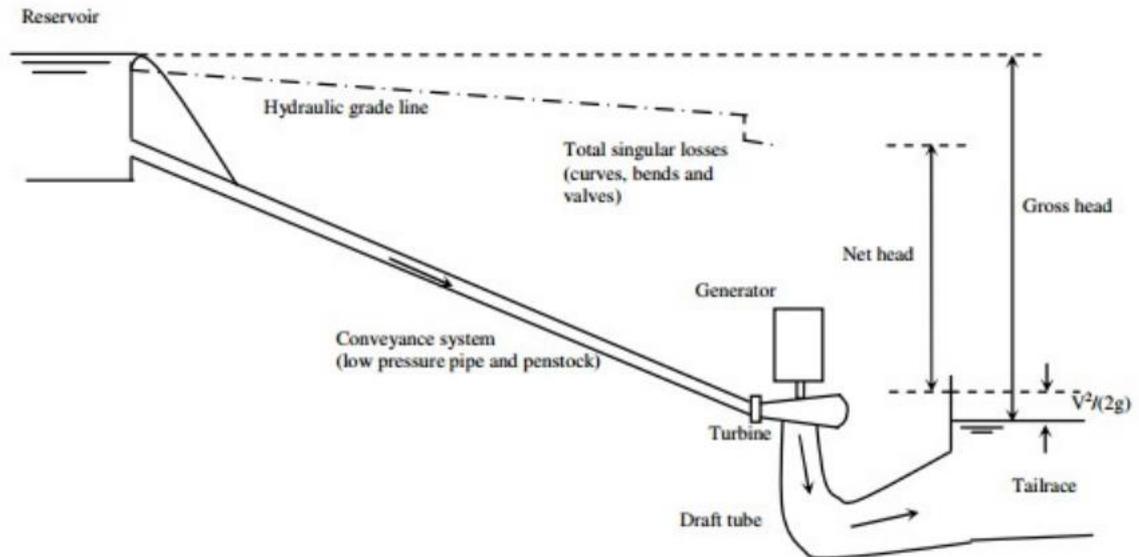
Dengan:

H_{eff} = tinggi jatuh efektif (m)

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

TWL = *tail water level* (m)

H_1 = total kehilangan tinggi tekan (m)



Gambar 2.17 Sketsa Tinggi Jatuh Efektif
Sumber: Ramos, 2000:61

2.5.9. 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, p.8)

Head Pressure

	High	Medium	Low
Impulse	Pelton Turgo Multi-jet Pelton	Crossflow Turgo Multi-jet Pelton	Crossflow
Reaction		Francis Pump-as-Turbine	Propeller Kaplan

Gambar 2.18 Jenis Turbin
Sumber: Anonim, 2009c:8

2.5.9.1. 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 2.15 Klasifikasi Tinggi Jatuh

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

Sumber: Anonim, 2009c:12

Selain penentuan tipe turbin, juga dapat dibedakan berdasarkan perubahan momentum fluida kerjanya sebagai berikut: (Arismunandar, 1991, p.53)

a. Turbin Impuls

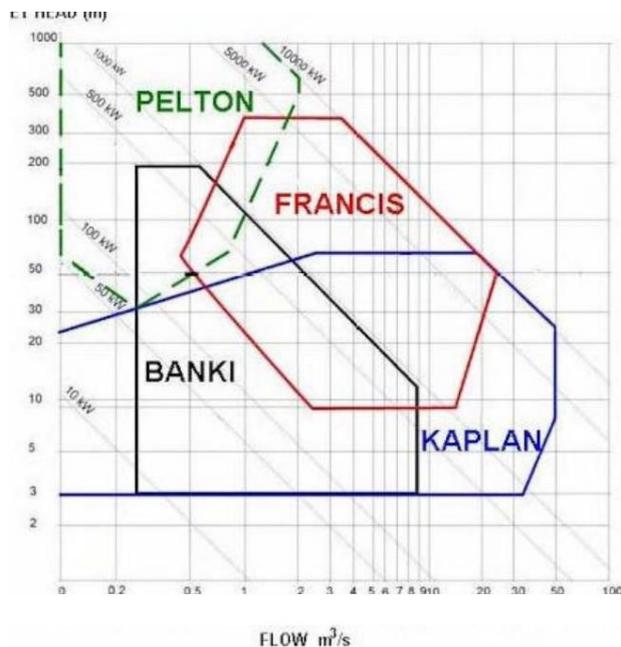
Merupakan turbin yang dibuat sedemikian sehingga rotor (*runner*) bekerja karena aliran air, disini beda tinggi diubah menjadi kecepatan karena perbedaan tinggi. Turbin jenis ini meliputi *crossflow*, *pelton*, dan *turgo*, menggunakan tekanan yang sama pada setiap sisi sudut gerakanya dimana bagian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

b. Turbin Reaksi

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

2.5.9.2. Karakteristik Turbin

Perbandingan karakteristik turbin dapat dilihat pada grafik dibawah ini:



Gambar 2.19 Grafik Hubungan Head dan Flow

Sumber: Ramos, 2000:84

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. (Arismundar, 1991, p.66)

a. Turbin Pelton

Turbin Pelton ,bersama-sama dengan turbin Turgo dan turbin aliran silang (Cross-flow) termasuk dalam kelompok turbin impuls. Karakteristik umum dari turbin impuls adalah pemasukan air ke dalam runner pada tekanan atmosfer. Turbin ini ditemukan sekitar tahun 1880 oleh seorang Amerika yang bernama Pelton, sehingga turbin ini disebut sebagai turbin Pelton.

Turbin Pelton tersusun dari satu set sudu gerak berbentuk mangkuk yang dipasang pada roda gerak/ runner. Jika mangkuk- mangkuk tersebut didorong pancaran air berkecepatan tinggi / jet dari nosel , maka runner turbin pelton tersebut akan berputar menghasilkan energi mekanik yang dapat menggerakkan generator.



Gambar 2.20 Turbin Pelton
Sumber: cink-hydro-energy.com

b. Turbin Francis

Turbin Francis dapat berupa *volute-case* ataupun *type open-flume*. Konstruksi rumah keong (*spiral case*) memungkinkan air terdistribusi secara uniform sepanjang perimeter dari *runner* dan *guide vane* menyalurkan air tersebut pada sudut yang tepat. Sudu runner merupakan profil yang kompleks dan terendam air. Dorongan air ke sudu runner memindahkan energi air ke runner sebelum air tersebut keluar turbin lewat draft tube.

Turbin Francis biasanya mempunyai *guide vane* yang dapat diatur (*adjustable*). Gerakan *guide vane* ini mengatur aliran air yang masuk ke *runner* dan biasanya

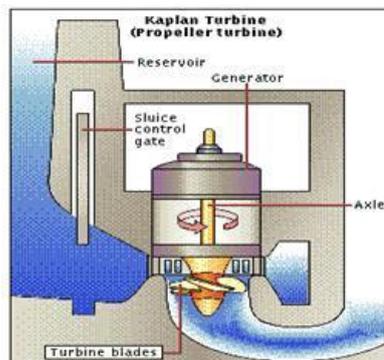
dihubungkan dengan *system governor* yang mengatur besar laju aliran air. Jika aliran air berkurang maka efisiensi turbin juga turun.



Gambar 2.21 Turbin Francis
Sumber: cink-hydro-energy.com

c. Turbin Kaplan

Untuk *hydropower* yang berskala lebih besar maka dipakai turbin propeller yang lebih canggih. Pada turbin ini sudu propeller dan wicket gate dapat diatur sehingga efisiensi nya pada saat beroperasi pada beban rendah (*part-flow*) tetap baik. Turbin dengan variable pitch ini dikenal sebagai turbin Kaplan.



Gambar 2.22 Turbin Kaplan
Sumber: Teknikmesin.com

2.5.10. Generator

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

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

Tabel 2.16 Efisiensi Generator

Rate Power (kW)	<i>Benefit</i> <i>Efficiency</i>
10	0,910
50	0,940
100	0,950
250	0,955
500	0,960
1000	0,970

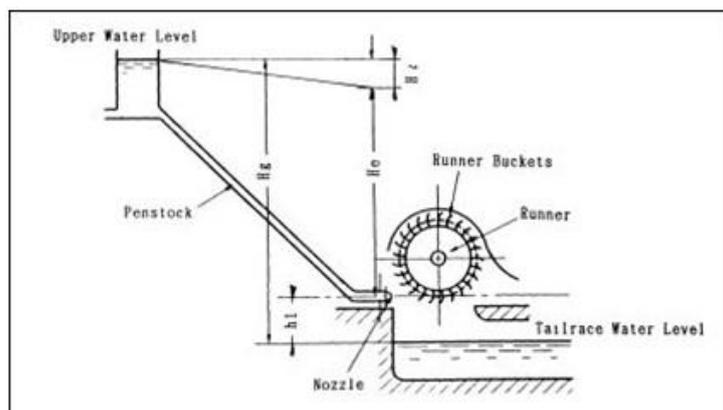
Sumber: Anonim, 2009d:187

2.5.11. 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, p.20)

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

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



Gambar 2.23 Dimensi Saluran Pembuang (*Tailrace*) untuk Turbin Pelton
Sumber: Anonim, (2009d:5-24)

Debit yang melalui suatu saluran dihitung sebagai berikut:

$$Q = V \times A \quad (2-75)$$

Kecepatan diperoleh dengan formula Manning – Strickler:

$$V = K \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (2-76)$$

Dengan:

Q	= debit (m ³ /dt)
V	= kecepatan rata-rata (m/dt)
K	= Koefisien <i>Strickler</i>
R	= jari-jari hidraulik (m)
I	= kemiringan dasar saluran

2.6. Perhitungan Daya dan Energi

Keuntungan suatu proyek Pembangkit 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 (m³/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, p.19)

$$\text{Daya Teoritis} = 9,81 \times Q \times H_{eff} \text{ (kW)} \quad (2-77)$$

$$\text{Daya Turbin} = 9,81 \times \eta_t \times Q \times H_{eff} \text{ (kW)} \quad (2-78)$$

$$\text{Daya Generator} = 9,81 \times \eta_g \times Q \times H_{eff} \text{ (kW)} \quad (2-79)$$

dengan:

P = daya yang dihasilkan (kW)

η_t = efisiensi turbin

η_g = efisiensi generator

ρ = massa jenis air = 1000 (kg/m³)

Q = debit pembangkit (m³/dt)

H_{eff} = tinggi jatuh efektif (m)

2.7. Kebutuhan Listrik Masyarakat

Kebutuhan listrik masyarakat, khususnya pada program pelistrikan desa sangat dibatasi. Hal ini didasarkan ketersediaan potensi sumberdaya air, kemampuan memelihara dan membiayai penggunaan listrik, serta besaran biaya pembangunan.

Bedasarkan ketersediaan daya yang dibangkitkan melalui PLTMH Kepil maka dapat dihitung berapa rumah yang akan menerima suplai daya listrik baru. Menurut Peraturan Menteri ESDM no. 28 Tahun 2016, golongan tarif listrik terendah untuk keperluan rumah tangga yaitu sebesar 450 W. Maka dapat dihitung jumlah rumah yang dapat disuplai oleh PLTM Kepil dengan asumsi satu rumah memperoleh daya 450W.