

## BAB II

### DASAR TEORI

#### 2.1. URAIAN UMUM

Dalam suatu perencanaan pekerjaan, diperlukan pemahaman terhadap teori pendukung agar nantinya didapat hasil yang maksimal. Maka dari itu, sebelum melangkah ke perencanaan PLTM, terlebih dahulu harus dipahami pengertian-pengertian serta rumus-rumus yang nantinya akan berguna terutama pada saat pengolahan data dan perencanaan desain bangunan sipil.

#### 2.2. ANALISA DEBIT BANJIR RENCANA

Analisa debit banjir digunakan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana pada suatu DAS. Debit banjir rencana merupakan debit banjir maksimum rencana pada sungai atau saluran alamiah dengan periode ulang tertentu yang dapat dialirkan tanpa membahayakan lingkungan sekitar dan stabilitas sungai. Data yang dibutuhkan untuk penentuan debit banjir rencana antara lain data curah hujan. Data curah hujan merupakan salah satu data yg dapat digunakan untuk memperkirakan besarnya debit banjir rencana baik secara rasional, empiris maupun statistik.

Adapun langkah-langkah dalam menentukan debit banjir adalah:

1. Menentukan DAS dan luasnya
2. Menentukan curah hujan maksimum pada DAS yang ditinjau tiap tahunnya dari data curah hujan
3. Menganalisis curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun
4. Menghitung debit banjir rencana pada periode ulang T tahun.

##### 2.2.1. Penentuan Luas DTA (Daerah Tangkapan Air)

Dalam penentuan batas dan luas daerah tangkapan air / *catchment area*, digunakan data yang diperoleh dari Data Pembangunan PLTA Garut.

**2.2.2. Perhitungan Curah Hujan Areal**

Dalam pembuatan rancangan dan rencana adalah distribusi curah hujan pada areal yang bersangkutan. Data curah hujan yang digunakan adalah data curah hujan selama 9 tahun, dari Januari 1995 hingga Desember 2003 di 4 stasiun hujan yang berdekatan dengan lokasi waduk. Empat stasiun hujan itu adalah Stasiun Cisaruni, Stasiun Bungbulang, Stasiun Cikajang, Stasiun Pasirwangi.

**2.2.2.1. Cara Rata-Rata Aljabar**

Cara ini memberikan hasil yang dapat dipercaya jika pos-pos penakarnya ditempatkan secara merata di areal tersebut, dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh pos di seluruh areal. (Sumber: Soemarto, 1987)

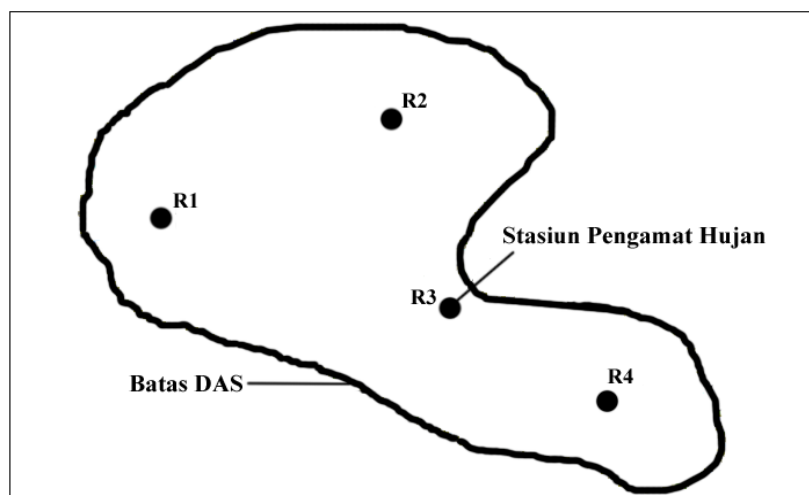
$$\bar{R} = 1/n ( R_1 + R_2 + \dots + R_n ) \dots\dots\dots(2.1)$$

di mana :

$\bar{R}$  = curah hujan rata-rata daerah (mm)

n = jumlah titik-titik (pos-pos) pengamatan

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = curah hujan di tiap titik pengamatan



*Gambar 2.1 Perhitungan dengan cara aljabar*

**2.2.2.2. Cara Poligon Thiessen**

Cara ini berdasarkan rata-rata timbang. Masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegaklurus terhadap garis penghubung di antara dua buah pos penakar. Hal yang perlu diperhatikan dalam cara poligon *thiessen* ini adalah stasiun pengamatan minimal tiga stasiun dan penambahan stasiun akan merubah seluruh jaringan.

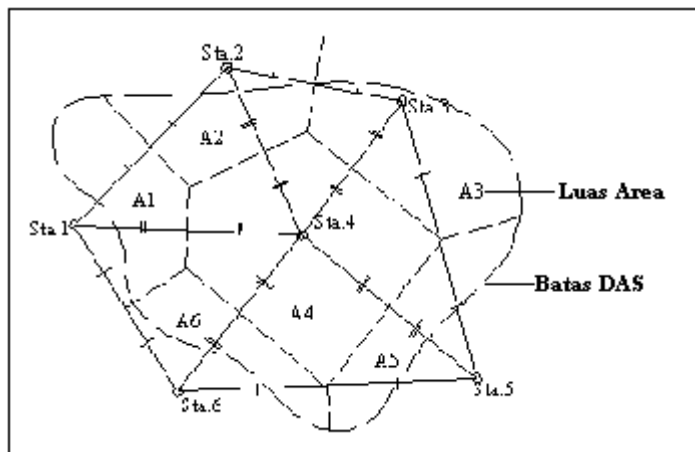
$$\bar{R} = \frac{A_1R_1 + A_2R_2 + \dots + A_nR_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2.2)$$

di mana :

$\bar{R}$  = Curah hujan maksimum rata-rata (mm)

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = Curah hujan pada stasiun 1,2,.....,n (mm)

$A_1, A_2, \dots, A_n$  = Luas daerah pada poligon 1,2,.....,n (Km<sup>2</sup>)



**Gambar 2.2 Perhitungan dengan cara thiessen**

**2.2.2.3. Cara Isohyet**

Dengan cara ini, kita harus menggambar dulu kontur tinggi hujan yang sama (*isohyet*). Ini adalah cara yang paling teliti untuk mendapatkan hujan areal rata-rata, tetapi memerlukan jaringan pos penakar yang relatif lebih padat yang memungkinkan untuk membuat *isohyet*. Pada waktu menggambar *isohyet* sebaiknya juga memperhatikan pengaruh bukit atau gunung terhadap distribusi hujan (hujan orografik).

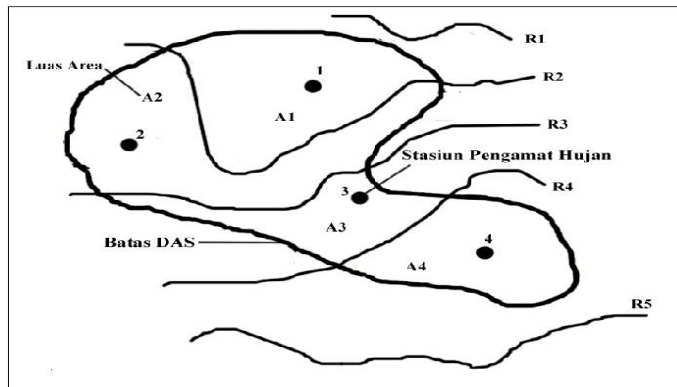
$$\bar{R} = \frac{\frac{R_1 + R_2}{2} A_1 + \frac{R_2 + R_3}{2} A_2 + \dots + \frac{R_n + R_{n-1}}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2.3)$$

di mana :

$\bar{R}$  = Curah hujan rata-rata (mm)

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = Curah hujan stasiun 1, 2, ..., n (mm)

$A_1, A_2, \dots, A_n$  = Luas bagian yang dibatasi oleh *isohyet-isohyet* (Km<sup>2</sup>)



(Sumber: Soemarto, 1987)

Gambar 2.3 Perhitungan dengan cara isohyet

**2.2.3 Analisis Frekuensi**

Hujan rencana merupakan kemungkinan tinggi hujan yang terjadi dalam kala ulang tertentu sebagai hasil dari suatu rangkaian analisis hidrologi yang biasa disebut analisis frekuensi. Secara sistematis metode analisis frekuensi perhitungan hujan rencana ini dilakukan secara berurutan sebagai berikut :

1. Parameter Statistik
2. Pemilihan Jenis Metode
3. Uji Kebenaran Sebaran
4. Plotting Data Curah Hujan ke Kertas Probabilitas

**2.2.3.1 Parameter Statistik**

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata ( $\bar{X}$ ), deviasi standar (Sd), koefisien variasi (Cv) koefisien kemiringan (Cs) dan koefisien kurtosis (Ck). Sementara untuk memperoleh harga

parameter statistik dilakukan perhitungan dengan rumus dasar sebagai berikut (Soemarto, 1999) :

$$\bar{X} = \sum \frac{Rx}{n} ; \quad Sd = \sqrt{\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.4)$$

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}} \dots\dots\dots(2.5)$$

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n \{(Xi) - \bar{X}\}^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \dots\dots\dots(2.6)$$

$$Ck = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \{(Xi) - \bar{X}\}^4}{Sd^4} \dots\dots\dots(2.7)$$

di mana :

- $\bar{X}$  = Tinggi hujan harian maksimum rata-rata selama n tahun (mm)
- $\Sigma X$  = Jumlah tinggi hujan harian maksimum selama n tahun (mm)
- n = Jumlah tahun pencatatan data hujan
- Sd = Deviasi standar
- Cv = Koefisien variasi
- Cs = Koefisien kemiringan (*Skewness*)
- Ck = Koefisien kurtosis

Lima parameter statistik di atas akan menentukan jenis metode yang akan digunakan dalam analisis frekuensi

**2.2.6.2 Pemilihan Jenis Metode**

Penentuan jenis metode akan digunakan untuk analisis frekuensi dilakukan dengan beberapa asumsi sebagai berikut :

- a. Metode Gumbel Tipe I
- b. Metode Log Pearson Tipe III

c. Metode Log Normal

A. Metode Gumbel Tipe I

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode distribusi Gumble Tipe I digunakan persamaan distribusi frekuensi empiris sebagai berikut (Soemarto, 1999).

$$X_T = \bar{X} + \frac{S}{S_n}(Y_T - Y_n) \dots\dots\dots (2.8)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots (2.9)$$

Hubungan antara periode ulang T dengan YT dapat dihitung dengan rumus :

untuk  $T \geq 20$ , maka  $Y = \ln T$

$$Y_T = -\ln \left[ -\ln \frac{T-1}{T} \right] \dots\dots\dots (2.10)$$

di mana :

$X_T$  = Nilai hujan rencana dengan data ukur T tahun (mm)

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hujan (mm)

S = Deviasi standar (simpangan baku)

$Y_T$  = Nilai reduksi variat ( *reduced variate* ) dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang T tahun, seperti dituliskan pada Tabel 2.3.

$Y_n$  = Nilai rata-rata dari reduksi variat (*reduce mean*) nilainya tergantung dari jumlah data (n), seperti ditunjukkan pada Tabel 2.1

$S_n$  = Deviasi standar dari reduksi variant (*reduced standart deviation*) nilainya tergantung dari jumlah data (n), seperti ditunjukkan pada Tabel 2.2

## BAB II DASAR TEORI

**Tabel 2.1 Reduced Mean  $Y_n$**

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5300	0,5820	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5400	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600									

(Sumber: Soemarto, 1987)

**Tabel 2.2 Reduced Standard Deviation  $S_n$**

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0315	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1923	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2046	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065									

(Sumber: Soemarto, 1987)

**Tabel 2.3 Reduced Variate  $Y_T$**

Periode Ulang (Tahun)	Reduced Variate
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9606
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,9210

(Sumber: Soemarto, 1987)

**B. Metode Distribusi Log Pearson III**

Metode Log Pearson III apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (Soemarto, 1999) :

$$Y = \bar{Y} + k.S \dots\dots\dots(2.11)$$

di mana :

Y = Nilai logaritmik dari X atau log X

X = Curah hujan (mm)

$\bar{Y}$  = Rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) nilai Y

S = Deviasi standar nilai Y

K = Karakteristik distribusi peluang Log-Pearson tipe III, seperti ditunjukkan pada Tabel 2.4.

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Mengubah data curah hujan sebanyak n buah X<sub>1</sub>,X<sub>2</sub>,X<sub>3</sub>,...X<sub>n</sub> menjadi log ( X<sub>1</sub> ), log ( X<sub>2</sub> ), log ( X<sub>3</sub> ),....., log ( X<sub>n</sub> ).
2. Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus berikut :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n} \dots\dots\dots(2.12)$$

di mana :

$\overline{\log X}$  = Harga rata-rata logaritmik

N = Jumlah data

X<sub>i</sub> = Nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R24 maks)  
(mm)

3. Menghitung harga deviasi standarnya dengan rumus berikut :

$$Sd \log x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{ \log(X_i) - \overline{\log(X)} \}^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.13)$$

di mana : Sd = Deviasi standar



4. Menghitung koefisien *Skewness* dengan rumus :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n \{\log(Xi) - \overline{\log X}\}^3}{(n-1)(n-2)S_1^3} \dots\dots\dots(2.14)$$

di mana :

Cs = Koefisien *Skewness*

5. Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus

$$\text{Log XT} = \overline{\log X} + G * S1 \dots\dots\dots (2.15)$$

di mana :

XT = Curah hujan rencana periode ulang T tahun (mm)

G = Harga yang diperoleh berdasarkan nilai Cs yang didapat, seperti ditunjukkan pada Tabel 2.4

6. Menghitung koefisien Kurtosis (Ck) dengan rumus:

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n \{\log(Xi) - \overline{\log X}\}^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S_1^4} \dots\dots\dots (2.16)$$

di mana :

Ck = Koefisien kurtosis

7. Menghitung koefisien Variasi (Cv) dengan rumus:

$$Cv = \frac{S_1}{\log X} \dots\dots\dots (2.17)$$

di mana :

Cv = Koefisien variasi

S1 = Deviasi standar

**Tabel 2.4 Harga K Untuk Distribusi Log Pearson III**

Kemencengan n (Cs)	Periode Ulang Tahun							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	0,132	0,780	1,336	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,488	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	0,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Sumber: Soemarto, 1987)

**C. Metode Log Normal**

Metode Log Normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (Soewarno,1995):

$$X_T = \bar{X} + Kt * S \dots\dots\dots (2.18)$$

di mana :

$X_T$  = Besarnya curah hujan yang mungkin terjadi dengan periode ulang  
X tahun (mm)

$\bar{X}$  = Curah hujan rata-rata (mm)

S = Deviasi standar data hujan maksimum tahunan

Kt = Standard Variable untuk periode ulang T tahun yang besarnya  
diberikan seperti ditunjukkan pada Tabel 2.5

**Tabel 2.5 Standard Variabel Kt**

T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt
1	-1.86	20	1.89	90	3.34
2	-0.22	25	2.10	100	3.45
3	0.17	30	2.27	110	3.53
4	0.44	35	2.41	120	3.62
5	0.64	40	2.54	130	3.70
6	0.81	45	2.65	140	3.77
7	0.95	50	2.75	150	3.84
8	1.06	55	2.86	160	3.91
9	1.17	60	2.93	170	3.97
10	1.26	65	3.02	180	4.03
11	1.35	70	3.08	190	4.09
12	1.43	75	3.60	200	4.14
13	1.50	80	3.21	221	4.24
14	1.57	85	3.28	240	4.33
15	1.63	90	3.33	260	4.42

(Sumber: Soewarno, 1995)

**Tabel 2.6 Koefisien Untuk Metode Sebaran Log Normal**

Kemencengan (Cv)	Periode Ulang T tahun					
	2	5	10	20	50	100
0.0500	-0.2500	0.8334	1.2965	1.6863	2.1341	2.4370
0.1000	-0.0496	0.8222	1.3078	1.7247	2.2130	2.5489
0.1500	-0.0738	0.8085	1.3156	1.7598	2.2899	2.6607
0.2000	-0.0971	0.7926	1.3200	1.7911	2.3640	2.7716
0.2500	-0.1194	0.7748	1.3209	1.8183	2.4348	2.8805
0.3000	-0.1406	0.7547	1.3183	1.8414	2.5316	2.9866
0.3500	-0.1604	0.7333	1.3126	1.8602	2.5638	3.0890
0.4000	-0.1788	0.7100	1.3037	1.8746	2.6212	3.1870
0.4500	-0.1957	0.6870	1.2920	1.8848	2.6734	3.2109
0.5000	-0.2111	0.6626	1.2778	1.8909	2.7202	3.3673
0.5500	-0.2251	0.6129	1.2513	1.8931	2.7615	3.4488
0.6000	-0.2375	0.5879	1.2428	1.8916	2.7974	3.5241
0.6500	-0.2485	0.5879	1.2226	1.8866	2.8279	3.5930
0.7000	-0.2582	0.5631	1.2011	1.8786	2.8532	3.6568
0.7500	-0.2667	0.5387	1.1784	1.8577	2.8735	3.7118
0.8000	-0.2739	0.5148	1.1548	1.8543	2.8891	3.7617
0.8500	-0.2801	0.4914	1.1306	1.8388	2.9002	3.8056
0.9000	-0.2852	0.4886	1.1060	1.8212	2.9071	3.8437
0.9500	-0.2895	0.4466	1.0810	1.8021	2.9102	3.8762
1.0000	-0.2929	0.4254	1.0560	1.7815	2.9098	3.9036

(Sumber: Soewarno, 1995)

**2.2.6.3 Uji Keselarasan Distribusi**

Untuk menjamin bahwa pendekatan empiris benar-benar bisa diwakili oleh kurva teoritis, perlu dilakukan uji kesesuaian distribusi, yang biasa dikenal sebagai *testing of goodness of fit*. Ada dua jenis uji keselarasan yaitu uji keselarasan *chi square* dan *Smirnov Kolmogorof*. Pada tes ini biasanya yang diamati adalah hasil perhitungan yang diharapkan.

**A. Uji Keselarasan Chi Square**

Prinsip pengujian dengan metode ini didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas, dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca di dalam kelas tersebut, atau dengan membandingkan nilai *chi square* ( $X^2$ ) dengan nilai *chi square* kritis ( $X^2_{cr}$ ). Uji keselarasan *chi square* menggunakan rumus (Soewarno,1995):

$$X^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.19)$$

dimana :

- $X^2$  = Harga *chi square* terhitung
- $O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i
- $E_i$  = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i
- $N$  = Jumlah data

Suatu distrisbusi dikatakan selaras jika nilai  $X^2$  hitung  $< X^2$  kritis. Nilai  $X^2$  kritis dapat dilihat di Tabel 2.7. Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan *chi square* kritis paling kecil. Untuk suatu nilai nyata tertentu (*level of significant*) yang sering diambil adalah 5 %. Derajat kebebasan ini secara umum dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soewarno,1995) :

$$Dk = K-(P+1)\dots\dots\dots (2.20)$$

di mana :

- $Dk$  = Derajat kebebasan
- $P$  = Nilai untuk distribusi Metode Gumbel,  $P = 1$

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut :

- Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan dirtibusi teoritis yang digunakan dapat diterima.

- Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, perlu penambahan data.

***Tabel 2.7 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Square***

Dk	$\alpha$ Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	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	7,378	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	31,41	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	41,683	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558

**Tabel 2.7 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Square (Lanjutan)**

Dk	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
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	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber: Soewarno, 1995)

**B. Uji Keselarasan Smirnov Kolmogorof**

Uji keselarasan Smirnov-Kolmogorof, sering juga disebut uji keselarasan non parametrik (*non parametrik test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut ;

Rumus yang dipakai.

$$\alpha = \frac{P_{\max}}{P_{(x)}} - \frac{P_{(xi)}}{\Delta_{Cr}} \dots\dots\dots(2.21)$$

1. Urutkan dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya nilai masing-masing peluang dari hasil penggambaran grafis data (persamaan distribusinya) :

- X<sub>1</sub> → P'(X<sub>1</sub>)
- X<sub>2</sub> → P'(X<sub>2</sub>)
- X<sub>m</sub> → P'(X<sub>m</sub>)
- X<sub>n</sub> → P'(X<sub>n</sub>)

2. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorof test*) tentukan harga Do (seperti ditunjukkan pada Tabel 2.8).

**Tabel 2.8 Nilai Delta Kritis Untuk Uji Keselarasan Smirnov Kolmogorof**

Jumlah data	α derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

(Sumber: Soewarno, 1995)

**2.2.6.4 Ploting Data Curah Hujan ke Kertas Probabilitas**

Ploting data distribusi frekuensi dalam kertas probabilitas bertujuan untuk mencocokkan rangkaian data dengan jenis sebaran yang dipilih, dimana kecocokan dapat dilihat dengan persamaan garis yang membentuk garis lurus. Hasil ploting juga dapat digunakan untuk menaksir nilai tertentu dari data baru yang kita peroleh (Soewarno, 1995).

**2.2.4 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. (Lily Montarcih, 2009)

**a. Menurut Dr. Mononobe**

Rumus yang dipakai :

$$I = \frac{R_{24}}{24} * \left[ \frac{24}{t} \right]^n \dots\dots\dots (2.22)$$

dimana,

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

R<sub>24</sub>= curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

t = lama curah hujan atau waktu konsentrasi hujan (jam)



n = tetapan (untuk Indonesia) diperkirakan  $n \sim 2/3$

**b. Menurut Talbot**

Rumus yang dipakai :

$$I = \frac{a}{(t+b)} \dots\dots\dots (2.23)$$

dimana,

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lama curah hujan atau waktu konsentrasi hujan (jam)

a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran.

n = banyaknya pasangan data i dan t

$$a = \frac{\sum_{j=1}^n (i.t) \sum_{j=1}^n (i^2) - \sum_{j=1}^n (i^2.t) \sum_{i=1}^n (i)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[ \sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots (2.24)$$

$$b = \frac{\sum_{j=1}^n (i) \sum_{j=1}^n (i.t) - n \sum_{j=1}^n (i^2.t)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[ \sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots (2.25)$$

**2.2.5 Waktu Konsentrasi**

Waktu konsentrasi atau waktu tiba banjir merupakan elemen yang penting dalam penentuan debit banjir. Terutama dalam penggunaan rumus rasional, perhitungan debit banjir itu dengan asumsi bahwa debit maksimum itu terjadi bilamana curah hujan pada titik terjauh dari daerah pengaliran telah tiba. Jadi perkiraan waktu tiba dari banjir mempunyai pengaruh besar pada perkiraan debit banjir.

(Suyono Sosrodarsono & Kensaku Takeda, 1978)

Perkiraan waktu konsentrasi dapat digunakan rumus empiris berikut ini:

a. Rumus yang digunakan di distrik Bayern di Jerman:

$$t = L/W \dots\dots\dots(2.26)$$

dengan W:

$$W_1 = 72 (H/L)^{0,6} \text{ km/jam} \dots\dots\dots (2.27)$$

$$W_2 = 20 (h/l)^{0,6} \text{ m/detik} \dots\dots\dots (2.28)$$

dimana,

t : waktu konsentrasi (jam)

W : kecepatan tiba dari banjir

L,l : panjang sungai, yakni panjang horizontal dari titik teratas di mana lembah sungai terbentuk sampai ke titik perkiraan waktu tiba dari banjir

H,h : Selisih elevasi titik-titik tersebut di atas

b. Rumus Kirpich

$$t = 0,0195 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,77} \dots\dots\dots (2.29)$$

dimana,

t : waktu konsentrasi banjir (menit)

L : panjang jarak dari tempat terjauh di daerah aliran sampai tempat pengamatan banjirnya, diukur menurut jalannya sungai (m)

H : selisih ketinggian antara tempat terjauh dan tempat pengamatan (m)

S : perbandingan dari selisih tinggi antara tempat terjauh tadi dan tempat pengamatan terhadap L, yaitu H / L.

**2.2.6. Debit Banjir Rencana**

Metode-metode yang digunakan untuk mencari nilai debit banjir rencana sebagai dasar perencanaan konstruksi waduk adalah sebagai berikut:

**2.2.6.1 Metode Rasional**

Metode Rasional hanya digunakan untuk menentukan banjir maksimum bagi saluran-saluran dengan daerah aliran kecil, kira-kira 100-200 acres atau kira-kira 40-80 ha. Metode Rasional ini dapat dinyatakan secara aljabar dengan persamaan sebagai berikut (Subarkah, 1980):

$$Q = 0,278 C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (2.30)$$

$$R = RR2424* \quad 24tt \quad 2/3 \dots\dots\dots (2.31)$$

$$Tc = L / W \dots\dots\dots (2.32)$$

$$W = 72 \frac{HLL}{C} 0.6 \dots\dots\dots(2.33)$$

dimana :

- Q = debit banjir rencana (m<sup>3</sup>/detik)
- C = koefisien *run off* I = intensitas maksimum selama waktu konsentrasi (mm/jam)
- A = luas daerah aliran (km<sup>2</sup>)
- R = Intensitas hujan selama t jam ( mm/jam )
- Tc = Waktu kosentrasi ( jam )
- L = Panjang sungai ( km )
- H = Beda tinggi ( m )
- W = Kecepatan perambatan banjir ( km/jam)

Koefisien pengaliran (C) tergantung dari beberapa faktor antara lain jenis tanah, kemiringan, luas dan bentuk pengaliran sungai. Sedangkan besarnya nilai koefisien pengaliran dapat dilihat pada **Tabel 2.9**.

**Tabel 2.9. Koefisien Pengaliran**

<b>Koefisien Pengaliran Kondisi Daerah Pengaliran</b>	<b>Koefisien Pengaliran (C)</b>
Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75-0,90
Daerah perbukitan	0,70-0,80
Tanah bergelombang dan bersemak-semak	0,50-0,75
Tanah dataran yang digarap	0,45-0,65
Persawahan irigasi	0,70-0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75-0,85
Sungai kecil di daratan	0.45-0,75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran lebih dari seperduanya terdiri dari daratan	0,50-0,75

Metode-metode lainnya yang didasarkan pada metode rasional dalam memperkirakan puncak banjir di sungai adalah sebagai berikut (Kodoatie&Sugianto,2001):

**A. Metode Analisis Hidrograf Satuan Sintetik Gama I**

Cara ini dipakai sebagai upaya memperoleh hidrograf satuan suatu DAS yang belum pernah diukur. Dengan pengertian lain tidak tersedia data pengukuran debit maupun data AWLR ( *Automatic Water Level Recorder* ) pada suatu tempat tertentu dalam sebuah DAS yang tidak ada stasiun hydrometer. Hidrograf satuan sintetik secara sederhana dapat disajikan empat sifat dasarnya yang masing – masing disampaikan sebagai berikut :

1. Waktu naik ( *Time of Rise, TR* ), yaitu waktu yang diukur dari saat *hidrograf* mulai naik sampai berakhirnya limpasan langsung atau debit sama dengan nol.
2. Debit puncak ( *Peak Discharge, QP* )
3. Waktu dasar ( *Base Time, TB* ), yaitu waktu yang diukur dari saat hidrograf mulai naik sampai berakhirnya limpasan langsung atau debit sama dengan nol.
4. Koefisien tampungan DAS dalam Fungsi sebagai tampungan air.

Sisi naik hidrograf satuan diperhitungkan sebagai garis lurus sedang sisi resesi (*resesion climb*) hidrograf satuan disajikan dalam persamaan exponential berikut :

$$Q_t = Q_p \cdot e^{-t/k} \dots\dots\dots( 2.34 )$$

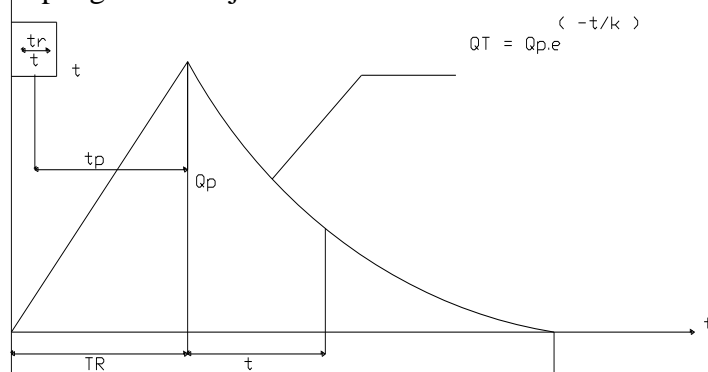
dimana :

$Q_t$  = Debit yang diukur dalam jam ke –  $t$  sesudah debit puncak (  $m^3/dt$  )

$Q_p$  = Debit puncak (  $m^3/dt$  )

$T$  = Waktu yang diukur pada saat terjadinya debit puncak ( jam )

$K$  = Koefisien tampungan dalam jam



( Soedibyo, 1993 )

**Gambar 2.4. Sketsa Hidrograf Satuan Sintetik Gama 1**

$$T_R = 0.43 \left[ \frac{L}{100 \cdot SF} \right]^3 + 1,0665 \text{ SIM} + 1,2775 \dots\dots\dots( 2.35 )$$

$T_R$  = Waktu naik ( jam )

$L$  = Panjang sungai ( km )

$Sf$  = Faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang tingkat I dengan jumlah panjang sungai semua tingkat.

$$SF = ( L_1 + L_1 ) / ( L_1 + L_1 + L_2 ) \dots\dots\dots( 2.36 )$$

$SIM$  = Faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara faktor lebar ( $WF$ ) dengan luas relatif DAS sebelah hulu (  $RUA$  )

$$A - B = 0,25 L$$

$$A - C = 0,75 L$$

$$WF = W_u / W_i$$

$$Q_p = 0,1836 \cdot A^{0.5886} \cdot T_R^{-0.4008} \cdot JN^{0.2381}$$

dimana :

$Q_p$  = Debit puncak (  $m^3/dt$  )

$JN$  = Jumlah pertemuan sungai

$$T_B = 27.4132 T_R^{0.1457} \cdot S^{-0.0986} \cdot SN^{-0.7344} \cdot RUA^{0.2574} \dots\dots\dots( 2.37 )$$

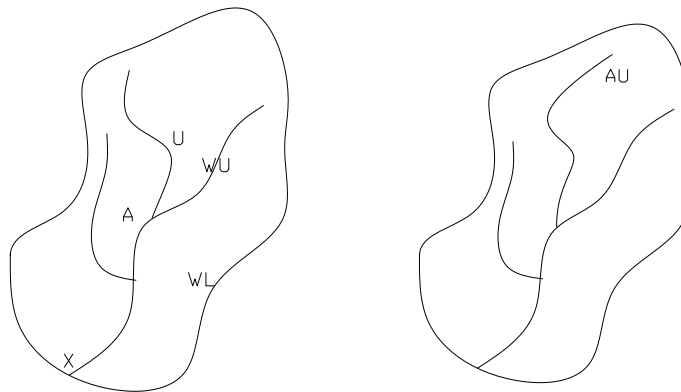
dimana :

$T_B$  = Waktu dasar ( jam )

$S$  = Landai Sungai rata – rata

$SN$  = Frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai – sungai Tingkat 1 dengan jumlah sungai semua tingkat

$RUA$  = Perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun pengukuran dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS melewati titik tersebut dengan luas DAS total.



Gambar 2.5 Sketsa Penetapan WF dan Penetapan RUA

$$X-A = 0,25 L$$

$$X-U = 0,75 L$$

$$RUA = Au / A$$

Penetapan hujan efektif untuk memperoleh hidrograf dilakukan dengan menggunakan indeks – infiltrasi. Untuk memperoleh indeks ini agak sulit, untuk itu dipergunakan pendekatan dengan mengikuti petunjuk Barnes ( 1959 ). Perkiraan dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh parameter DAS yang secara hidrologi dapat diketahui pengaruhnya terhadap indeks infiltrasi, persamaan pendekatannya adalah sebagai berikut :

$$\varphi = 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \left(\frac{A}{SN}\right)^4$$

### B. Flood Routing

Persamaan kontinuitas pada periode  $\Delta t = t_2 - t_1$  adalah :

$$\left[\frac{I1 + I2}{2}\right] * \Delta t - \left[\frac{O1 - O2}{2}\right] * \Delta t = S2 - S1$$

Bila akan dilakukan penelusuran banjir pada waduk, maka langkah yang diperlukan adalah :

1. Menentukan hidrograf *inflow* sesuai skala perencanaan.
2. Menyiapkan data hubungan antara volume dan area waduk dengan elevasi waduk.

3. Menentukan atau menghitung debit limpasan *spillway* waduk pada setiap ketinggian air diatas *spillway* dan dibuat dalam grafik.
4. Menentukan kondisi awal waduk ( muka air waduk ) pada saat dimulai *routing*, hal ini diperhitungkan terhadap kondisi yang paling bahaya dalam rangka pengendalian banjir.
5. Menentukan periode waktu peninjauan  $t_1, t_2, \dots$ , dst, semakin dekat periode waktu ,  $(t_1 - t_2)$  semakin kecil adalah baik.
6. Selanjutnya perhitungan dilakukan dengan tabel, seperti contoh dibawah (dengan cara analisis langkah demi langkah).

**Tabel 2.1**Error! No text of specified style in document. **Contoh Tabel Flood Routing dengan Step by Step Method**

Waktu ke-	t	I Inflow	Ir Rata <sup>2</sup>	Vol Ir * t	Asumsi EI Waduk	O Outflow	Or Rata <sup>2</sup>	Vol Or * t	S	Storage Kom X.10 <sup>3</sup>	Elv M.a Waduk
1		1			70	0				1000	70
	60		2	720			1	3600	3600		
2		3			71.2	2				1003.6	71.1
dst											

( Sumber : kodoatie dan sugiyanto, 2000 )

### C. Unit Hidrograf

Teori klasik unit hidrograf (hidrograf sintetik) berasal dari hubungan antara hujan efektif dengan limpasan. Hubungan tersebut merupakan salah satu komponen model *watershed* yang umum (Soemarto, 1997).

Penerapan pertama unit hidrograf memerlukan tersedianya data curah hujan yang panjang. Unsur lain adalah tenggang waktu (*time lag*) antara titik berat hujan efektif dengan titik berat hidrograf, atau antara titik berat hujan efektif dengan puncak hidrograf (*basin lag*) (Soemarto, 1997). Yang termasuk dalam Unit Hidrograf adalah sebagai berikut (Soemarto, 1987):

#### 1. Hidrograf Satuan Dengan Pengukuran

Hidrograf satuan dari suatu daerah pengaliran tertentu dapat dicari dari hidrograf sungai yang diakibatkan oleh hujan sembarang yang meliputi daerah penangkapannya dengan intensitas yang cukup merata (Soemarto, 1987).

Jika daerah penangkapannya sangat besar, tidak mungkin hujannya merata. Berhubung luasan yang dapat diliput oleh hujan merata sangat terbatas

karena dipengaruhi oleh keadaan meteorologi. Dalam keadaan demikian luas daerah penangkapannya harus dibagi menjadi bagian-bagian luas dari daerah pengaliran anak-anak sungai, dan hidrograf satuannya dicari secara terpisah (Soemarto, 1987).

## **2. Hidrograf Satuan Sintetik**

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai-sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*), lebar dasar, luas kemiringan, panjang alur terpanjang (*length of the longest channel*), koefisien limpasan (*run off coefficient*) dan sebagainya. Dalam hal ini biasanya kita gunakan hidrograf-hidrograf sintetik yang telah dikembangkan di negara-negara lain, dimana parameter-parameternya harus disesuaikan terlebih dahulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau (Soemarto, 1987).

## **3. Hidrograf Distribusi**

Hidrograf distribusi adalah hidrograf satuan yang ordinat-ordinatnya merupakan prosentase terhadap aliran total dengan periode atau durasi tertentu. Karena debit yang tertera pada hidrograf satuan berbanding lurus dengan hujan efektif, maka prosentasenya akan tetap konstan, meskipun hujan efektifnya berubah-ubah. Ini merupakan alat yang berguna jika hanya diketahui debit totalnya atau debit rata-ratanya saja (Soemarto, 1986).

Pada grafik hidrograf satuan yang digabung dengan hidrograf distribusinya, luas di bawah lengkung sama dengan luas di bawah garis bertangga. Sehingga apabila ingin mencari hidrograf satuan dari prosentase distribusi, haruslah digambarkan garis kontinyu lewat tangga-tangga agar didapat luas yang sama (Soemarto, 1986).

Selain menggunakan metode-metode yang telah dijabarkan di atas, puncak banjir dapat diperkirakan dengan metode komputerisasi. Untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini, kami menggunakan metode HEC – HMS karena pengoperasiannya menggunakan sistem window, sehingga model ini menjadi lebih sederhana, mudah dipelajari dan mudah untuk digunakan (*US Army Corps of Engineers, 2000*).



#### **4. Program Komputer ( HEC – HMS )**

HEC-HMS adalah *software* yang dikembangkan oleh *U.S Army Corps of Engineering*. *Software* ini digunakan untuk analisa hidrologi dengan mensimulasikan proses curah hujan dan limpasan langsung (*run off*) dari sebuah wilayah sungai. HEC-HMS di desain untuk bisa diaplikasikan dalam area geografik yang sangat luas untuk menyelesaikan masalah, meliputi suplai air daerah pengaliran sungai, hidrologi banjir dan limpasan air di daerah kota kecil ataupun kawasan tangkapan air alami. Hidrograf satuan yang dihasilkan dapat digunakan langsung ataupun digabungkan dengan *software* lain yang digunakan dalam ketersediaan air, drainase perkotaan, ramalan dampak urbanisasi, desain pelimpah, pengurangan kerusakan banjir, regulasi penanganan banjir, dan sistem operasi hidrologi (*U.S Army Corps of Engineering, 2001*).

Model HEC – HMS dapat memberikan simulasi hidrologi dari puncak aliran harian untuk perhitungan debit banjir rencana dari suatu DAS (Daerah Aliran Sungai). Model HEC-HMS mengemas berbagai macam metode yang digunakan dalam analisa hidrologi. Dalam pengoperasiannya menggunakan basis sistem *windows*, sehingga model ini menjadi mudah dipelajari dan mudah untuk digunakan, tetapi tetap dilakukan dengan pendalaman dan pemahaman dengan model yang digunakan. Di dalam model HEC-HMS mengangkat teori klasik hidrograf satuan untuk digunakan dalam permodelannya, antara lain hidrograf satuan sintetik Synder, Clark, SCS, ataupun kita dapat mengembangkan hidrograf satuan lain dengan menggunakan fasilitas *user define hydrograph* (*U.S Army Corps of Engineering, 2001*). Sedangkan untuk menyelesaikan analisis hidrologi ini, digunakan hidrograf satuan sintetik dari SCS (*soil conservation service*) dengan menganalisa beberapa parameternya.

Konsep dasar perhitungan dari model HEC-HMS adalah data hujan sebagai input air untuk satu atau beberapa sub daerah tangkapan air (*sub basin*) yang sedang dianalisa. Jenis datanya berupa intensitas, volume, atau komulatif volume hujan. Setiap *sub basin* dianggap sebagai suatu tandon yang *non linier* dimana inflownya adalah data hujan. Aliran permukaan, infiltrasi, dan penguapan adalah komponen yang keluar dari sub basin.

Langkah-langkah pengerjaan estimasi debit banjir pada daerah tangkapan hujan dengan model HEC-HMS dijabarkan sebagai berikut :

➤ ***Basin Model (Model Daerah Tangkapan Air)***

Pada *basin model* tersusun atas gambaran fisik daerah tangkapan air dan sungai. Elemen-elemen hidrologi berhubungan dengan jaringan yang mensimulasikan proses limpasan permukaan langsung (*run off*). Elemen-elemen yang digunakan untuk mensimulasikan limpasan adalah *subbasin*, *reach*, dan *junction*. Pemodelan hidrograf satuan memiliki kelemahan pada luas area yang besar, maka perlu dilakukan pemisahan *area basin* menjadi beberapa *sub basin* berdasarkan percabangan sungai dan perlu diperhatikan batas-batas luas daerah yang berpengaruh pada DAS tersebut.

Pada basin model ini dibutuhkan sebuah peta *background* yang bisa di-*import* dari GIS (*Geografic Information System*) ataupun CAD (*Computer Aided Design*). Untuk Autocad dibutuhkan *patch* (tambalan) untuk bisa meng-*export* gambar menjadi berakhiran “.map”. Elemen-elemen yang digunakan untuk mensimulasikan limpasan adalah *subbasin*, *reach*, dan *junction*.

✓ **Sub Basin Loss Rate Method (Proses kehilangan air)**

*Loss rate method* adalah pemodelan untuk menghitung kehilangan air yang terjadi karena proses infiltrasi dan pengurangan tampungan. Metode yang digunakan pemodelan ini adalah *Initial and Constant Loss Method*. Konsep dasar dari metode ini memperhitungkan rata-rata kehilangan air hujan yang terjadi selama hujan berlangsung. Infiltrasi merupakan hasil dari proses penyerapan air hujan oleh permukaan tanah, sedang pengurangan tampungan akibat dari perbedaan topografi pada suatu DAS. Air hujan yang jatuh akan diinfiltrasi atau dievaporasikan, hal ini akan sangat berpengaruh pada debit banjir yang akan mengalir pada sungai tersebut. Metode ini terdiri dari satu parameter (*Constant Rate*) dan satu kondisi yang telah ditentukan (*Initial Loss*), yang menggambarkan

keadaan fisik DAS seperti tanah dan tata guna lahan. Dalam penentuannya digunakan Tabel 2.11 – 2.14.

Ada 5 metode perhitungan infiltrasi disertakan, pada Tugas Akhir ini digunakan cara perhitungan dari SCS. SCS mengembangkan parameter *curve number* empiris yang mengasumsikan berbagai faktor dari lapisan tanah, tata guna lahan, dan porositas untuk menghitung total limpasan curah hujan (Ponce and Hawkins, 1996).

*SCS Curve Number* terdiri dari beberapa parameter yang harus diinput yaitu *initial loss* atau nilai infiltrasi awal, *SCS Curve Number*, dan *imperviousness* (kekedapan air). Untuk nilai infiltrasi awal dan *SCS Curve Number* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

✓ **Sub Basin Transform (Transformasi hidrograf satuan limpasan)**

*Transform* adalah pemodelan metode hidrograf satuan yang digunakan. Unit hidrograf merupakan metode yang sangat familiar dan dapat diandalkan. Di HEC-HMS, hidrograf SCS dapat digunakan dengan mudah, parameter utama yang dibutuhkan adalah waktu lag yaitu tenggang waktu (*time lag*) antara titik berat hujan efektif dengan titik berat hidrograf. Parameter ini didasarkan pada data dari beberapa daerah tangkapan air pertanian. Waktu lag didapat sama dengan 0,6 kali waktu konsentrasi (E.E. Daniil, S.N. Michaas, 2005). Parameter tersebut dibutuhkan untuk menghitung puncak dan waktu hidrograf, secara otomatis model SCS akan membentuk ordinat-ordinat untuk puncak hidrograf dan fungsi waktu.

*Time lag* (  $t_p$  ) dapat dicari dengan rumus :

$$t_p = 0,6 \times T_c \dots\dots\dots( 2.27 )$$

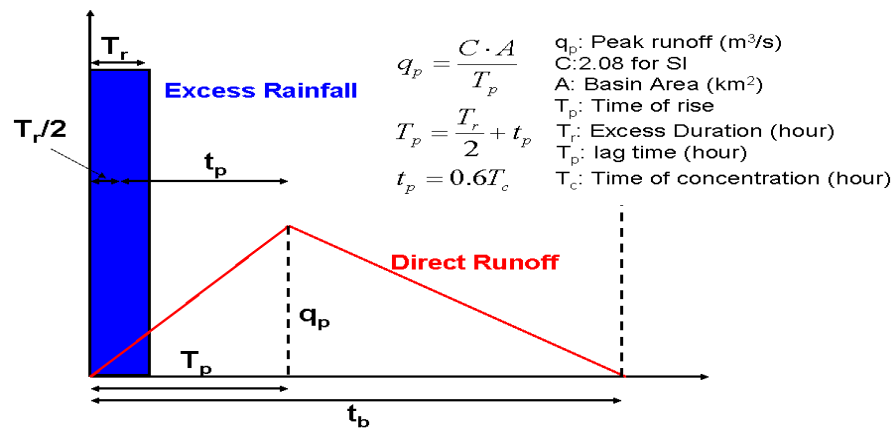
$$T_c = 0,01947 \times L^{0,77} \times S^{-0,385} \dots\dots\dots( 2.28 )$$

dimana :

L = Panjang lintasan maksimum (m)

S = Kemiringan rata-rata

Tc = Waktu konsentrasi (menit)

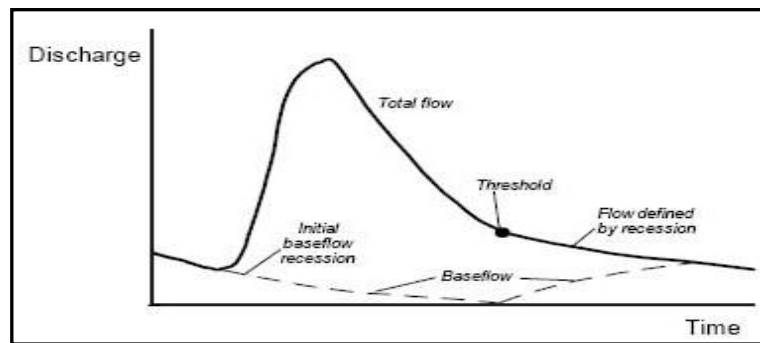


Gambar 2.6. Unit Hidrograf SCS

✓ Sub Basin Baseflow Method (Proses Aliran Dasar)

*Baseflow* dapat diartikan sebagai aliran dasar, model ini digunakan untuk menggambarkan aliran dasar yang terjadi pada saat limpasan, sehingga dapat dihitung tinggi puncak hidrograf yang terjadi. Metode *Sub Basin Baseflow* ini dapat dimodelkan dengan salah satu dari tiga metode yang berbeda, yaitu *Constant Monthly*, *Linear Reservoir*, dan *Recession*. Metode *Constant Monthly* atau *Recession* dapat digunakan secara umum pada *subbasin*. Pada pemodelan digunakan metode *recession* (resesi) dengan anggapan bahwa aliran dasar selalu ada dan memiliki puncak hidrograf pada satu satuan waktu dan mempunyai keterkaitan dengan curah hujan (presipitasi).

Parameter yang digunakan dalam model resesi ini adalah *Initial Flow*, *Recession Ratio*, dan *Threshold Flow*. *Initial Flow* merupakan nilai aliran dasar awal yang dapat dihitung atau dari data observasi, *Recession Ratio Constant* adalah nilai rasio antara aliran yang terjadi sekarang dan kemarin secara konstan, yang memiliki nilai 0 sampai 1. Sedangkan *Threshold Flow* adalah nilai ambang pemisah aliran limpasan dan aliran dasar. Untuk menghitung aliran ini dapat digunakan cara eksponensial atau diasumsikan dengan nilai besar rasio dari puncak ke puncak (*peak to peak*) (US Army Corps of Engineering, 2001).



**Gambar 2.7. Recession Method pada pemodelan Baseflow**

➤ ***Meteorologic Model (Model data curah hujan)***

*Meteorologic Model* merupakan masukan data curah hujan (presipitasi) efektif dapat berupa 15 menit atau jam-jaman. Desain hyetograph harus didasarkan pencatatan kejadian hujan nyata. Perlu diperhatikan curah hujan kawasan diperoleh dari hujan rata-rata metode *thiessen* dengan memperhatikan pengaruh stasiun-stasiun curah hujan pada kawasan tersebut. Curah hujan jam-jaman tersebut dapat digambarkan menjadi sebuah *stage hyetograph*.

➤ ***Run Configuration (Konfigurasi eksekusi data)***

Setelah semua variabel masukan diatas dimasukkan, untuk mengeksekusi pemodelan agar dapat berjalan, maka *basin model* dan *meteorologic model* harus disatukan. Hasil eksekusi metode ini dapat dilihat dalam grafik dan nilai outputnya. Hasil output ini merupakan debit banjir rencana untuk periode ulang 100 tahunan. Untuk melihat hasil grafik limpasan atau tabel dapat langsung dengan mengklik elemen, simpul maupun penghubung elemen.

Parameter kontrol untuk masing – masing metode yang digunakan dalam perhitungan debit banjir tersaji dalam Tabel 2.15 sebagai berikut :

**Tabel 2.11. Parameter Kontrol Berbagai Metode**

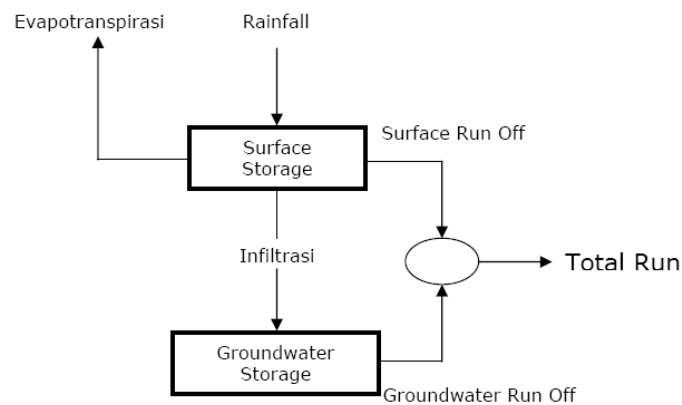
Model	Parameter	Minimum	Maximum
Initial and constant rate loss	Initial loss	0 mm	500 mm
	Constant loss rate	0 mm / jam	300 mm / jam
SCS loss	Initial abstraction	0 mm	500 mm
	Curve number	1	100
Green and Ampt loss	Moisture deficit	0	1
	Hydraulic conductivity	0 mm / jam	250 mm / min
	Wetting front suction	0 mm	1000 mm
Deficit and Constant rate loss	Initial deficit	0 mm	500 mm
	Maximum deficit	0 mm	500 mm
	Deficit recovery factor	0,1	5
Clark's UH	Time of concentration	0,1 jam	500 jam
	Storage coefficient	0 jam	150 jam
Snyder's UH	Lag	0,1 jam	500 jam
	Cp	0,1	1
SCS UH	Lag	0,1 min	30000 min
Kinematic Wave	Manning's n	0	1
Baseflow	Initial baseflow	0 m <sup>3</sup> /s	10000 m <sup>3</sup> /s
	Recession factor	0,000011	-
	Flow – to peak ratio	0	1
Muskingum routing	K	0,1 jam	150
	X	0	0,5
	Number of steps	1	100
Kinematic Wave routing	N – value factor	0,01	10
Lag routing	Lag	0 min	30000 min

### 2.3. ANALISA DEBIT ANDALAN

Untuk menentukan besarnya debit andalan dibutuhkan seri data debit yang panjang yang dimiliki oleh setiap stasiun pengamatan debit sungai. Dalam hal ini penulis menggunakan data ketersediaan air (*dependable-flow*) keseluruhan tahun guna memperoleh hasil yang akurat.

Ada banyak metoda untuk menaksir debit limpasan. Akurasi dari masing-masing metoda tersebut bergantung pada keseragaman dan keandalan data yang tersedia. Salah satu metoda tersebut adalah Metoda Mock. Metoda Mock adalah suatu metoda untuk memperkirakan keberadaan air berdasarkan konsep water balance. Keberadaan air yang dimaksud di sini adalah besarnya debit suatu daerah aliran sungai. Data yang digunakan untuk memperkirakan debit ini berupa data klimatologi dan karakteristik daerah aliran sungai.

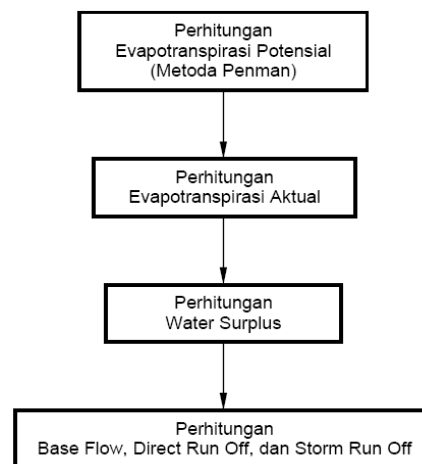
Metoda Mock dikembangkan oleh Dr. F. J. Mock berdasarkan atas daur hidrologi. Metoda Mock merupakan salah satu dari sekian banyak metoda yang menjelaskan hubungan *rainfall-runoff*. Secara garis besar model *rainfall-runoff* bisa dilihat pada Gbr 2.5. Data-data yang dibutuhkan dalam perhitungan debit dengan Metoda Mock ini adalah data klimatologi, luas dan penggunaan lahan dari catchment area.



(Sumber: BAPPENAS, 2006)

**Gambar 2.8. Bagan Alir rainfall-runoff**

Pada prinsipnya, Metoda Mock memperhitungkan volume air yang masuk, keluar dan yang disimpan dalam tanah (*soil storage*). Volume air yang masuk adalah hujan. Air yang keluar adalah infiltrasi, perkolasi dan yang dominan adalah akibat evapotranspirasi. Perhitungan evapotranspirasi menggunakan Metoda Penman. Sementara *soil storage* adalah volume air yang disimpan dalam pori-pori tanah, hingga kondisi tanah menjadi jenuh. Secara keseluruhan perhitungan debit dengan Metoda Mock ini mengacu pada *water balance*, dimana volume air total yang ada di bumi adalah tetap, hanya sirkulasi dan distribusinya yang bervariasi. Proses perhitungan yang dilakukan dalam Metoda Mock dijelaskan secara umum dalam Gambar 2.9 berikut ini.



(Sumber: BAPPENAS, 2006)

**Gambar 2.9. Bagan Alir dalam Perhitungan Debit Metode Mock**

### 2.3.1 Water Balance

Dalam siklus hidrologi, penjelasan mengenai hubungan antara aliran ke dalam (*inflow*) dan aliran keluar (*outflow*) di suatu daerah untuk suatu perioda tertentu disebut neraca air atau keseimbangan air (*water balance*). Hubungan-hubungan ini lebih jelas ditunjukkan oleh Gambar 2.10. Bentuk umum persamaan *water balance* adalah:

$$P = E_a + \Delta GS + TRO$$

dengan:

P = presipitasi.

E<sub>a</sub> = evapotranspirasi.

ΔGS = perubahan groundwater storage .

TRO = total run off.

Water balance merupakan siklus tertutup yang terjadi untuk suatu kurun waktu pengamatan tahunan tertentu, dimana tidak terjadi perubahan groundwater storage atau  $\Delta GS = 0$ . Artinya awal penentuan groundwater storage adalah berdasarkan bulan terakhir dalam tinjauan kurun waktu tahunan tersebut. Sehingga persamaan water balance menjadi:

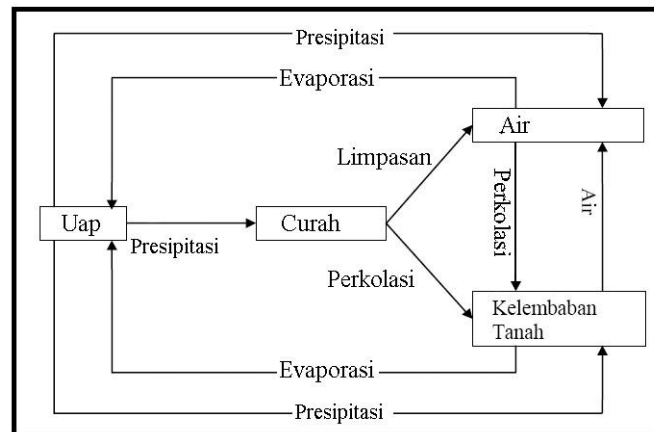
$$P = E_a + TRO$$

Beberapa hal yang dijadikan acuan dalam prediksi debit dengan Metode Mock sehubungan dengan water balance untuk kurun waktu (misalnya 1 tahun) adalah sebagai berikut:



- a. Dalam satu tahun, perubahan groundwater storage ( $\Delta GS$ ) harus sama dengan nol.
- b. Jumlah *base flow* akan sama dengan jumlah infiltrasi.

Dengan tetap memperhatikan kondisi-kondisi batas water balance di atas, maka prediksi debit dengan Metoda Mock diharapkan dapat akurat.



(Sumber: BAPPENAS, 2006)

**Gambar 2.10. Sirkulasi Air**

### 2.3.2 Data Iklim

Data iklim yang digunakan dalam Metoda Mock adalah presipitasi, temperatur, penyinaran matahari, kelembaban relatif dan data kecepatan angin. Secara umum data-data ini digunakan untuk menghitung evapotranspirasi. Dalam Metoda Mock, data-data iklim yang dipakai adalah data bulanan rata-rata, kecuali untuk presipitasi yang digunakan adalah jumlah data dalam satu bulan. Notasi dan satuan yang dipakai untuk data iklim ditabelkan pada Tabel 2.12.

**Tabel 2.12. Notasi dan Satuan parameter Iklim**

Data Meteorologi	Notasi	Satuan
Presipitasi	P	Milimeter (mm)
Temperatur	T	Derajat Celcius ( $^{\circ}\text{C}$ )
Penyinaran Matahari	S	Persen (%)
Kelembaban Relatif	H	Persen (%)
Kecepatan Angin	W	Mile per hari (mile/hr)

(Sumber: *Sudirman* 2002)

### 2.3.3 Evapotranspirasi

Evapotranspirasi merupakan faktor penting dalam memprediksi debit dari data curah hujan dan klimatologi dengan menggunakan Metoda Mock. Alasannya adalah karena evapotranspirasi ini memberikan nilai yang besar untuk terjadinya debit dari suatu daerah aliran sungai. Evapotranspirasi diartikan sebagai kehilangan air dari lahan dan permukaan air dari suatu daerah aliran sungai akibat kombinasi proses evaporasi dan transpirasi. Lebih rinci tentang evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi aktual diuraikan di bawah ini.

#### 2.3.3.1 Evapotranspirasi Potensial

Evapotranspirasi potensial adalah evapotranspirasi yang mungkin terjadi pada kondisi air yang tersedia berlebihan. Faktor penting yang mempengaruhi evapotranspirasi potensial adalah tersedianya air yang cukup banyak. Jika jumlah air selalu tersedia secara berlebihan dari yang diperlukan oleh tanaman selama proses transpirasi, maka jumlah air yang ditranspirasikan relatif lebih besar dibandingkan apabila tersedianya air dibawah keperluan.

Beberapa rumus empiris untuk menghitung evapotranspirasi potensial adalah rumus empiris dari: Thornthwaite, Blaney-Criddle, Penman dan Turc-Langbein-Wundt. Dari rumus-rumus empiris di atas, Metoda Mock menggunakan rumus empiris dari Penman. Rumus empiris Penman memperhitungkan banyak data klimatologi yaitu temperatur, radiasi matahari, kelembaban, dan kecepatan angin sehingga hasilnya relatif lebih akurat. Perhitungan evaporasi potensial Penman didasarkan pada keadaan bahwa agar terjadi evaporasi diperlukan panas.

Menurut Penman besarnya evapotranspirasi potensial diformulasikan sebagai berikut:

$$E = \frac{AH + 0,27D}{A + 0,27} \dots\dots\dots (2.30)$$

dengan:

$H = \text{energy budget}$

$$= R (1-r) (0,18 + 0,55 S) - B (0,56 - 0,092 d e) (0,10 + 0,9 S)$$

$D = \text{panas yang diperlukan untuk evapotranspirasi,}$

$$= 0,35 (e_a - e_d) (k + 0,01w)$$

$A = \text{slope vapour pressure curve pada temperatur rata-rata, dalam mmHg/oF.}$

$B = \text{radiasi benda hitam pada temperatur rata-rata, dalam mmH2O/hari.}$

$e_a = \text{tekanan uap air jenuh (saturated vapour pressure) pada temperatur rata-rata (mmHg).}$

$R = \text{radiasi matahari, dalam mm/hari.}$

$r = \text{koefisien refleksi, yaitu perbandingan antara radiasi elektromagnetik (dalam sembarang rentang nilai panjang gelombang yang ditentukan) yang dipantulkan oleh suatu benda dengan jumlah radiasi yang terjadi, dan dinyatakan dalam persentasi.}$

$$r = \frac{\text{radiasi elektromagnetik yang dipantulkan}}{\text{jumlah radiasi yang terjadi}} \times 100\%$$

$S = \text{rata-rata persentasi penyinaran matahari bulanan, dalam persen (\%).}$

$e_d = \text{tekanan uap air sebenarnya (actual vapour pressure), dalam mmHg.}$   
 $= e_a \times h.$

$h = \text{kelembaban relatif rata-rata bulanan, dalam persen (\%).}$

$k = \text{koefisien kekasaran permukaan evaporasi (evaporating surface). Untuk permukaan air nilai } k = 0,50 \text{ dan untuk permukaan vegetasi nilai } k = 1,0.$

$w = \text{kecepatan angin rata-rata bulanan, dalam mile/hari.}$

Substitusi persamaan-persamaan di atas menghasilkan:

$$E = \frac{A \{ R (1 - r) (0,18 + 0,55S) - B (0,5 - 0,092 \sqrt{e_d}) (0,1 + 0,9S) \} + 0,27 \{ 0,35 (e_a - e_d) (k + 0,01w) \}}{A + 0,27}$$

Dalam bentuk lain,

$$E = \frac{A(0,18 + 0,55S)}{A + 0,27} R(1 - r) - \frac{AB(0,56 - 0,092\sqrt{e_d})}{A + 0,27} (0,1 + 0,9S) + \frac{0,27 \times 0,35 (e_a - e_d)}{A + 0,27} (k + 0,01w)$$

Jika,

$$F_1 = f(T, S) = \frac{A(0,18 + 0,55S)}{A + 0,27}$$

$$F_2 = f(T, h) = \frac{AB(0,56 - 0,092\sqrt{e_d})}{A + 0,27}$$

$$F_3 = f(T, h) = \frac{0,27 \times 0,35 (e_a - e_d)}{A + 0,27}$$

maka:

$$E = F_1 \times R(1 - r) - F_2 \times (0,1 + 0,9S) + F_3 \times (k + 0,01w)$$

dan jika:

$$E_1 = F_1 \times R(1 - r) \dots\dots\dots (2.31)$$

$$E_2 = F_2 \times (0,1 + 0,9S) \dots\dots\dots (2.32)$$

$$E_3 = F_3 \times (k + 0,01w) \dots\dots\dots (2.33)$$

maka bentuk yang sederhana dari persamaan evapotranspirasi potensial menurut Penman adalah:

$$E = E_1 - E_2 + E_3 \dots\dots\dots (2.34)$$

Formulasi inilah yang dipakai dalam Metoda Mock untuk menghitung besarnya evapotranspirasi potensial dari data-data klimatologi yang lengkap (temperatur, lama penyinaran matahari, kelembaban relatif, dan kecepatan angin). Besarnya evapotranspirasi potensial ini dinyatakan dalam mm/hari. Untuk menghitung besarnya evapotranspirasi potensial dalam 1 bulan maka kalikan dengan jumlah hari dalam bulan itu.

Besarnya A, B dan  $e_a$  tergantung pada temperatur rata-rata. Hubungan temperatur rata-rata dengan parameter evapotranspirasi ini ditabelkan pada Tabel 2.13. Besarnya radiasi matahari tergantung letak lintang. Besarnya radiasi matahari ini berubah-ubah menurut bulan, seperti Tabel 2.14 pada halaman berikut ini. Koefisien refleksi sangat berpengaruh pada evapotranspirasi. Tabel 2.15 memuat nilai koefisien refleksi yang digunakan dalam Metoda Mock.

Tabel 2.13. Hubungan Temperatur Rata-rata vs Parameter Evapotranspirasi A, B dan Ea

Temperatur ( <sup>0</sup> C)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
<b>A</b> (mmHg/ <sup>0</sup> F)	0,304	0,342	0,385	0,432	0,484	0,541	0,603	0,671	0,746	0,828	0,917	1,013
<b>B</b> (mmH <sub>2</sub> O/hari)	12,60	12,90	13,30	13,70	14,80	14,50	14,90	15,40	15,80	16,20	16,70	17,10
<b>E<sub>a</sub></b> (mmHg)	8,05	9,21	10,50	12,00	13,60	15,50	17,50	19,80	22,40	25,20	28,30	31,80

Sumber: Sudirman (2002).

Tabel 2.14. Nilai Radiasi Matahari pada Permukaan Horizontal Luar Atmosfir (mm/hari)

Bulan	Jan	Peb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nop	Des	Tahun
5 <sup>0</sup> LU	13,7	14,5	15,0	15,0	14,5	14,1	14,2	14,6	14,9	14,6	13,9	13,4	14,39
0 <sup>0</sup>	14,5	15,0	15,2	14,7	13,9	13,4	13,5	14,2	14,9	15,0	14,6	14,3	14,45
5 <sup>0</sup> LS	15,2	15,4	15,2	14,3	13,2	12,5	12,7	13,6	14,7	15,2	15,2	15,1	14,33
10 <sup>0</sup> LS	15,8	15,7	15,1	13,8	12,4	11,6	11,9	13,0	14,4	15,3	15,7	15,8	14,21

Sumber: Sudirman (2002).

Tabel 2.15. Koefisien Refleksi (r)

No.	Permukaan	Koefisien Refleksi [r]
1	Rata-rata permukaan bumi	40 %
2	Cairan salju yang jatuh diakhir musim – masih segar	40 – 85 %
3	Spesies tumbuhan padang pasir dengan daun berbulu	30 – 40 %
4	Rumput, tinggi dan kering	31 – 33 %
5	Permukaan padang pasir	24 – 28 %
6	Tumbuhan hijau yang membayangi seluruh tanah	24 – 27 %
7	Tumbuhan muda yang membayangi sebagian tanah	15 – 24 %
8	Hutan musiman	15 – 20 %
9	Hutan yang menghasilkan buah	10 – 15 %
10	Tanah gundul kering	12 – 16 %
11	Tanah gundul lembab	10 – 12 %
12	Tanah gundul basah	8 – 10 %
13	Pasir, basah – kering	9 – 18 %
14	Air bersih, elevasi matahari 45 <sup>0</sup>	5 %
15	Air bersih, elevasi matahari 20 <sup>0</sup>	14 %

Sumber: Sudirman (2002).

**2.3.3.2 Evapotranspirasi Aktual**

Jika dalam evapotranspirasi potensial air yang tersedia dari yang diperlukan oleh tanaman selama proses transpirasi berlebihan, maka dalam evapotranspirasi aktual ini jumlah air tidak berlebihan atau terbatas. Jadi evapotranspirasi aktual adalah evapotranspirasi yang terjadi pada kondisi air yang tersedia terbatas. Evapotranspirasi aktual dipengaruhi oleh proporsi permukaan luar yang tidak tertutupi tumbuhan hijau (exposed surface) pada musim kemarau. Besarnya exposed surface (m) untuk tiap daerah berbeda-beda. F.J. Mock mengklasifikasikan menjadi tiga daerah dengan masing-masing nilai exposed surface ditampilkan pada Tabel 2.16.

**Tabel 2.16 Exposed Surface**

No.	m	Daerah
1	0 %	Hutan primer, sekunder
2	10 – 40 %	Daerah tererosi
3	30 – 50 %	Daerah ladang pertanian

Sumber: Sudirman (2002).

Selain exposed surface evapotranspirasi aktual juga dipengaruhi oleh jumlah hari hujan (n) dalam bulan yang bersangkutan. Menurut Mock rasio antara selisih evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi aktual dengan evapotranspirasi potensial dipengaruhi oleh exposed surface (m) dan jumlah hari hujan (n), seperti ditunjukkan dalam formulasi sebagai berikut.

$$dE / E_{to} = ( m / 20 ) x ( 18 - n ) \dots\dots\dots (2.35)$$

$$dE = ( m / 20 ) x ( 18 - n ) x E_{to}$$

$$E_{tl} = E_{to} - dE \dots\dots\dots (2.36)$$

dimana :

dE = Selisih  $E_{to}$  dan  $E_{tl}$  (mm/hari)

$E_{to}$  = Evapotranspirasi potensial (mm/hari)

$E_{tl}$  = Evapotranspirasi terbatas (mm/hari)

m = Prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi.

= 10 – 40 % untuk lahan yang tererosi

= 30 – 50 % untuk lahan pertanian yang diolah

n = Jumlah hari hujan

Dari formulasi diatas dapat dianalisis bahwa evapotranspirasi potensial akan sama dengan evapotranspirasi aktual (atau  $\Delta E = 0$ ) jika:

- a. Evapotranspirasi terjadi pada hutan primer atau hutan sekunder. Dimana daerah ini memiliki harga exposed surface (m) sama dengan nol (0).
- b. Banyaknya hari hujan dalam bulan yang diamati pada daerah itu sama dengan 18 hari.

Jadi evapotranspirasi aktual adalah evapotranspirasi potensial yang memperhitungkan faktor exposed surface dan jumlah hari hujan dalam bulan yang bersangkutan. Sehingga evapotranspirasi aktual adalah evapotranspirasi yang sebenarnya terjadi atau actual evapotranspiration, dihitung sebagai berikut:

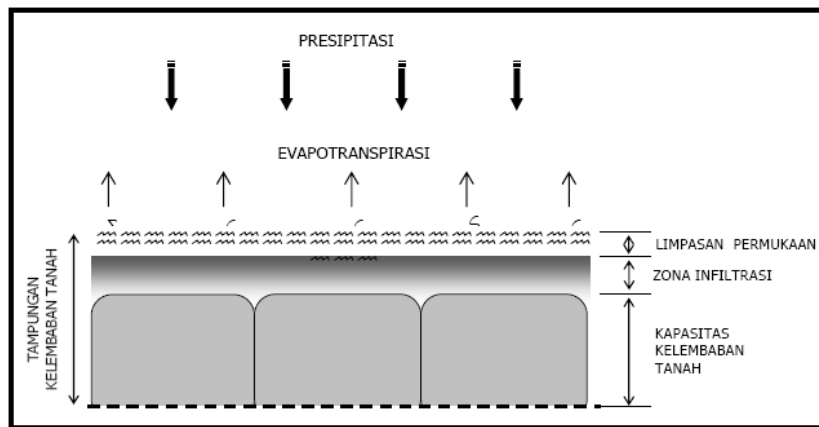
$$E_{actual} = EP - \Delta E \dots\dots\dots (2.37)$$

**2.3.4 Water Surplus**

Water surplus didefinisikan sebagai air hujan (presipitasi) yang telah mengalami evapotranspirasi dan mengisi tampungan tanah (soil storage, disingkat SS). Water surplus ini berpengaruh langsung pada infiltrasi atau perkolasi dan total run off yang merupakan komponen debit. Persamaan water surplus (disingkat WS) adalah sebagai berikut:

$$WS = (P - E_a) + SS \dots\dots\dots (2.38)$$

Dengan memperhatikan Gambar 2.8, maka water surplus merupakan air limpasan permukaan ditambah dengan air yang mengalami infiltrasi. Tampungan kelembaban tanah (soil moisture storage , disingkat SMS) terdiri dari kapasitas kelembaban tanah (soil moisture capacity, disingkat SMC), zona infiltrasi, limpasan permukaan tanah dan tampungan tanah (soil storage, disingkat SS).



(Sumber: BAPPENAS, 2006)

**Gambar 2.11. Komponen Water Surplus**

Besarnya soil moisture capacity (SMC) tiap daerah tergantung dari tipe tanaman penutup lahan (land cover) dan tipe tanahnya, seperti ditunjukkan dalam Tabel 2.16. Dalam Metoda Mock, tampungan kelembaban tanah dihitung sebagai berikut:

$$SMS = ISMS + (P - Ea) \dots\dots\dots (2.39)$$

dengan:

ISMS = initial soil moisture storage (tampungan kelembaban tanah awal), merupakan soil moisture capacity (SMC) bulan sebelumnya.

P-Ea = presipitasi yang telah mengalami evapotranspirasi.

Asumsi yang dipakai oleh Dr. F.J. Mock adalah air akan memenuhi SMC terlebih dahulu sebelum water surplus tersedia untuk infiltrasi dan perkolasi yang lebih dalam atau melimpas langsung (direct run off). Ada dua keadaan untuk menentukan SMC, yaitu:

- a.  $SMC = SMC \text{ max (mm/bulan), jika } P - Ea > 0.$   
Artinya soil moisture storage (tampungan tanah lembab) sudah mencapai kapasitas maksimumnya atau terlampaui sehingga air tidak disimpan dalam tanah lembab. Ini berarti soil storage (SS) sama dengan nol dan besarnya water surplus sama dengan P - Ea.
- b.  $SMC = SMC \text{ bulan sebelumnya} + (P - Ea), \text{ jika } P - Ea < 0.$   
Untuk keadaan ini, tampungan tanah lembab (soil moisture storage) belum mencapai kapasitas maksimum, sehingga ada air yang disimpan dalam tanah lembab. Besarnya air yang disimpan ini adalah P - Ea. Karena



air berusaha untuk mengisi kapasitas maksimumnya, maka untuk keadaan ini tidak ada water surplus ( $WS = 0$ ).

Selanjutnya  $WS$  ini akan mengalami infiltrasi dan melimpas di permukaan (run off). Besarnya infiltrasi ini tergantung pada koefisien infiltrasi.

**Tabel 2.17. Nilai SMC untuk Berbagai Tipe Tanaman dan Tanah**

Tipe Tanaman	Tipe Tanah	Zone Akar (dalam m)	Soil Moisture Capacity (dalam mm)
Tanaman Berakar Pendek	Pasir Halus	0,50	50
	Pasir Halus dan Loam	0,50	75
	Lanau dan Loam	0,62	125
	Lempung dan Loam	0,40	100
	Lempung	0,25	75
Tanaman Berakar Sedang	Pasir Halus	0,75	75
	Pasir Halus dan Loam	1,00	150
	Lanau dan Loam	1,00	200
	Lempung dan Loam	0,80	200
	Lempung	0,50	150
Tanaman Berakar Dalam	Pasir Halus	1,00	100
	Pasir Halus dan Loam	1,00	150
	Lanau dan Loam	1,25	250
	Lempung dan Loam	1,00	250
	Lempung	0,67	200
Tanaman Palm	Pasir Halus	1,50	150
	Pasir Halus dan Loam	1,67	250
	Lanau dan Loam	1,50	300
	Lempung dan Loam	1,00	250
	Lempung	0,67	200
Mendekati Hutan Alam	Pasir Halus	2,50	250
	Pasir Halus dan Loam	2,00	300
	Lanau dan Loam	2,00	400
	Lempung dan Loam	1,60	400
	Lempung	1,17	350

Sumber: Sudirman (2002).

### 2.2.6 Limpasan Total

Air hujan yang telah mengalami evapotranspirasi dan disimpan dalam tanah lembab selanjutnya melimpas di permukaan (surface run off ) dan mengalami perkolasi. Berikutnya, menurut Mock besarnya infiltrasi adalah water surplus ( $WS$ ) dikalikan dengan koefisien Infiltrasi ( $if$ ), atau:

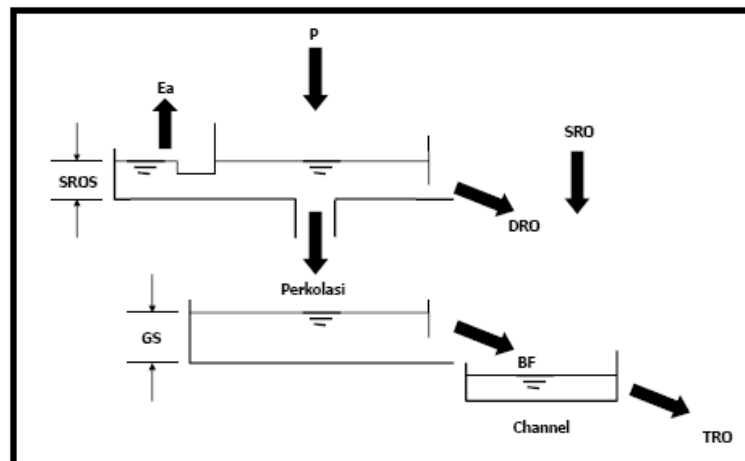
➤  $Infiltrasi (i) = WS \times if$

Koefisien infiltrasi ditentukan oleh kondisi porositas dan kemiringan daerah pengaliran. Lahan yang bersifat porous umumnya memiliki koefisien yang cenderung besar. Namun jika kemiringan tanahnya terjal dimana air tidak sempat mengalami infiltrasi dan perkolasi ke dalam tanah, maka koefisien infiltrasinya bernilai kecil.

Infiltrasi terus terjadi sampai mencapai zona tampungan air tanah (*groundwater storage*, disingkat GS). Keadaan perjalanan air di permukaan tanah dan di dalam tanah diperlihatkan dalam Gambar 2.12.

Dalam Metoda ini, besarnya groundwater storage (GS) dipengaruhi oleh:

- a. Infiltrasi (i). Semakin besar infiltrasi maka groundwater storage semakin besar pula, dan begitu pula sebaliknya.
- b. Konstanta resesi aliran bulanan (K). Konstanta resesi aliran bulanan (*monthly flow recession constan* ) disimbolkan dengan K adalah proporsi dari air tanah bulan lalu yang masih ada bulan sekarang. Nilai K ini cenderung lebih besar pada bulan basah.
- c. Groundwater storage bulan sebelumnya (GSom). Nilai ini diasumsikan sebagai konstanta awal, dengan anggapan bahwa water balance merupakan siklus tertutup yang ditinjau selama rentang waktu menerus tahunan tertentu. Dengan demikian maka nilai asumsi awal bulan pertama tahun pertama harus dibuat sama dengan nilai bulan terakhir tahun terakhir. Dari ketiga faktor di atas, Mock merumuskan sebagai berikut:  $GS = \{ 0,5 \times (1 + K) \times i \} + \{ K \times GSom \}$



(Sumber: BAPPENAS, 2006)

**Gambar 2.12. Proses Terbentuknya Debit**

Seperti telah dijelaskan, metoda Mock adalah metoda untuk memprediksi debit yang didasarkan pada water balance . Oleh sebab itu, batasan-batasan water balance ini harus dipenuhi. Salah satunya adalah bahwa perubahan

groundwater storage ( $\Delta GS$ ) selama rentang waktu tahunan tertentu adalah nol, atau (misalnya untuk 1 tahun):

$$\sum_{i=\text{bulan ke-1}}^{\text{bulan ke-12}} \Delta GS = 0 \dots\dots\dots(2.40)$$

Perubahan groundwater storage ( $\Delta GS$ ) adalah selisih antara groundwater storage bulan yang ditinjau dengan groundwater storage bulan sebelumnya. Perubahan groundwater storage ini penting bagi terbentuknya aliran dasar sungai (base flow, disingkat BF). Dalam hal ini base flow merupakan selisih antara infiltrasi dengan perubahan groundwater storage, dalam bentuk persamaan:

$$BF = i - \Delta GS \dots\dots\dots (2.41)$$

Jika pada suatu bulan  $\Delta GS$  bernilai negatif (terjadi karena GS bulan yang ditinjau lebih kecil dari bulan sebelumnya), maka base flow akan lebih besar dari nilai Infiltrasinya. Karena water balance merupakan siklus tertutup dengan perioda tahunan tertentu (misalnya 1 tahun) maka perubahan groundwater storage ( $\Delta GS$ ) selama 1 tahun adalah nol. Dari persamaan di atas maka dalam 1 tahun jumlah base flow akan sama dengan jumlah infiltrasi. Selain base flow, komponen debit yang lain adalah direct run off (limpasan langsung) atau surface run off (limpasan permukaan). Limpasan permukaan berasal dari water surplus yang telah mengalami infiltrasi. Jadi direct run off dihitung dengan persamaan:

$$DRO = WS - i \dots\dots\dots (2.42)$$

Setelah base flow dan direct run off komponen pembentuk debit yang lain adalah storm run off, yaitu limpasan langsung ke sungai yang terjadi selama hujan deras. Storm run off ini hanya beberapa persen saja dari hujan. Storm run off hanya dimasukkan ke dalam total run off, bila presipitasi kurang dari nilai maksimum soil moisture capacity. Menurut Mock storm run off dipengaruhi oleh percentage factor, disimbolkan dengan PF. Percentage factor adalah persen hujan yang menjadi limpasan. Besarnya PF oleh Mock disarankan 5% - 10%, namun tidak menutup kemungkinan untuk meningkat secara tidak beraturan hingga mencapai 37,3%.

Dalam perhitungan debit ini, Mock menetapkan bahwa:

- a. Jika presipitasi ( $P$ ) > maksimum soil moisture capacity maka nilai storm runoff = 0.

b. Jika  $P <$  maksimum soil moisture capacity maka storm run off adalah jumlah curah hujan dalam satu bulan yang bersangkutan dikali percentage factor, atau:

$$SRO = P \times PF$$

Dengan demikian maka total run off (TRO) yang merupakan komponen-komponen pembentuk debit sungai (stream flow) adalah jumlah antara base flow, direct run off dan storm run off , atau:

$$TRO = BF + DRO + SRO \dots\dots\dots (2.43)$$

Total run off ini dinyatakan dalam mm/bulan. Maka jika TRO ini dikalikan dengan catchment area (luas daerah tangkapan air) dalam  $km^2$  dengan suatu angka konversi tertentu didapatkan besaran debit dalam  $m^3/det$ .

**2.2.7 Parameter Mock**

Secara umum, parameter-parameter yang dijelaskan berikut ini mempengaruhi besarnya evapotranspirasi, infiltrasi, groundwater storage dan storm run off .

a. Koefisien refleksi (r)

Perbandingan antara jumlah radiasi matahari yang dipantulkan oleh suatu permukaan dengan jumlah radiasi yang terjadi, yang dinyatakan dalam persen. Koefisien refleksi ini berbeda-beda untuk tiap permukaan bumi. Menurut Mock, rata-rata permukaan bumi mempunyai harga koefisien refleksi sebesar 40%. Mock telah mengklasifikasikan tiap permukaan bumi dengan nilai koefisien refleksinya masing-masing. Koefisien refleksi untuk masing-masing permukaan bumi seperti telah ditabelkan dalam Tabel 2.14.

b. Exposed surface (m)

Asumsi proporsi permukaan luar yang tidak tertutupi tumbuhan hijau pada musim kering dan dinyatakan dalam persen. Besarnya harga m ini, tergantung daerah yang diamati. Mock mengklasifikasikan menjadi tiga bagian daerah, yaitu hutan primer atau sekunder, daerah tererosi dan daerah ladang pertanian. Besarnya harga exposed surface ini berkisar antara 0% sampai 50% dan sama untuk tiap bulan. Harga m untuk ketiga klasifikasi daerah ini telah ditabelkan dalam Tabel 2.15 di atas.

c. Koefisien infiltrasi (if)

Koefisien yang didasarkan pada kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran. Koefisien infiltrasi mempunyai nilai yang besar jika tanah bersifat porous, sifat bulan kering dan kemiringan lahannya tidak terjal. Karena dipengaruhi sifat bulan maka if ini bisa berbeda-beda untuk tiap bulan. Harga minimum koefisien infiltrasi bisa dicapai karena kondisi lahan yang terjal dan air tidak sempat mengalami infiltrasi.

a) Konstanta resesi aliran (K)

Proporsi dari air tanah bulan lalu yang masih ada bulan sekarang. Pada bulan hujan Nilai K cenderung lebih besar, ini berarti tiap bulan nilai K ini berbeda-beda. Harga K suatu bulan relatif lebih besar jika bulan sebelumnya merupakan bulan basah.

b) Percentage factor (PF)

Merupakan persentase hujan yang menjadi limpasan. Digunakan dalam perhitungan storm run off pada total run off. Storm run off hanya dimasukkan kedalam total run off bila P lebih kecil dari nilai maksimum soil moisture capacity. Besarnya PF oleh Mock disarankan berkisar 5%-10%, namun tidak menutup kemungkinan untuk meningkat secara tidak beraturan sampai harga 37,3%.

## **2.4. WADUK**

Waduk adalah bangunan yang berfungsi untuk menampung kelebihan air pada saat debit tinggi dan melepaskannya pada saat dibutuhkan.

### **2.4.1 Pemilihan Tipe Waduk**

Tipe waduk dapat dikelompokkan menjadi empat keadaan yaitu :

#### **1. Tipe Waduk Berdasar Tujuan Pembangunannya**

Ada dua tipe waduk dengan tujuan tunggal dan waduk serbaguna (Sudiby, 1993).

- (1). Waduk dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*) adalah waduk yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk

kebutuhan air baku atau irigasi (pengairan) atau pengendalian banjir atau tujuan lainnya tetapi hanya satu tujuan saja.

- (2). Waduk serbaguna (*multipurpose dams*) adalah waduk yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan misalnya : irigasi (pengairan), air minum dan PLTA, pariwisata dan irigasi dan lain-lain.

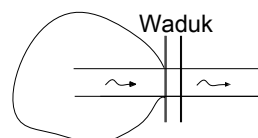
**2. Tipe Waduk Berdasar Penggunaannya (Sudiby, 1993).**

- (1). Waduk penampung air (*storage dams*) adalah waduk yang digunakan untuk menyimpan air pada masa surplus dan dipergunakan pada masa kekurangan. Termasuk dalam waduk penampung air adalah untuk tujuan rekreasi, perikanan, pengendalian banjir dan lain-lain.
- (2). Waduk pembelok (*diversion dams*) adalah waduk yang digunakan untuk meninggikan muka air, biasanya untuk keperluan mengalirkan air ke dalam sistem aliran menuju ke tempat yang memerlukan.
- (3). Waduk penahan (*detention dams*) adalah waduk yang digunakan untuk memperlambat dan mengusahakan seoptimal mungkin efek aliran banjir yang mendadak. Air ditampung secara berkala/ sementara, dialirkan melalui pelepasan (*outlet*). Air ditahan selama mungkin dan dibiarkan meresap ke daerah sekitarnya.

**3. Tipe Waduk Berdasar Letaknya Terhadap Aliran Air**

Ada dua tipe yaitu waduk yaitu waduk pada aliran (*on stream*) dan waduk di luar aliran air (*off stream*) (Sudiby, 1993)..

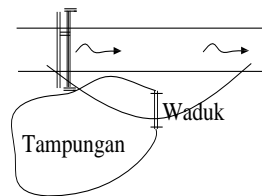
- (1). Waduk pada aliran air (*on stream*) adalah waduk yang dibangun untuk menampung air misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*).



**Gambar 2.13. Waduk aliran on stream**

- (2). Waduk di luar aliran air (*off stream*) adalah waduk yang umumnya tidak dilengkapi *spillway*, karena biasanya air dibendung terlebih

dahulu di *on stream*-nya baru disuplesi ke tampungan. Kedua tipe ini biasanya dibangun berbatasan dan dibuat dari beton, pasangan batu atau pasangan bata.



**Gambar 2.14. Waduk Aliran off stream**

#### **4. Material Pembentuk Waduk**

Waduk urugan (*fill dams, embankment dams*) adalah waduk yang dibangun dari hasil penggalian bahan (*material*) tanpa tambahan bahan lain yang bersifat campuran secara kimia, jadi betul-betul bahan pembentuk waduk asli. Waduk ini masih dapat dibagi menjadi dua yaitu waduk urugan serba sama (*homogeneous dams*) adalah waduk apabila bahan membentuk tubuh waduk tersebut terdiri dari tanah yang hampir sejenis dan gradasinya (susunan ukuran butirannya) hampir seragam. Yang kedua adalah waduk zonal yaitu waduk apabila timbunan yang membentuk tubuh waduk terdiri dari batuan dengan gradasi (susunan ukuran butiran) yang berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu.

##### **2.4.2 Pemilihan Lokasi Waduk**

Waduk merupakan salah satu bagian dari proyek secara keseluruhan maka letaknya juga dipengaruhi oleh bangunan-bangunan lain seperti bangunan pelimpah, bangunan penyadap, bangunan pengeluaran, bangunan untuk pembelokan sungai dan lain-lain. Untuk menentukan lokasi waduk, harus memperhatikan beberapa faktor yaitu :

- Dekat dengan daerah layanan sehingga jaringan distribusinya tidak begitu panjang dan tidak begitu banyak kehilangan energy.
- Dekat dengan jalan, sehingga jalan masuk ( *access road* ) tidak begitu panjang dan lebih mudah ditempuh

- Pada sungai yang curam dan alur yang sempit, sehingga merupakan cekungan yang cukup untuk menampung air, terutama pada lokasi yang keadaan geotekniknya tidak lulus air, sehingga kehilangan airnya sedikit.

### **2.4.3 Rencana Teknis Pondasi**

Keadaan geologi pada pondasi waduk sangat mempengaruhi pemilihan tipe waduk, oleh karena itu penelitian dan penyelidikan geologi perlu dilaksanakan dengan baik. Pondasi suatu waduk harus memenuhi tiga persyaratan penting yaitu :

1. Mempunyai daya dukung yang mampu menahan bahan dari tubuh waduk dalam berbagai kondisi.
2. Mempunyai kemampuan penghambat aliran filtrasi yang memadai, sesuai dengan fungsinya sebagai penahan air.
3. Mempunyai ketahanan terhadap gejala-gejala sufosi (*piping*) dan sembulan (*boiling*) yang disebabkan oleh aliran filtrasi yang melalui lapisan-lapisan pondasi tersebut.

Sesuai dengan jenis batuan yang membentuk lapisan pondasi, maka secara umum pondasi waduk dapat dibedakan menjadi tiga jenis yaitu :

1. Pondasi batuan (*rock foundation*)
2. Pondasi pasir atau kerikil
3. Pondasi tanah

Daya dukung (*bearing capacity*) tanah adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan geser.

Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) adalah daya dukung terbesar dari tanah mendukung beban dan diasumsikan tanah mulai terjadi keruntuhan. Besarnya daya dukung batas terutama ditentukan oleh :

1. Parameter kekuatan geser tanah yang terdiri dari kohesi (C) dan sudut
2. Geser dalam ( $\Phi$ )
3. Berat isi tanah ( $\gamma$ )



4. Kedalaman pondasi ( $Z_f$ )
5. Lebar dasar pondasi ( $B$ )

Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan dan dapat dirumuskan sebagai berikut (*Pondasi Dangkal dan Pondasi Dalam, Rekayasa Pondasi II, 1997*) :

$$qa = \frac{q_{ult}}{FK} \dots\dots\dots(2.40)$$

Perhitungan daya dukung batas untuk pondasi dangkal pada kondisi umum :

1. Pondasi menerus
 
$$q_{ult} = c*N_c + \gamma*D_f*N_q + 0,5B \gamma*N_{\gamma} \dots\dots\dots(2.41)$$

2. Pondasi persegi
 
$$q_{ult} = 1,3*c*N_c + \gamma*D_f*N_q + 0.4B\gamma*N_{\gamma} \dots\dots\dots(2.42)$$

dimana :

$qa$  = kapasitas daya dukung ijin

$q_{ult}$  = kapasitas daya dukung maximum

$FK$  = faktor keamanan (*safety factor*)

$N_c, N_q, N_{\gamma}$  = faktor kapasitas daya dukung Terzaghi

$c$  = kohesi tanah

$\gamma$  = berat isi tanah

$B$  = dimensi untuk pondasi menerus dan persegi (m)

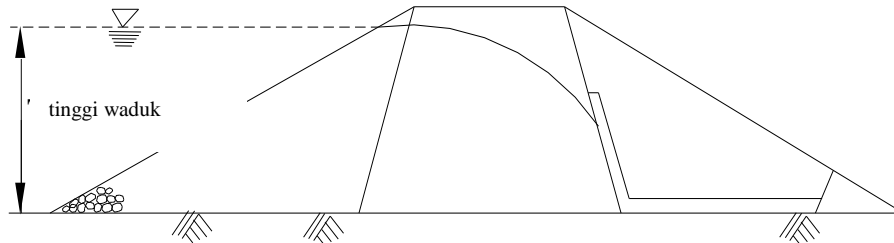
**2.4.4 Perencanaan Tubuh Waduk**

Beberapa istilah penting mengenai tubuh waduk :

**2.4.4.1 Tinggi Waduk**

Tinggi waduk adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu waduk. Apabila pada waduk dasar dinding kedap air atau zona

kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui hulu mercu waduk dengan permukaan pondasi alas waduk tersebut Tinggi maksimal untuk waduk adalah 20 m (Loebis, 1984).



Gambar 2.15. Tinggi Waduk

Apabila didasarkan pada tinggi waduk yang direncanakan, maka standar tinggi jagaan waduk urugan adalah sebagai berikut (Soedibyo, 1993) :

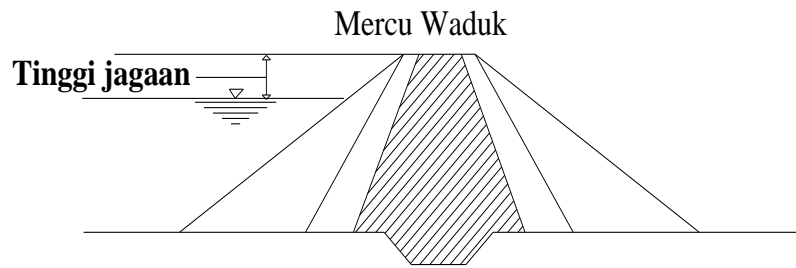
Tabel 2.18. Tinggi Jagaan

Lebih rendah dari 50 m	$H_f \geq 2$ m
Dengan tinggi antara 50-100 m	$H_f \geq 3$ m
Lebih tinggi dari 100 m	$H_f \geq 3,5$ m

Sumber : Soedibyo, 1993

#### 2.4.4.2 Tinggi Jagaan (free board)

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam waduk dan elevasi mercu waduk. Elevasi permukaan air maksimum rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana waduk.



Gambar 2.16. Tinggi Jagaan Pada Mercu Waduk

Tinggi jagaan dimaksudkan untuk menghindari terjadinya peristiwa pelimpasan air melewati puncak bendungan sebagai akibat diantaranya dari

- a. Debit banjir yang masuk waduk.
- b. Gelombang akibat angin.
- c. Pengaruh pelongsoran tebing-tebing di sekeliling waduk.
- d. Gempa.
- e. Penurunan tubuh bendungan.
- f. Kesalahan di dalam pengoperasian pintu.

Tinggi jagaan adalah jarak vertikal antara puncak bendungan dengan permukaan air reservoir. Tinggi jagaan normal diperoleh sebagai perbedaan antara elevasi puncak bendungan dengan elevasi tinggi muka air normal di waduk.

Tinggi jagaan minimum diperoleh sebagai perbedaan antara elevasi puncak bendungan dengan elevasi tinggi muka air maksimum di reservoir yang disebabkan oleh debit banjir rencana saat pelimpah bekerja normal.

Tinggi tambahan adalah sebagai perbedaan antara tinggi jagaan normal dengan tinggi jagaan minimum.

Tinggi jagaan diperoleh dari persamaan sebagai berikut ini.

Kriteria I :

$$H_f \geq \Delta h + \left( h_w \text{ atau } \frac{h_e}{2} \right) + h_a + h_i \dots\dots\dots (2.43)$$

Kriteria II :

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i \dots\dots\dots (2.44)$$

dimana :

$H_f$  = tinggi jagaan (m)

$h_w$  = tinggi ombak akibat tiupan angin (m)

$h_e$  = tinggi ombak akibat gempa (m)

$h_a$  = perkiraan tambahan tinggi akibat penurunan tubuh bendungan (m)

$h_i$  = tinggi tambahan (m)

Tambahan tinggi akibat gelombang ( $H_w$ ) dihitung berdasarkan pada kecepatan angin, jarak seret gelombang (*fetch*) dan sudut lereng hulu dari bendungan.

**2.4.4.3 Lebar Puncak**

Lebar puncak dari waduk tipe urugan ditentukan berdasarkan pertimbangan sebagai berikut ini.

- Bahan timbunan asli (alam) dan jarak minimum garis rembesan melalui timbunan pada elevasi muka air normal.
- Pengaruh tekanan gelombang di bagian permukaan lereng hulu.
- Tinggi dan tingkat kepentingan dari konstruksi bendungan.
- Kemungkinan puncak bendungan untuk jalan penghubung.
- Pertimbangan praktis dalam pelaksanaan konstruksi.

Formula yang digunakan untuk menentukan lebar puncak pada bendungan urugan sebagai berikut (*USBR, 1987, p.253*) :

$$w = \frac{z}{5} + 10 \dots\dots\dots (2.45)$$

Dimana :

w : lebar puncak bendungan (feet),

z : tinggi bendungan di atas dasar sungai (feet).

Atau dengan menggunakan persamaan (Suyono S., 1977, p. 174) :

$$b = 3,6H^{\frac{1}{3}} - 3,0 \dots\dots\dots (2.46)$$

dengan: b : lebar puncak (meter),

H : tinggi bendungan (meter).

Untuk bendungan-bendungan kecil (Waduk), yang di atasnya akan dimanfaatkan untuk jalan raya, lebar minimumnya adalah 4 meter, sementara untuk jalan biasa cukup 2,5 meter. Lebar bendungan kecil dapat digunakan pedoman sebagai berikut :

**Tabel 2.19. Lebar Puncak Waduk yang Dianjurkan**

Tinggi Waduk, m	Lebar Puncak, m
2,0 - 4,5	2,50
4,5 - 6,0	2,75
6,0 - 7,5	3,00
7,5 - 9,0	4,00

( Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977)

**2.4.4.4 VOLUME TAMPUNGAN WADUK**

Kapasitas tampung yang diperlukan untuk sebuah adalah :

$$V_n = V_u + V_e + V_i + V_s \dots\dots\dots(2.47)$$

dimana :

$V_n$  = Volume tampungan waduk total ( $m^3$ )

$V_u$  = Volume tampungan untuk melayani kebutuhan ( $m^3$ )

$V_e$  = Volume penguapan dari kolam waduk ( $m^3$ )

$V_i$  = Volume resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh waduk ( $m^3$ )

$V_s$  = Volume yang disediakan untuk sedimen ( $m^3$ )

**A. Volume Tampungan Untuk Melayani Kebutuhan ( $V_u$ )**

Penentuan volume tampungan waduk dapat digambarkan pada *mass curve* kapasitas tampungan. Volume tampungan merupakan selisih maksimum yang terjadi antara komulatif kebutuhan terhadap komulatif *inflow*.

**B. Volume Kehilangan Air Oleh Penguapan ( $V_e$ )**

Untuk mengetahui besarnya volume penguapan yang terjadi pada muka waduk dihitung dengan rumus :

$$V_e = E_a \times S \times A_g \times d \dots\dots\dots(2.48)$$

dimana :

$V_e$  = Volume air yang menguap tiap bulan ( $m^3$ )

$E_a$  = Evaporasi hasil perhitungan (mm/hari)

$S$  = Penyinaran matahari hasil pengamatan (%)

$A_g$  = Luas permukaan kolam waduk pada setengah tinggi tubuh waduk ( $m^2$ )

$d$  = Jumlah hari dalam satu bulan

Untuk memperoleh nilai evaporasi dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$E_a = 0,35(ea - ed) (1 - 0,01V) \dots\dots\dots (2.49)$$

dimana :

$ea$  = Tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

$ed$  = Tekanan uap sebenarnya (mm/Hg)

$V$  = Kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah (m/dtk)

**C. Volume Resapan Waduk ( $V_i$ )**

Besarnya volume kehilangan air akibat resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh waduk tergantung dari sifat air material dasar dan dinding kolam. Sedangkan sifat ini tergantung pada jenis butiran tanah atau struktur batu pembentuk dasar dan dinding kolam. Perhitungan resapan air ini menggunakan

Rumus praktis untuk menentukan besarnya volume resapan air kolam waduk, sebagai berikut :

$$V_i = K.V_u \dots\dots\dots (2.50)$$

dimana :

$V_i$  = Jumlah resapan tahunan ( m<sup>3</sup> )

$V_u$  = Volume hidup untuk melayani berbagai kebutuhan (m<sup>3</sup>)

K = Faktor yang nilainya tergantung dari sifat lulus air material dasar dan dinding kolam waduk.

(K = 10%, bila dasar dan dinding kolam waduk praktis rapat air)

(K = 25%, bila dasar dan dinding kolam waduk bersifat semi lulus air).

**D. Volume Yang Disediakan Untuk Sedimen ( $V_s$ )**

Sesuai dengan Laporan Akhir Waduk Cikandang, umur waduk yang direncanakan adalah selama 50 tahun dapat tercapai. Selama 50 tahun tersebut volume tampungan sedimen yang dapat ditolerir/diinginkan maksimum sebesar 0,811 m<sup>3</sup> atau volume sedimen tampungan per tahun maksimum yang dapat ditolerir adalah 0.01622 m<sup>3</sup>/thn atau 0.00954 ton/thn ( $\rho=1,7$  ton/m<sup>3</sup>).

**E. Perhitungan Hubungan Elevasi terhadap Volume Waduk**

Seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh waduk termasuk semua bangunan pelengkapanya dianggap sebagai volume waduk. Analisis keandalan waduk sebagai sumber air menyangkut volume air yang tersedia, debit pengeluaran untuk kebutuhan air untuk air baku (PDAM), pengendalian banjir, dan debit air untuk keperluan lain-lain selama waktu yang diperlukan. Analisis keandalan waduk diperlukan perhitungan-perhitungan diantaranya adalah perhitungan kapasitas waduk yaitu volume tampungan air maksimum dihitung berdasarkan elevasi muka air maksimum, kedalaman air dan luas genangannya. Perkiraan kedalaman air dan luas genangan memerlukan adanya data elevasi dasar waduk yang berupa peta topografi dasar waduk. Penggambaran peta topografi dasar waduk didasarkan pada hasil pengukuran topografi.

Perhitungan ini didasarkan pada data peta topografi dengan skala 1:1000 dan beda tinggi kontur 1m. Cari luas permukaan waduk yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan dengan menggunakan rumus pendekatan volume sebagai berikut (*Bangunan Utama KP-02,1986*) :

$$V_x = \frac{1}{3} * Z * (F_y + F_x + \sqrt{F_y * F_x}) \dots\dots\dots (2.51)$$

- dimana :
- $V_x$  = Volume pada kontur X
  - $Z$  = Beda tinggi antar kontur
  - $F_y$  = Luas pada kontur Y
  - $F_x$  = Luas pada kontur X

**2.4.4.5 Panjang Waduk**

Yang dimaksud dengan panjang waduk adalah seluruh panjang mercu waduk yang bersangkutan, termasuk bagian yang digali pada tebing-tebing sungai di kedua ujung mercu tersebut. Apabila bangunan pelimpah atau bangunan penyadap terdapat pada ujung-ujung mercu, maka lebar bangunan-bangunan pelimpah tersebut diperhitungkan pula dalam menentukan panjang waduk.

**2.4.4.6 Flood Routing**

Dengan menggunakan cara penelusuran banjir, besarnya hidrograf disetiap titik di sungai dapat dihitung berdasarkan dari titik (disebelah hulunya) yang diketahui. Pada bagian hulu, debit hidgrograf disebut dengan *Inflow* (I) sedang di hilir atau dititik yang ditinjau debit hidrograf disebut dengan *Outflow* (O).

Dalam masalah *routing* ini, rumus dasar yang dipakai adalah sebagai berikut (*Suyono Sosrodarsono, 1993*) :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots (2.52)$$

- dimana :
- $I$  = inflow
  - $O$  = outflow



- S = timbunan disetiap pangsa
- $\Delta t$  = waktu

Rumus tersebut dapat dimodifikasi menjadi :

$$\frac{I_1 - I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 - O_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1 \dots\dots\dots (2.53)$$

dimana :

$\Delta t = t_2 - t_1$  (yang disebut interval *routing*)

**2.4.4.7 Kemiringan Lereng (Slope gradient)**

Kemiringan rata-rata lereng waduk (lereng hulu dan lereng hilir) adalah perbandingan antara panjang garis vertikal yang melalui tumit masing-masing lereng tersebut. Berlawan dan drainase prisma biasanya dimasukkan dalam perhitungan penentuan kemiringan lereng, akan tetapi alas kedap air biasanya diabaikan. Kestabilan urugan harus diperhitungkan terhadap frekuensi naik turun muka air, rembesan, dan harus tahan terhadap gempa.

**Tabel 2.20. Kemiringan Lereng Urugan**

Material Urugan	Material Utama	Kemiringan Lereng Vertikal : Horisontal	
		Hulu	Hilir
a. Urugan homogen	CH/ CL/ SC/ GC/ GM/ SM	1 : 3	1 : 2,25
b. Urugan majemuk			
1. Urugan batu dengan inti lempung atau dinding diafragma	Pecahan batu	1 : 1,50	1 : 1,25
2. Kerikil-kerakal dengan inti lempung atau dinding diafragma	Kerikil-kerakal	1 : 2,50	1 : 1,75

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977)

**2.4.5 Stabilitas Lereng Waduk**

Merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran (dimensi) waduk agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja

padanya dalam keadaan apapun juga. Konstruksi harus aman terhadap geseran, penurunan waduk, terhadap rembesan dan keadaan waduk kosong, penuh air maupun permukaan air turun tiba-tiba (*rapid draw-down*).

Salah satu tinjauan keamanan waduk adalah menentukan apakah waduk dalam kondisi stabil, sehingga beberapa faktor yang harus ditentukan adalah sebagai berikut.

- Kondisi beban yang dialami oleh waduk.
- Karakteristik bahan / material tubuh waduk termasuk tegangan dan *density*.
- Besar dan variasi tegangan air pori pada tubuh waduk dan di dasar waduk.
- Angka aman minimum (SF) yang diperbolehkan untuk setiap kondisi beban yang digunakan.

Kemiringan timbunan waduk pada dasarnya tergantung pada stabilitas bahan timbunan. Semakin besar stabilitas bahannya, maka kemiringan timbunan dapat makin terjal. Bahan yang kurang stabil memerlukan kemiringan yang lebih landai. Sebagai acuan dapat disebutkan bahwa kemiringan lereng depan (*upstream*) berkisar antara 1: 2,5 sampai 1 : 3,5 , sedangkan bagian belakang (*downstream*) antara 1: 2 sampai 1: 3.

Kemiringan lereng yang efisien untuk bagian hulu maupun bagian hilir masing-masing dapat ditentukan dengan rumus berikut (*Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977*) :

$$S_f = \left[ \frac{m - k \cdot \gamma''}{m + k \cdot m \cdot \gamma''} \right] \tan \phi \dots\dots\dots(2.54)$$

$$S_f = \left[ \frac{n - k}{n + k \cdot n} \right] \tan \phi \dots\dots\dots(2.55)$$

dimana :

$S_f$  = faktor keamanan (dapat diambil 1,1)

m dan n masing-masing kemiringan lereng hulu dan hilir.

$k$  = koefisien gempa dan  $\gamma'' = \gamma_{\text{sat}}/\gamma_{\text{sub}}$ .

Angka aman stabilitas lereng waduk di bagian lereng hulu dan hilir dengan variasi beban yang digunakan, diperhitungkan berdasarkan pada analisis keseimbangan batas (*limit equilibrium analysis*). Geometri lereng tubuh waduk disesuaikan dengan hasil analisis tersebut, sehingga diperoleh angka aman (SF) yang sama atau lebih besar dari angka aman minimum yang persyaratan.

Kemiringan lereng baik di sisi hilir maupun di sisi hulu waduk harus cukup stabil baik pada saat konstruksi, pengoperasian yaitu pada saat waduk kosong, waduk penuh, saat waduk mengalami rapid draw down, dan ditinjau saat ada pengaruh gempa. Sehingga, kondisi beban harus diperhitungkan berdasarkan rencana konstruksi, pengoperasian reservoir, menjaga elevasi muka air normal di dalam reservoir dan kondisi *emergency*, *flood storage* dan rencana melepas air dalam reservoir, antisipasi pengaruh tekanan air pori dalam tubuh bendungan dan tanah dasar fondasi. Tinjauan stabilitas bendungan dilakukan dalam berbagai kondisi sebagai berikut :

- *Steady-state seepage*

Stabilitas lereng di bagian hulu di analisis pada kondisi muka air di reservoir yang menimbulkan terjadinya aliran rembesan melalui tubuh waduk. Elevasi muka air pada kondisi ini, umumnya dinyatakan sebagai elevasi muka air normal (*Normal High Water Level*).

- *Operation*

Pada kondisi ini, muka air dalam reservoir maksimum (penuh - lebih tinggi dari elevasi muka air normal). Stabilitas lereng di sebelah hulu dianalisis dengan kondisi muka air tertinggi dimana dalam masa operasi muka air mengalami turun dengan tiba-tiba (*sudden draw down*) dari elevasi dari muka air maksimum (tertinggi) menjadi muka air terendah (LWL).

Angka aman yang digunakan untuk tinjauan stabilitas lereng waduk dengan berbagai kondisi beban dan tegangan geser yang digunakan seperti dalam

Tabel 2.19 Secara umum, kemiringan minimum untuk lereng hilir dan lereng hulu juga dicantumkan pada Tabel 2.20.

**Tabel 2.21. Angka Aman Minimum Dalam Tinjauan Stabilitas Lereng Sebagai Fungsi dari Tegangan Geser. (\*)**

Kriteria	Kondisi Tinjauan	Lereng	Tegangan geser	Koef. Gempa	SF min.
I	<i>Rapid drawdown</i>	Hulu	CU	0%	1,50
		Hulu	CU	100%	1,20
II	Muka air penuh (banjir)	Hulu	CU	0%	1,50
		Hulu	CU	100%	1,20
III	<i>SteadyState Seepage</i>	Hilir	CU	0%	1,50
		Hilir	CU	100%	1,20

Catatan : CU: Consolidated Undrained Test

(\*) : Engineering and Design Stability of Earth and Rock-fill Dams, EM 1110-2-1902, 1970, p. 25.

**Tabel 2.22. Angka Aman Minimum Untuk Analisis Stabilitas Lereng**

Keadaan Rancangan/ Tinjauan	Angka Aman Minimum	
	Lereng hilir (D/S)	Lereng Hulu (U/S)
1. Saat Konstruksi dan akhir konstruksi	1,25	1,25
2. Saat pengoperasian Waduk dan saat waduk Penuh	1,50	1,50
3. Rapid Draw Down	-	1,20
4. Saat Gempa	1,10	1,10

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977)

Secara prinsip, analisa kestabilan lereng didasarkan pada keseimbangan antara masa tanah aktif (*potential runtuh*) dengan gaya-gaya penahan runtuh di

bidang runtuh. Perbandingan gaya-gaya di atas menghasilkan faktor aman,  $S_f$  yang didefinisikan sebagai berikut:

$$S_f = \frac{\sum \eta}{\sum \tau} \dots\dots\dots(2.56)$$

dimana :

- $\eta$  = gaya-gaya penahan,
- $\tau$  = gaya-gaya aktif penyebab runtuh

Analisis ini dilakukan pada segala kemungkinan bidang permukaan runtuh dan pada berbagai keadaan waduk di atas. Nilai angka aman hasil perhitungan (SF hitungan) tersebut di atas harus lebih besar dari nilai angka aman minimum (SF minimum).

**2.4.5.1 Stabilitas Lereng Waduk Urugan Menggunakan Metode Irisan Bidang Luncur Bundar**

Metode analisis stabilitas lereng untuk waduk tipe tanah urugan (*earth fill type dam*) dan timbunan batu (*rock fill type dam*) didasarkan pada bidang longsor bentuk lingkaran. Faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsor dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut :

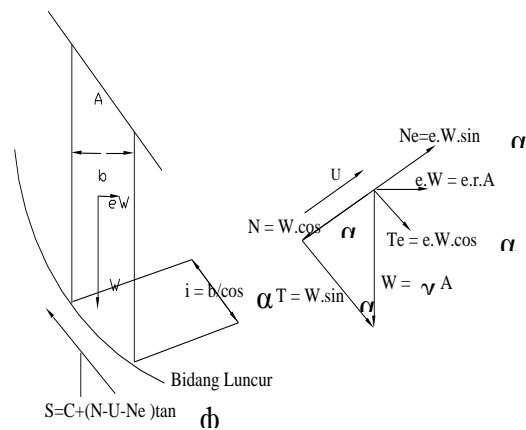
$$F_s = \frac{\sum \{C_l + (N - U - Ne) \tan \phi\}}{\sum (T + Te)} \dots\dots\dots(2.57)$$

$$= \frac{\sum C_l + \sum \{\gamma \cdot A (\cos \alpha - e \cdot \sin \alpha) - V\} \tan \phi}{\sum \gamma \cdot A (\sin \alpha + e \cdot \cos \alpha)} \dots\dots\dots(2.58)$$

di mana :

- $F_s$  = faktor keamanan
- $N$  = beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur ( $= \gamma \cdot A \cdot \cos \alpha$ )
- $T$  = beban komponen tangensial yang timbul dari setiap irisan bidang luncur ( $= \gamma \cdot A \cdot \sin \alpha$ )

- U = tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur
- Ne = komponen vertikal beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur ( $= e.\gamma.A.\sin\alpha$ )
- Te = komponen tangensial beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur ( $= e.\gamma.A.\cos\alpha$ )
- $\emptyset$  = sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur
- Z = lebar setiap irisan bidang luncur (m)
- E = intensitas *seismic horisontal*
- $\gamma$  = berat isi dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur
- $\alpha$  = sudut kemiringan rata-rata dasar setiap irisan bidang luncur
- V = tekanan air pori



**Gambar 2.17. Cara menentukan harga-harga N dan T**

Prosedur perhitungan metode irisan bidang luncur bundar :

1. Andaikan bidang luncur bundar dibagi menjadi beberapa irisan vertikal dan walaupun bukan merupakan persyaratan yang mutlak, biasanya setiap irisan lebarnya dibuat sama. Disarankan agar irisan bidang luncur tersebut dapat melintasi perbatasan dari dua buah zone penimbunan atau supaya memotong garis depresi aliran filtrasi.
2. Gaya-gaya yang bekerja pada setiap irisan adalah sebagai berikut :
3. Berat irisan (  $W$  ), dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan (  $A$  ) dengan berat isi bahan pembentuk irisan (  $\gamma$  ), jadi  $W=A \cdot \gamma$
4. Beban berat komponen vertikal yang pada dasar irisan (  $N$  ) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (  $W$  ) dengan cosinus sudut rata-rata tumpuan (  $\alpha$  ) pada dasar irisan yang bersangkutan jadi  $N = W \cdot \cos \alpha$
5. Beban dari tekanan hidrostatis yang bekerja pada dasar irisan (  $U$  ) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara panjang dasar irisan (  $b$  ) dengan tekanan air rata-rata (  $U/\cos \alpha$  ) pada dasar irisan tersebut , jadi  $U = U \cdot b/\cos \alpha$
6. Berat beban komponen tangensial (  $T$  ) diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (  $W$  ) dengan sinus sudut rata-rata tumpuan dasar irisan tersebut jadi  $T = W \sin \alpha$
7. Kekuatan tahanan kohesi terhadap gejala peluncuran (  $C$  ) diperoleh dari hasil perkalian antara angka kohesi bahan (  $c'$  ) dengan panjang dasar irisan (  $b$  ) dibagi lagi dengan  $\cos \alpha$ , jadi  $C = c' \cdot b/\cos \alpha$
8. Kekuatan tahanan geseran terhadap gejala peluncuran irisan adalah kekuatan tahanan geser yang terjadi pada saat irisan akan meluncur meninggalkan tumpuannya
9. Kemudian jumlahkan semua kekuatan-kekuatan yang menahan (  $T$  ) dan gaya-gaya yang mendorong (  $S$  ) dari setiap irisan bidang luncur, dimana  $T$  dan  $S$  dari masing-masing irisan dinyatakan sebagai  $T = W \sin \alpha$  dan  $S = C+(N-U) \tan \Phi$
10. Faktor keamanan dari bidang luncur tersebut adalah perbandingan antara jumlah gaya pendorong dan jumlah gaya penahan yang dirumuskan :

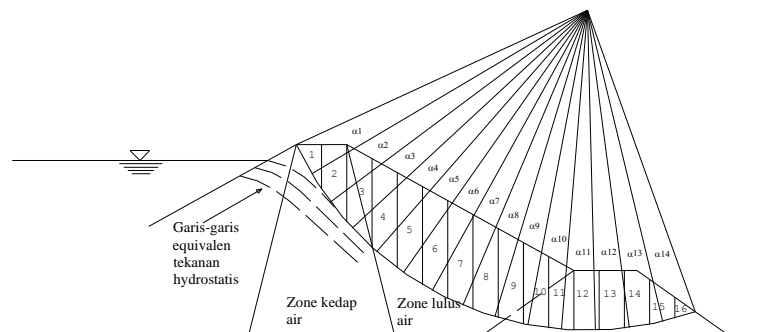
$$F_s = \frac{\sum S}{\sum T} \dots\dots\dots(2.59)$$

di mana :

$F_s$  = faktor aman

$\sum S$  = jumlah gaya pendorong

$\sum T$  = jumlah gaya penahan



Gambar 2.18. Skema Perhitungan Bidang Lurur Dalam Kondisi Waduk Penuh Air

#### 2.4.5.2 Stabilitas Waduk Terhadap Aliran Filtrasi

Baik waduk maupun pondasinya diharuskan mampu menahan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh adanya air filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk tubuh waduk dan pondasi tersebut.

Hal tersebut dapat diketahui dengan mendapatkan formasi garis depresi (*seepage flow – net*) yang terjadi dalam tubuh dan pondasi waduk tersebut. Garis depresi didapat dengan persamaan parabola bentuk dasar pada Gambar 2.16 dibawah ini.

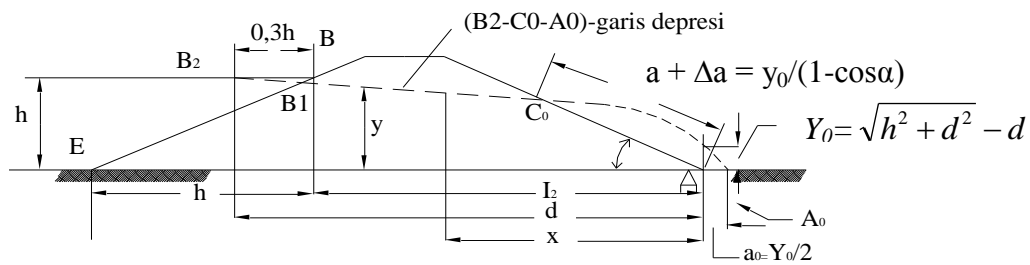
$A_1$  = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B

$B_2$  = titik yang terletak sejauh  $0,3 l_1$  horisontal ke arah hulu dari titik B

Akan tetapi garis parabola bentuk dasar ( $B_2-Co-A_0$ ) diperoleh dari persamaan tersebut, bukanlah garis depresi sesungguhnya, masih diperlukan



penyesuaian menjadi garis B-C-A yang merupakan bentuk garis depresi yang sesungguhnya seperti tertera pada Gambar 2.15 sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1977) :



**Gambar 2.19. Garis Depresi Pada Waduk Homogen (Sesuai Dengan Garis Parabola)**

Pada titik permulaan, garis depresi berpotongan tegak lurus dengan lereng hulu waduk , dan dengan demikian titik C<sub>0</sub> dipindahkan ke titik C sepanjang Δa.

Panjang Δa tergantung dari kemiringan lereng hilir waduk, dimana air filtrasi tersembul keluar yang dapat dihitung dengan rumus berikut (Suyono Sosrodarsono,1977) :

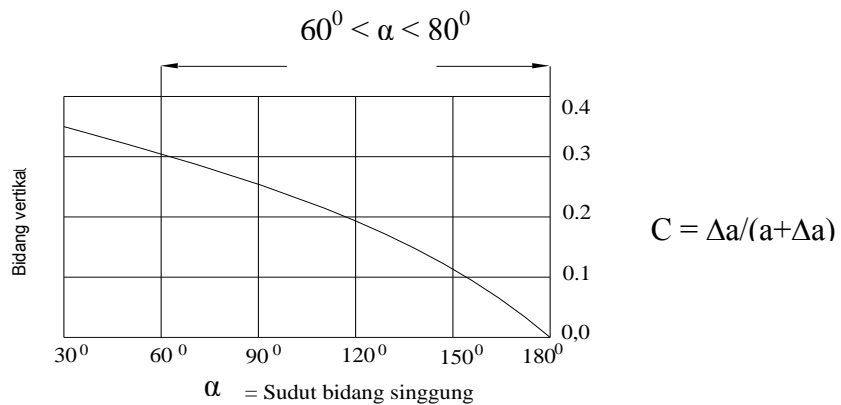
$$a + \Delta a = \frac{\gamma_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots(2.60)$$

di mana : a = jarak  $\overline{AC}$  (m)

Δa = jarak  $\overline{C_0C}$  (m)

α = sudut kemiringan lereng hilir waduk

Untuk memperoleh nilai a dan Δa dapat dicari berdasarkan nilai α dengan menggunakan grafik sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1977) :



Gambar 2.20. Grafik Hubungan Antara Sudut Bidang Singgung ( $\alpha$ ) dengan  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

**Gejala Sufosi ( piping ) dan Sembulan ( boiling )**

Agar gaya-gaya hidrodinamis yang timbul pada aliran filtrasi tidak akan menyebabkan gejala sufosi dan sembulan yang sangat membahayakan baik tubuh waduk maupun pondasinya, maka kecepatan aliran filtrasi dalam tubuh dan pondasi waduk tersebut pada tingkat-tingkat tertentu perlu dibatasi. Kecepatan aliran keluar ke atas permukaan lereng hilir yang komponen vertikalnya dapat mengakibatkan terjadinya perpindahan butiran-butiran bahan waduk, kecepatannya dirumuskan sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono,1977):

$$C = \sqrt{\frac{w_1 \cdot g}{F \cdot \gamma}} \dots\dots\dots(2.61)$$

di mana :

C = kecepatan kritis (m/s)

w<sub>1</sub> = berat butiran bahan dalam air (kg)

g = grafitasi (m/s<sup>2</sup>)

F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi (m<sup>2</sup>)

γ = berat isi air

**2.4.6 Tinggi Air Banjir di Hilir Mercu**

Perhitungan dilakukan dengan rumus sebagai berikut :

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * I^{1/2}$$

$$A = (b + m.h)h$$

$$P = b + 2.h\sqrt{1 + m^2} \quad (\text{Kodoatie \& Sugiyanto, 2001})$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Perhitungan h dengan coba-coba.

Elevasi muka air di hilir = elevasi dasar hilir + h

**2.4.7 Tinggi Air Banjir di Atas Mercu**

Persamaan tinggi energi di atas mercu ( $H_1$ ) menggunakan rumus debit waduk dengan mercu bulat, yaitu (Dirjen Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum, 1986) :

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot B_e \cdot H_1^{3/2} \quad \dots\dots\dots(2.62)$$

Atau

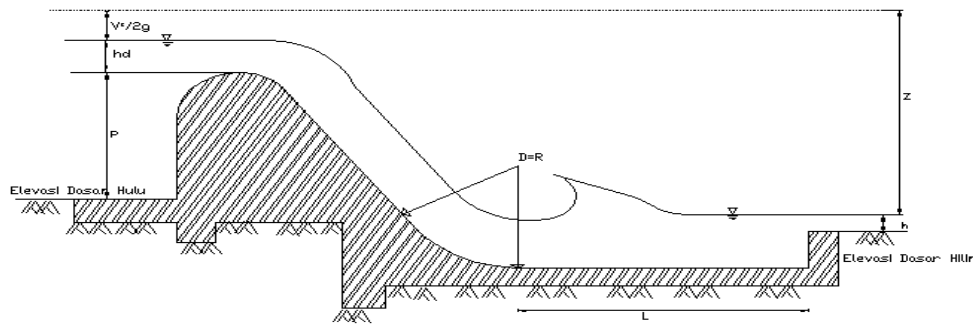
$$Q = C \cdot B \cdot H_1^{3/2} \quad (\text{ Bendung Urugan, Suyono Sosrodarsono ) \quad \dots\dots\dots( 2.63)}$$

dimana :

- Q = debit (m<sup>3</sup>/det)
- C<sub>d</sub> = koefisien debit
- C = Koefisien limpahan
- B = Lebar bendung ( m )
- g = percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)

$B_e$  = lebar efektif waduk (m)

$H_1$  = tinggi energi di atas mercu (m)



*Gambar 2.21 Elevasi Air di Hulu dan Hilir Waduk*

## 2.5. BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY)

Sebagai bangunan besar, waduk harus dilengkapi dengan bangunan pengaman yang salah satunya berupa spillway. Spillway berfungsi untuk melimpahkan air waduk apabila air waduk melebihi dari kapasitas waduk, sehingga waduk tidak akan bahaya. Untuk spillway harus dirancang dapat mengalirkan air secara cepat dengan kapasitas besar tapi dengan struktur yang seminimal mungkin.

Ada berbagai macam jenis Spillway, baik yang berpintu maupun yang bebas, *side channel spillway*, *chute Spillway* dan *Syphon Spillway*. Jenis-jenis ini dirancang dalam upaya untuk mendapatkan jenis Spillway yang mampu mengalirkan air sebanyak-banyaknya. Pemilihan jenis spillway ini disamping terletak pada pertimbangan hidrolika, juga pertimbangan ekonomis serta operasional dan pemeliharaannya.

Pada prinsipnya bangunan spillway terdiri dari 3 bagian, yaitu pelimpah, baik dengan pintu maupun bebas, saluran atau pipa pembawa, dan bangunan peredam energi.

**2.5.1 Bangunan Pelimpah**

Bangunan pelimpah harus dapat mengalirkan debit banjir rencana dengan aman. Rumus umum yang dipakai untuk menghitung kapasitas bangunan pelimpah adalah (*Bangunan Utama KP-02,1986*) :

$$Q = \frac{2}{3} x C_d x B x \sqrt{2 / 3 x g x h^{3/2}} \dots\dots\dots(2.64)$$

dimana :

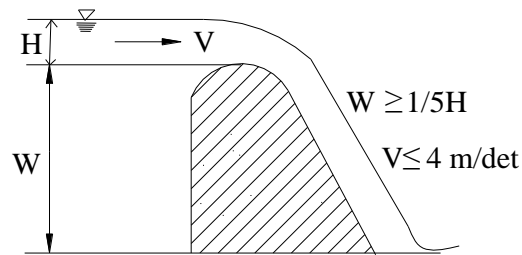
- Q = debit aliran (m<sup>3</sup>/s)
- C<sub>d</sub> = koefisien limpahan
- B = lebar efektif ambang (m)
- h = tinggi energi di atas ambang (m)
- g = percepatan grafitasi (m/s)

Lebar efektif ambang dapat dihitung dengan rumus (*Suyono Sosrodarsono, 1977*):

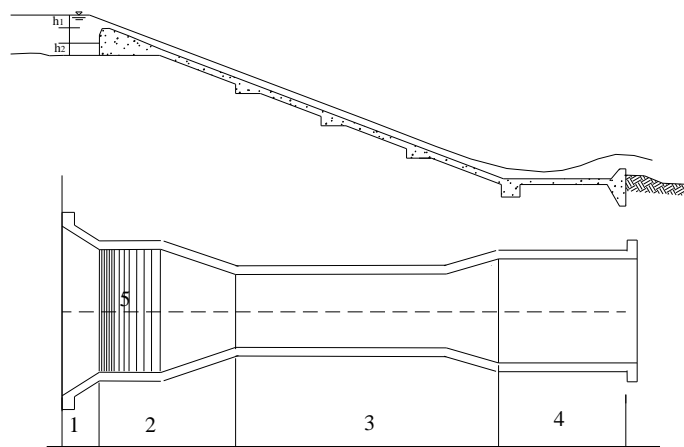
$$L_e = L - 2(N.K_p + K_a).H \dots\dots\dots(2.65)$$

dimana :

- L<sub>e</sub> = lebar efektif ambang (m)
- L = lebar ambang sebenarnya (m)
- N = jumlah pilar
- K<sub>p</sub> = koefisien kontraksi pilar
- K<sub>a</sub> = koefisien kontraksi pada dinding samping ambang
- H = tinggi energi di atas ambang (m)



**Gambar 2.22. Saluran Pengarah Aliran dan Ambang Pengatur Debit Pada Sebuah Pelimpah**

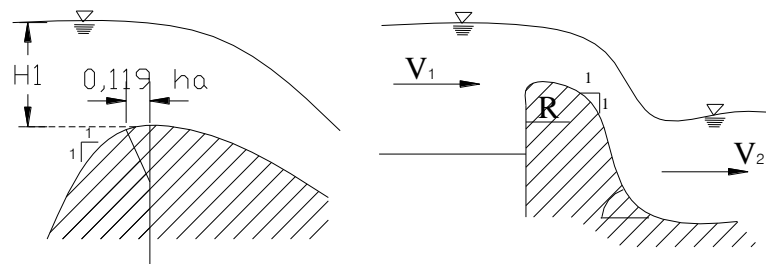


**Gambar 2.23. Penampang Memanjang Bangunan Pelimpah**

Keterangan gambar :

1. Saluran pengarah dan pengatur aliran
2. Saluran peluncur
3. Bangunan peredam energi
4. Ambang

Bentuk-bentuk mercu :



Gambar 2.24. Bentuk Mercu Bulat dan Ogee

### 2.5.2 Saluran/Pipa Pembawa/Peluncur

Saluran/pipa pembawa merupakan bangunan transisi antara ambang dan bangunan peredam. Biasanya bagian ini mempunyai kemiringan yang terjal dan alirannya adalah super kritis. Hal yang perlu diperhatikan pada perencanaan bagian ini adalah terjadinya kavitasi.

Dalam merencanakan saluran peluncur (*flood way*) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

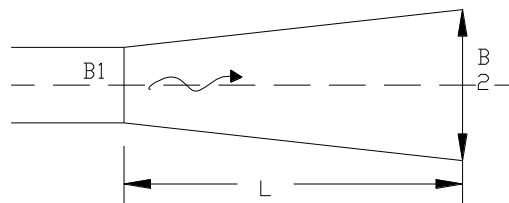
- Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan.
- Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- Agar biaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin

Guna memenuhi persyaratan tersebut maka diusahakan agar tampak atasnya selurus mungkin. Jika bentuk yang melengkung tidak dapat dihindarkan, maka diusahakan lengkungan terbatas dan dengan radius yang besar. Biasanya aliran tak seragam terjadi pada saluran peluncur yang tampak atasnya melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran yang paling curam dan apabila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidrolis, peredam energi akan terganggu.

***Berbentuk Terompet Pada Ujung Hilir Bagian Yang Saluran Peluncur***

Semakin kecil penampang lintang saluran peluncur, maka akan memberikan keuntungan ditinjau dari segi volume pekerjaan, tetapi akan menimbulkan masalah-masalah yang lebih besar pada usaha peredam energi yang timbul per-unit lebar aliran tersebut. Sebaliknya pelebaran penampang lintang saluran akan mengakibatkan besarnya volume pekerjaan untuk pembuatan saluran peluncur, tetapi peredaman energi per-unit lebar alirannya akan lebih ringan.

Berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan tersebut diatas, maka saluran peluncur dibuat melebar (berbentuk terompet) sebelum dihubungkan dengan peredam energi. Pelebaran tersebut diperlukan agar aliran super-kritis dengan kecepatan tinggi yang meluncur dari saluran peluncur dan memasuki bagian ini, sedikit demi sedikit dapat dikurangi akibat melebarnya aliran dan aliran tersebut menjadi semakin stabil sebelum mengalir masuk ke dalam peredam energi.



***Gambar 2.25. Bagian Berbentuk Terompet Dari Saluran Peluncur Pada Bangunan***

**2.5.3 Kolam Olak**

Kolam olak adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk meredam energi yang timbul di dalam type air super kritis yang melewati pelimpah. Faktor pemilihan type kolam olak (Joetata dkk, 1997) :

- Gambar karakteristik hidrolis pada peredam energi yang direncanakan.
- Hubungan lokasi antara peredam energi dengan tubuh waduk.
- Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruksi dari bangunan pelimpah.



- Kondisi-kondisi topografi, geologi dan hidrolis di daerah tempat kedudukan calon peredam energi.
- Situasi serta tingkat perkembangan dari sungai di sebelah hilirnya.

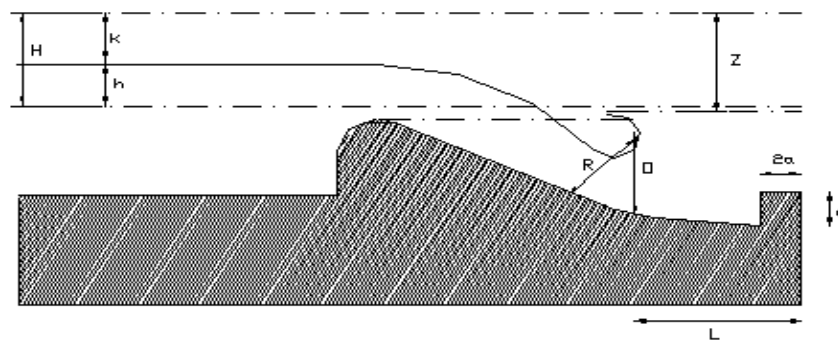
Beberapa jenis kolam olak adalah sebagai berikut (Dirjen Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum, 1986) :

### 1. Jenis Vlughter

Bentuk hidrolisnya merupakan pertemuan suatu penampang lurus yang merupakan suatu pematian energi yang diakibatkan oleh jatuhnya langsung karena aliran air. Menurut Vlughter bentuk dan hidrolis ruang olak dipengaruhi oleh :

1. Tinggi muka air di atas mercu =  $H$
2. Perbedaan muka air dan di hilir =  $Z$

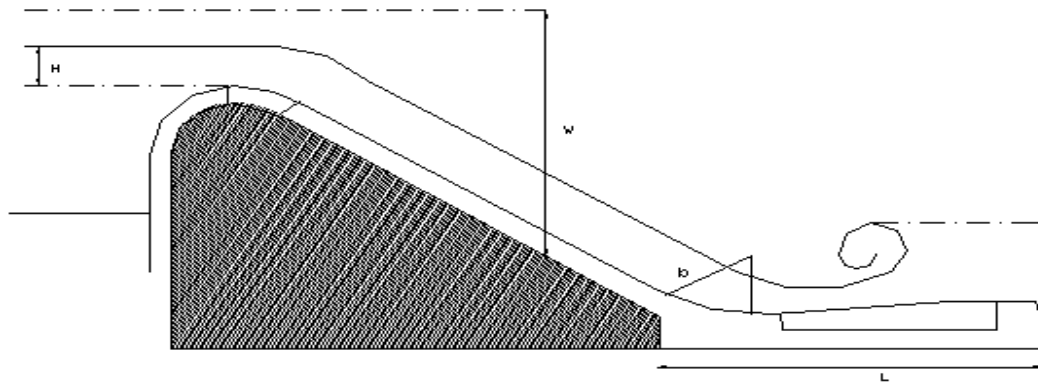
Kolam olak jenis ini digunakan pada tanah dasar aluvial dengan sungai yang tidak banyak membawa batu-batu besar. Dalamnya lantai ruang olakan dari puncak mercu tidak lebih dalam dari 8 meter atau perbedaan muka air di udik dan hilir tidak lebih dari 4,5 meter.



*Gambar 2.26. Kolam Olak Jenis Vlughter*

### 2. Jenis Shocklitsch

Bentuk hidrolis kolam olak jenis ini sama dengan tipe Vlughter, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



**Gambar 2.27. Kolam Olak Jenis Shocklitsch**

Berdasarkan eksperimen bentuk hidrolis kolam olak dipengaruhi oleh faktor-faktor sebagai berikut :

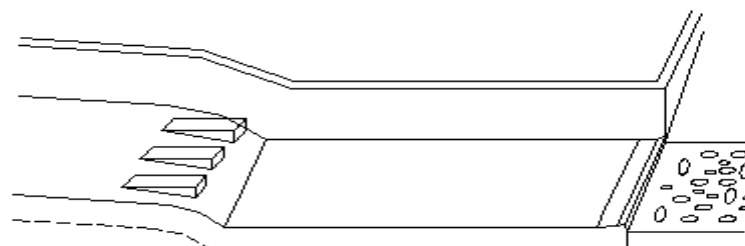
1. Tinggi muka air udik di atas mercu
2. Perbedaan tinggi antara garis tinggi (energi) air udik mercu dengan muka air di hilir mercu.

Kolam olak tipe ini memiliki sifat yang sama dengan tipe Vlughter dan dipakai apabila harga  $R$  atau  $D$  pada tipe Vlughter terlalu besar sehingga pengalihan untuk lantai kolam olakan beserta koperannya terlalu dalam.

### 3. Jenis USBR

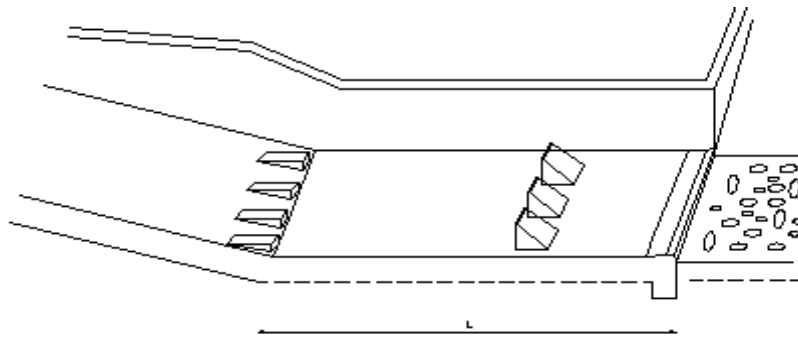
Berdasarkan bilangan Froude, kolam olak dikelompokkan sebagai berikut (Dirjen Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum, 1986) :

1. Untuk  $Fr \leq 1,7$  tidak diperlukan kolam olak. Pada saluran tanah bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi.



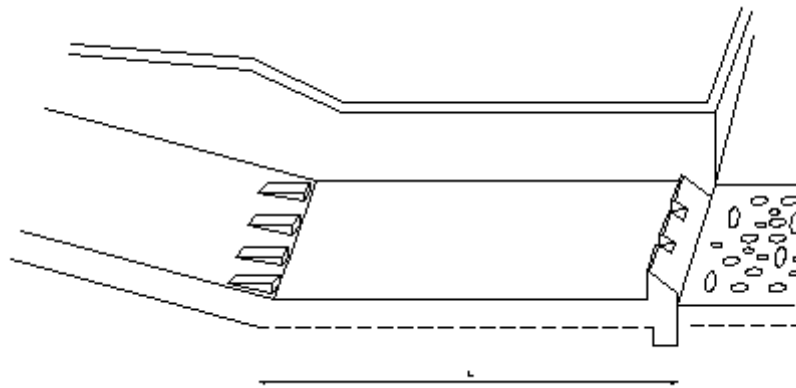
**Gambar 2.28. Kolam Olak USBR Type I**

2. Bila  $1,7 < Fr \leq 2,5$  maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif. Kolam olak dengan ambang ujung mampu bekerja dengan baik.



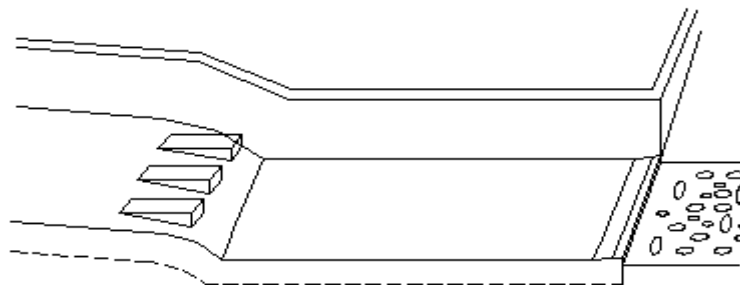
*Gambar 2.29. Kolam Olak USBR Type II*

3. Jika  $2,5 < Fr \leq 4,5$  maka loncatan air tidak terbentuk dan loncatan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Kolam olak yang digunakan untuk menimbulkan turbulensi (olakan) yakni tipe USBR tipe IV.



*Gambar 2.30. Kolam Olak USBR Type III*

4. Untuk  $Fr \geq 4,5$  merupakan kolam olak yang paling ekonomis, karena kolam ini pendek. Kolam olak yang sesuai adalah USBR tipe III.

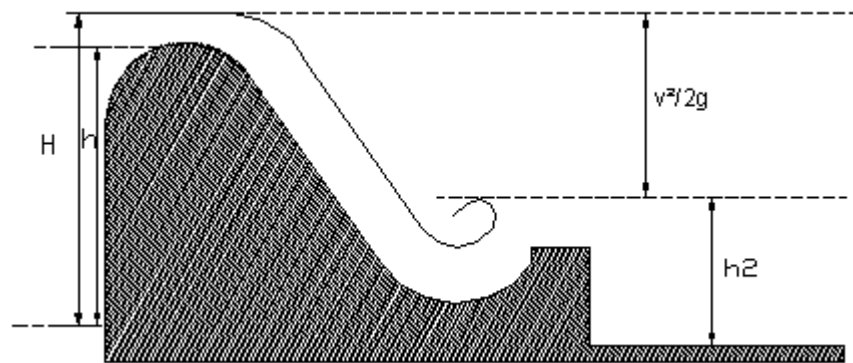


*Gambar 2.31. Kolam Olak USBR Type IV*

#### 4. Kolam Olak Bucket

Pada umumnya kolam olak Bucket ini hampir sama dengan kolam olak tipe Vlughter, namun lebih baik penggunaannya pada daerah yang sangat kokoh dan kuat. Konstruksi lantai kolam olak Bucket ini lebih aman terhadap daerah banjir yang membawa batu-batu.

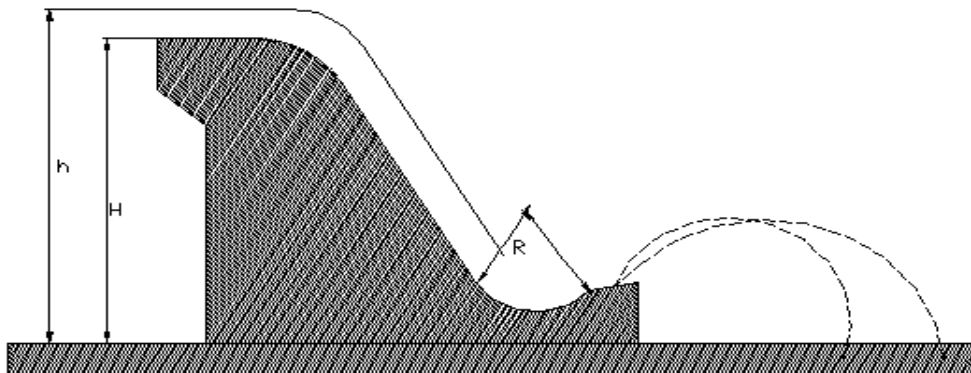
Kolam olak *Solid Bucket* digunakan bila loncatan air membawa material/batu-batu yang dianggap menghancurkan lantai ruang olak, maka kolam olak dibuat agak melingkar sampai pada bagian *cut off*.



*Gambar 2.32. Kolam Olak Solid Bucket*

#### 5. Sky Jump

Kolam olak *Sky Jump* digunakan bila loncatan air sungai tinggi dan keadaan air di belakang kolam olak kecil sehingga perlu memperhitungkan loncatan air.



Gambar 2.33. Kolam Olak Sky Jump

**2.5.4 Panjang Lantai Depan**

Untuk merencanakan lantai depan waduk digunakan garis kemiringan hidrolis. Garis gradien hidrolis ini digambar dari hilir ke arah hulu dengan titik ujung hilir waduk sebagai permukaan dengan tekanan sebesar nol. Kemiringan garis gradien hidrolis disesuaikan dengan kemiringan yang diijinkan untuk suatu tanah dasar tertentu, yaitu menggunakan *creep ratio* (C). Untuk mencari panjang lantai depan hulu yang menentukan adalah beda tinggi energi terbesar dimana terjadi pada saat muka air banjir di hulu dan kosong di hilir. Garis hidrolis gradien akan membentuk sudut dengan bidang horisontal sebesar  $\alpha$  sehingga akan memotong muka air banjir di hulu. Proyeksi titik perpotongan tersebut ke arah horisontal (lantai hulu waduk) adalah titik ujung dari panjang lantai depan minimum.

**2.5.5 Tinjauan Terhadap Gerusan**

Tinjauan terhadap gerusan digunakan untuk menentukan tinggi dinding halang (koperan) di ujung hilir waduk. Untuk mengatasi gerusan tersebut dipasang apron yang berupa pasangan batu kosong sebagai selimut lintang bagi tanah asli. Batu yang dipakai untuk apron harus keras, padat, awet dan mempunyai berat jenis  $2,4 \text{ ton/m}^3$ . Untuk menghitung kedalaman gerusan digunakan Metoda *Lacey*.

Rumus :

$$R = 1,76 D m^{1/2} \dots\dots\dots (2.63)$$

dimana :

R = kedalaman gerusan di bawah permukaan air banjir (m)

Dm = diameter nilai tengah (mean) untuk bahan jelek (m)

Q = debit yang melimpah di atas mercu ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

f = faktor *Lacey*

Menurut *Lacey*, kedalaman gerusan bersifat empiris, maka dalam penggunaannya dikalikan dengan angka keamanan 1,5.

## **2.6. DESAIN BANGUNAN PELENGKAP**

### **Under Sluice**

*Under sluice* direncanakan untuk mencegah masuknya angkutan sedimen dasar dan fraksi pasir yang lebih kasar ke dalam pengambilan.

“Mulut” *Under sluice* ditempatkan di hulu pengambilan dimana ujung penutup pembilas membagi air menjadi dua lapisan : lapisan atas mengalir ke pengambilan dan lapisan bawah mengalir melalui saluran pembilas bawah lewat waduk. Dimensi *Under sluice* ditentukan berdasarkan ketentuan-ketentuan sebagai berikut (Dirjen Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum, 1986) :

- Tinggi saluran pembilas bawah hendaknya lebih besar dari 1,5 kali diameter terbesar sedimen dasar sungai.
- Tinggi saluran pembilas bawah sekurang-kurangnya 1,00 m
- Tinggi sebaiknya diambil  $1/3$  sampai  $1/4$  dari kedalaman air di depan pengambilan selama debit normal.

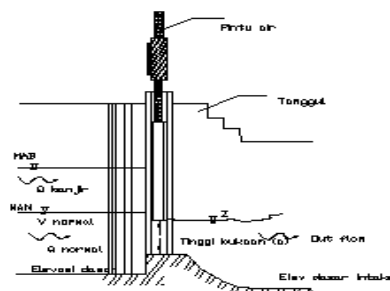
### **Bangunan Pengambilan / Intake**

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang terletak di samping kanan atau kiri waduk (Joetata dkk, 1997). Fungsi bangunan ini adalah untuk mengelakkan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan untuk

kebutuhan irigasi. Pembilas pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga jika terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu tergantung dengan kecepatan pada ukuran butir bahan yang diangkat (Dirjen Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum, 1986).

Elevasi lantai intake diambil minimal satu meter di atas lantai hulu waduk karena sungai mengangkut pasir dan kerikil. Pada keadaan ini makin tinggi lantai dari dasar sungai maka semakin baik, sehingga pencegahan angkutan sedimen dasar masuk ke intake juga makin baik. Tetapi bila lantai intake terlalu tinggi maka debit air yang tersadap menjadi sedikit, untuk itu perlu membuat intake arah melebar. Agar tempat penyadapan air dapat terpenuhi dan pencegahan sedimen masuk ke intake dapat dihindari, maka perlu diambil perbandingan tertentu antara lebar dan tinggi bukaan (Dirjen Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum, 1986).

Pada perencanaan waduk ini direncanakan intake dengan pintu berlubang satu, lebar satu pintu tidak lebih dari 2,5 meter dan diletakkan di bagian hulu. Pengaliran melalui bawah pintu intake, sedangkan besarnya debit dapat diatur melalui tinggi bukaan pintu. Kapasitas pengambilan harus sekurang-kurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimention requirement*), guna menambah fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek (Dirjen Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum, 1986).



**Gambar 2.34. Bangunan Pengambilan**

## **2.7. ANALISIS STABILITAS SPILLWAY**

### **a. Terhadap Guling**

Guling (overtuning), dapat terjadi di dalam waduk, pada dasar (base) atau pada bidang di bawah dasar. Agar bangunan aman terhadap guling, maka resultante semua gaya yang bekerja pada bagian bangunan di atas bidang

horizontal, termasuk gaya angkat, harus memotong bidang ini pada teras. Tidak boleh ada tarikan pada bidang manapun (Joetata dkk, 1997).

Besarnya tegangan dalam bangunan dan pondasi harus tetap dipertahankan pada harga-harga maksimal yang dianjurkan. Harga-harga untuk beton adalah sekitar 4,0 N/mm<sup>2</sup> atau 40 kgf/cm<sup>2</sup>, pasangan batu sebaiknya mempunyai kekuatan minimum 1,5 sampai 3,0 N/mm<sup>2</sup> atau 15 sampai 30 kgf/cm<sup>2</sup> (Joetata dkk,1997).

**b. Terhadap Gelincir**

Gelincir (sliding) dapat terjadi di sepanjang sendi horizontal atau hampir horizontal di atas pondasi, di sepanjang pondasi atau sepanjang bidang horizontal atau hampir horizontal dalam pondasi (Joetata dkk, 1997).

Sudut antara garis vertikal dan resultante semua gaya, termasuk gaya angkat, yang bekerja pada waduk di atas semua bidang horizontal, harus kurang dari koefisien gesekan yang diijinkan pada bidang tersebut (Joetata dkk,1997).

**c. Terhadap Daya Dukung Tanah**

Dari data tanah diperoleh :

$\gamma$  = berat volume tanah (ton/m<sup>3</sup>)

$c$  = kohesi

$\phi$  = sudut geser dalam ( ° )

$D_f$  = kedalaman pondasi (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  didapat dari grafik Terzaghi.

Rumus daya dukung tanah Terzaghi (*Penerbit Erlangga, 1995*)

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma \cdot N_q \cdot D_f + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \dots\dots\dots(2.66)$$

$$\bar{\sigma} = \frac{q_{ult}}{SF}$$



Kontrol :

$$\sigma_{maks} = \frac{RV}{BL} x \left( 1 + \frac{6.e}{B} \right) < \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{RV}{BL} x \left( 1 - \frac{6.e}{B} \right) > 0$$

dimana :

SF = faktor keamanan

RV = gaya vertikal (ton)

L = panjang waduk (m)

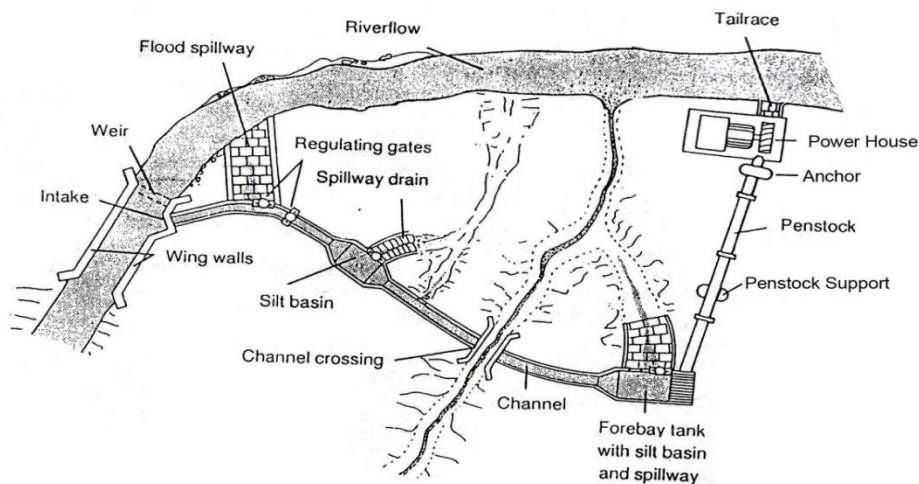
$\sigma$  = tegangan yang timbul (ton/m<sup>2</sup>)

$\bar{\sigma}$  = tegangan ijin (ton/m<sup>2</sup>)

## 2.8. PEMBANGKIT LISTRIK TENAGA AIR (PLTA)

### 2.8.1 Pendahuluan

PLTA adalah istilah yang digunakan untuk instalasi pembangkit listrik yang menggunakan energi air. Kondisi air yang bisa dimanfaatkan sebagai sumber daya (*resources*) penghasil listrik adalah memiliki kapasitas aliran dan ketinggian tertentu dan instalasi. Semakin besar kapasitas aliran maupun ketinggiannya dari instalasi maka semakin besar energi yang bisa dimanfaatkan untuk menghasilkan energi listrik. Output yang dihasilkan oleh PLTA berkisar dari 1 MW sampai 15 MW (PLTA skala kecil).



(Sumber: *Harvey*, 1993)

**Gambar 2.35. Contoh Denah PLTA**

Secara teknis, PLTA memiliki tiga komponen utama. Air yang mengalir dengan kapasitas dan ketinggian tertentu di salurkan menuju rumah instalasi (rumah turbin). Di rumah turbin, instalasi air tersebut akan menumbuk turbin, dalam hal ini turbin dipastikan akan menerima energi air tersebut dan mengubahnya menjadi energi mekanik berupa berputarnya poros turbin. Poros yang berputar tersebut kemudian ditransmisikan/dihubungkan ke generator dengan menggunakan kopling. Dari generator akan dihasilkan energi listrik yang akan masuk ke sistem kontrol arus listrik sebelum dialirkan ke beban listrik. Begitulah secara ringkas proses Mikrohidro, merubah energi aliran dan ketinggian air menjadi energi listrik.

Berikut beberapa komponen PLTA:

- a. Bendungan / Waduk, Embung, Bendung (*Weir*)
- b. Intake
- c. Pintu Air (*Regulating Gates*)
- d. Pelimpah (*Spillways*) dan Penguras Pelimpah (*Spillway drain*)
- e. Kolam pengendap (*Silt Basin*)
- f. Saluran Penghantar (*Channel*)
- g. Kolam / Bak Penenang (*Forebay Tank*) dan Penguras (*Forebay drain*)
- h. Pipa Pesat (*Penstock*), *Penstock Support* dan Angker Blok (*Anchor*)
- i. Rumah Pembangkit

### **2.8.2 Bendungan / Weir**

Bendungan, selain berfungsi untuk menampung air, dalam skema PLTA, bendungan berfungsi untuk menaikkan muka air. Dengan adanya bendungan dan perhitungan hidrologi, tinggi muka air dapat dicari, baik saat debitnya tinggi atau rendah. Perhitungan tinggi muka air digunakan untuk menentukan titik, letak / posisi *intake*.

### 2.8.3 Bangunan Pelimpah (Spillway)

*Spillway* bermanfaat untuk mengontrol debit air yang masuk dari *intake* menuju saluran penghantar, kolam pengendap (*silt basin*) dan kolam penenang (*forebay tank*). Debit air yang masuk dapat mencapai dua kali lipat dari debit normal, maka *spillway* sangat diperlukan untuk menjaga kestabilan debit air.

*Spillway* dapat bermanfaat dengan optimal untuk mengontrol debit air, apabila dilengkapi dengan pintu air dan dapat dilengkapi pintu cadangan (*back-up gate*) dengan tujuan dapat menggantikan peran pintu air utama, apabila pintu air utama macet.

### 2.8.4 Pipa Pesat / Penstock

Proses konversi energi dari energi potensial hidrolik menjadi energi kinetik yang akan dirubah menjadi energi mekanik oleh unit turbin terjadi melalui pemanfaatan potensi air yang berkumpul di bak penenang (*head tank*). Air dari bak penenang mengalir melalui *penstock* (pipa pesat) menuju turbin yang terdapat di dalam rumah pembangkit.

*Penstock* diperkuat struktur pondasi (*anchor block*) pada belokan pipa, Pada bagian ujung *penstock* dilengkapi *expansion joint*. Sebagai finishing, permukaan luar *penstock* dicat untuk melindungi terhadap karat.

### 2.8.5 Penumpu Penstock

Penumpu *penstock* digunakan untuk menahan pergerakan dari *penstock* akibat tekanan air yang melewati *penstock*. Terdapat 3 macam penumpu *penstock*, yaitu:

a. Angker Blok / Anchores

Angker blok, selain digunakan di awal dan akhir jaringan *penstock*, juga harus ditempatkan pada titik dimana pipa pesat mengalami perubahan arah vertikal.

b. *Slide blocks*

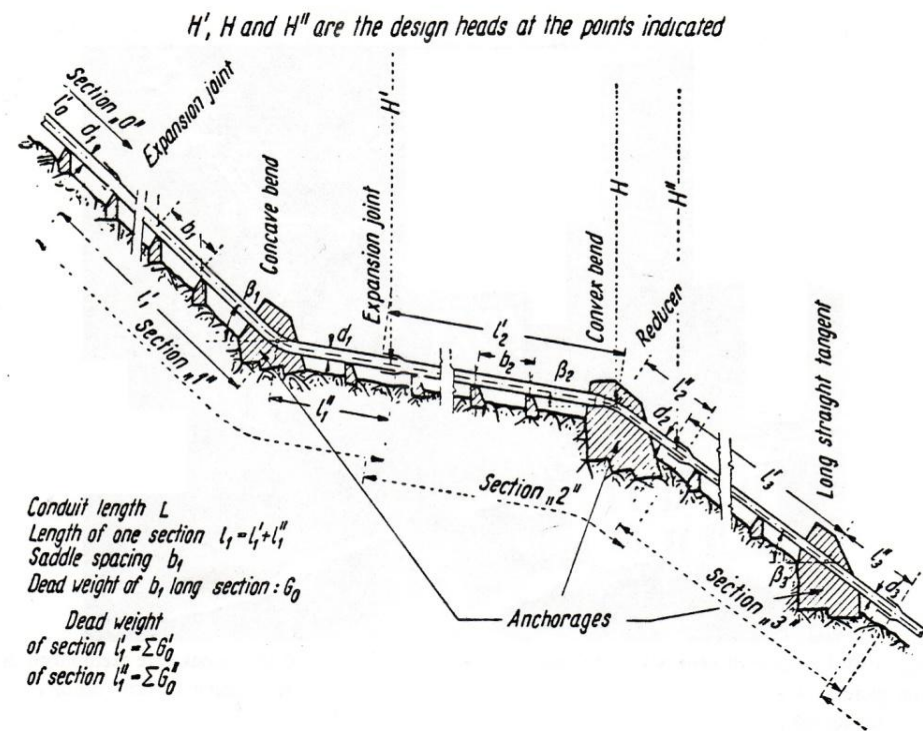
Fungsi dari *slide blocks* adalah menahan beban dari pipa dan air di dalam pipa, terutama pada pipa pesat yang posisinya miring / mengikuti slope dari tanah dasar.

c. *Thrust blocks*

Fungsinya hampir sama dengan anker blok, akan tapi *thrust block* ditempatkan pada penstock yang berubah arah / berbelok horizontal.

a. Angker Blok

Angker blok dapat ditempatkan di titik perubahan arah pipa pesat, baik belokan cekung maupun cembung. Pada belokan cekung, dimensi anker blok lebih kecil daripada anker blok pada belokan cembung, karena tekanan air akan menekan anker blok kebawah dan membantu stabilitas dari anker blok. Sedangkan pada belokan cembung, gaya yang diberikan air pada pipa pesat, cenderung menarik anker blok ke atas, maka dimensi anker blok lebih besar guna menjaga stabilitas anker blok dan pipa pesat. Berikut gaya-gaya yang bekerja pada anker blok.



Sumber: Mosonyi. 1991

Gambar 2.36. Angker Blok dan Penumpu Penstock

Tabel 2.23. Gaya yang Bekerja pada Angker Blok

No	Jenis Gaya	Gaya akibat pipa pesat bagian atas	Gaya akibat pipa pesat bagian bawah	Keterangan
1.	Beban Mati dari Pipa Pesat	$P'_o = + \Sigma G'_o \sin \beta_2 [kg]$	$P''_o = - \Sigma G''_o \sin \beta_3 [kg]$	G = berat pipa pesat
2.	Gaya Gesek di atas tumpuan	$\Sigma P'_f = \pm \mu \Sigma (G'_o + G''_w) \cos \beta_2 [kg]$	$\Sigma P''_f = \pm \mu \Sigma (G''_o + G''_w) \cos \beta_3 [kg]$	(±) tergantung gaya yang diakibatkan oleh perubahan temperatur
3.	Gaya Gesek di sambungan pipa	$P'_p = \pm \mu_1 \pi d_1 e \gamma H' [kg]$	$P''_p = \pm \mu_1 \pi d_2 e \gamma H'' [kg]$	$\mu$ = koefisien gesek
4.	Gaya akibat tekanan air d sambungan pipa	$P'_e = + \pi d_1 \delta_1 \gamma H' [kg]$	$P''_p = + \pi d_2 \delta_2 \gamma H'' [kg]$	$\delta$ = tebal dinding pipa
5.	Gaya akibat tekanan hidrostatik	$P'_w = + \frac{\pi d_1^2}{4} \gamma H [kg]$	$P''_w = + \frac{\pi d_2^2}{4} \gamma H [kg]$	
6.	Gaya tarik akibat aliran air	$P'_d = + \frac{\pi d_1^2}{4} \gamma \Delta H' [kg]$	$P''_d = + \frac{\pi d_2^2}{4} \gamma \Delta H'' [kg]$	

7.	Gaya tekan air pada dinding pipa.	$P'_i = +\frac{\gamma}{g} \frac{\pi d_1^2}{4} v_1^2 [kg]$	$P''_i = +\frac{\gamma}{g} \frac{\pi d_2^2}{4} v_2^2 [kg]$	
----	-----------------------------------	---	--	--

Penjumlahan vektorial dari gaya-gaya tersebut akan menghasilkan (Z), dan gaya Z ini di proyeksikan ke berat dari angker blok (G), untuk menentukan resultan gaya (R).

Untuk mengetahui besarnya tekanan yang diberikan pada dasar angker blok adalah:

$$\sigma = \frac{R \sin \vartheta}{A B} \left( 1 + \frac{6 x_o}{A} \right) [kg/cm^2]$$

Dimana,

A = Panjang Angker Blok (m)

B = Lebar Angker Blok (m)

$\vartheta$  = Sudut yang dibentuk oleh R dengan bidang horizontal.

$$x_o = \frac{A}{2} - x \text{ dan } x > \frac{A}{3} \text{ (lihat gambar 2.16)}$$

dan untuk mengetahui besarnya kemanan angker blok terhadap geser / *sliding*,

$$n = \frac{\mu R \sin \vartheta}{R \cos \vartheta}$$

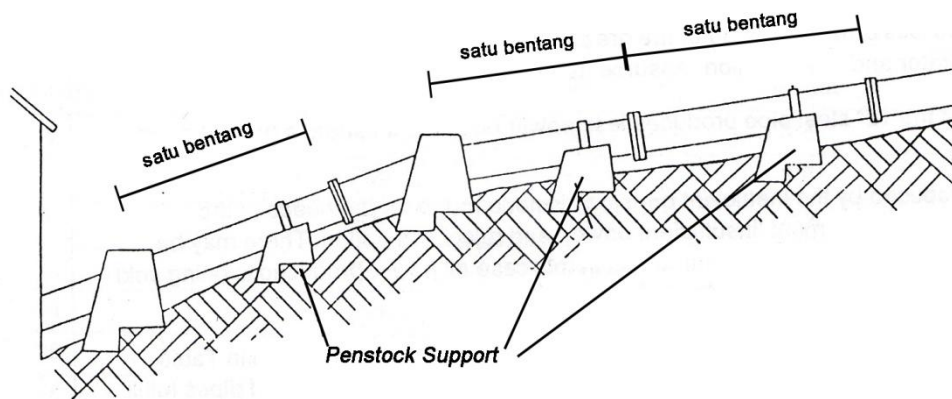
Dimana,

n = besarnya factor keamanan / *Safety factor* ( $n > 1,5$ )

$\mu$  = koefisien geser / *sliding coefficient* (0,6 - 0,7)

b. *Slide Penstock*

Penempatan tumpuan pipa pesat tergantung dari rekomendasi dari pembuat / pabrik pipa pesat yang akan digunakan, dan biasanya 1 tumpuan tiap bentang pipa pesat, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



(Sumber: Harvey, 1993)

**Gambar 2.37. Penempatan Tumpuan Penstock**

Penempatan tumpuan pipa pesat, yang dimana pipa pesatnya bermaterial *mild steel* atau plat lengkung las-lasan, berdasarkan *British Standard*, dapat menggunakan tabel berikut.

**Tabel 2.24. British Standard Support Spacing**

Support Spacing in meters					
Diameter (mm)	100	200	300	400	500
Thickness (mm)					
2	2	2	2.5	3	3
4	3	3	3	4	4
6	4	4.5	5	6	6

(Sumber: Harvey, 1993)

### 2.8.6 Rumah Pembangkit

Rumah pembangkit merupakan tempat peralatan elektrikal-mekanik terpasang. Unit turbin beserta sistem transmisi mekanik, generator dan panel control. Turbin, generator dan sistem kontrol masing-masing diletakkan dalam sebuah rumah yang terpisah.

Pondasi turbin-generator juga harus dipisahkan dari pondasi rumahnya. Tujuannya adalah untuk menghindari masalah akibat getaran. Rumah turbin harus dirancang sedemikian agar memudahkan perawatan dan pemeriksaan.

**2.8.7 Tinggi Energi / Head**

Energi yang digunakan untuk menggerakkan turbin didapatkan dari dua cara, yakni dengan head, memanfaatkan beda ketinggian permukaan air (energi potensial sungai) atau tanpa head, memanfaatkan aliran sungai (energi kinetik sungai)

Head adalah jarak vertikal / besarnya ketinggian jatuhnya air. Semakin besar head umumnya akan semakin baik karena air yang dibutuhkan semakin sedikit dan peralatan semakin kecil, dan turbin bergerak dengan kecepatan tinggi. Masalahnya adalah tekanan pada pipa dan kekuatan sambungan pipa harus kuat dan diperhatikan dengan cermat.

Pada proses pengaliran air dari intake menuju rumah pembangkit / *powerhouse*, tinggi energi air akan mengalami pengurangan (*Head Loss*) yang disebabkan beberapa hal. Berikut penyebab dan cara perhitungan *Head Loss*.

**Kehilangan Energi pada Saluran Terbuka :**

- 1) Pada Bangunan Pengambilan

$$h_e = 1,3 * \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (2.49)$$

- 2) Pada Saluran Penghantar

$$h_e = \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (2.50)$$

***Kehilangan Energi pada Saluran Tertutup (Penstock) :***

Terjadi dua macam kehilangan energi pada saluran tertutup (*penstock*), yaitu *major losses* dan *minor losses*. *Major losses* adalah kehilangan energi yang timbul akibat gesekan dengan dinding pipa. Sedangkan *minor losses* diakibatkan oleh tumbukan dan turbulensi, misal terjadi pada saat melewati kisi-kisi (*trashrack*), perubahan penampang, belokan dan lain-lain.



1) Inlet *penstock*

$$h_e = k^* \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots$$

(2.52)

Dimana :  $k = 0,5$  untuk bentuk persegi / tegak  
 $k = 0,05$  untuk bentuk yang dibulatkan

2) Gesekan Dinding *Penstock*

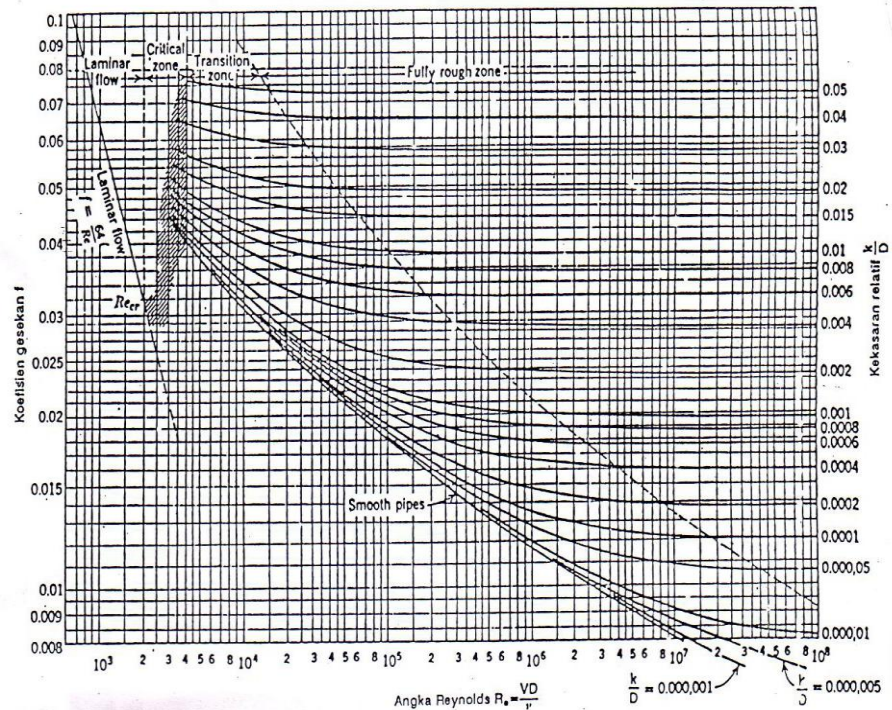
$$h_e = f * L * \frac{V^2}{2g} * D \dots\dots\dots$$

(2.53)

Dimana :  $f$  = koefisien gesekan dinding pipa  
 (nilai  $f$  didapat dari diagram Moody)

$D$  = diameter pipa

$V$  = kecepatan aliran dalam pipa



Gambar 2.38. Diagram Moody

3) Belokan

$$h_e = K_b * \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots$$

(2.54)

Dimana :

$K_b$  = koefisien kehilangan tenaga karena belokan

$V$  = kecepatan aliran dalam pipa

**Tabel 2.25. Koefisien Kb sebagai fungsi sudut belokan  $\alpha$**

$\alpha$	20°	40°	60°	80°	90°
Kb	0,05	0,14	0,36	0,74	0,98

(Sumber: *Triatmodjo*, 2003)

4) *Reducer*

$$h_e = k * \frac{(V_1^2 - V_2^2)}{2g} \dots\dots\dots(2.55)$$

Jika aliran dalam pipa adalah *steady uniform flow* maka berlaku persamaan kontinuitas, yaitu:

$$Q = V_k \times A_k = V_2 \times A_2, \text{ sehingga: } V_k = \frac{A_2 * V_2}{A_k} = \frac{V_2}{C_k}$$

Dimana : 
$$h_e = \frac{(V_k - V_2)^2}{2g}$$

Sehingga 
$$h_e = \frac{\left[\frac{V_2}{C_k} - V_2\right]^2}{2g} = \left[\frac{1}{C_k} - 1\right]^2 * \frac{V_2^2}{2g}$$

Jika: 
$$\left[\frac{1}{C_k} - 1\right]^2 = k$$

Maka: 
$$h_e = k * \frac{V_2^2}{2g}, \text{ dan nilai k tergantung nilai } \frac{A_2}{A_1}$$

**Tabel 2.26. Harga koefisien k berdasarkan Weisbach**

$A_2/A_1$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
k	0,5	0,48	0,45	0,41	0,36	0,29	0,21	0,13	0,07	0,01	0

(Sumber: *Triatmodjo*, 2003)

5) *Outlet* penstock

$$h_e = 1,0 * \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (2.56)$$

**2.8.8 Perhitungan tinggi terjun (Head)**

Tinggi terjun yang dimaksud terdiri dari :

1. Terjun Bruto =  $H_{bruto} = H_{kotor}$

Adalah selisih tinggi muka air di kolam (reservoir atas) dengan muka air pembuangan pada saat turbin tidak berputar.

2. Terjun Netto =  $H_{netto} = H_{bersih}$

3. Terjun Rencana (*Design Head*)

Adalah terjun bersih untuk turbin yang telah direncanakan oleh pabrik pada efisiensi yang baik.

**2.8.9 Turbin**

Setelah keluar dari pipa pesat, air akan memasuki turbin pada bagian inlet. Di dalamnya terdapat *guided vane* untuk mengatur pembukaan dan penutupan turbin serta mengatur jumlah air yang masuk ke *runner/blade* (komponen utama turbin). *Runner* terbuat dari baja dengan kekuatan tarik tinggi yang dilas pada dua buah piringan sejajar. Aliran air akan memutar *runner* dan menghasilkan energi kinetik yang akan memutar poros turbin.

Pemilihan teknologi turbin pada pembangunan pembangkit mini-mikrohidro terutama terletak pada pemilihan komponen utamanya yaitu turbin dan generator. Hal ini disebabkan daerah yang akan dipasang pembangkit listrik mini-mikrohidro memiliki karakteristik yang spesifik. Pemilihan jenis turbin tenaga air bergantung pada head dan debit air. Untuk daerah pegunungan yang memiliki ketinggian dengan debit rendah jenis turbin high head lebih cocok digunakan sedangkan di daerah datar dengan debit air yang besar dapat menggunakan jenis turbin canal *drop low head*.

Turbin modern dilengkapi dengan electronic load controller (ELC). ELC bertujuan untuk menyetabilkan putaran sehingga putaran akan tetap stabil meskipun pada arus air yang berlebih.

Energi yang timbul akibat putaran poros kemudian ditransmisikan ke generator. Seluruh sistem ini harus *balance*. Turbin perlu dilengkapi *casing* yang berfungsi mengarahkan air ke runner. Pada bagian bawah casing terdapat pengunci turbin. Bantalan (*bearing*) terdapat pada sebelah kiri dan kanan poros dan berfungsi untuk menyangga poros agar dapat berputar dengan lancar. Daya poros dari turbin ini harus ditransmisikan ke generator agar dapat diubah menjadi energi listrik. Generator yang dapat digunakan pada mikrohidro adalah generator sinkron dan generator induksi.

Secara umum ada dua jenis generator yang digunakan pada PLTA, yaitu generator sinkron dan generator induksi. Generator sinkron bekerja pada kecepatan yang berubah-ubah. Untuk dapat menjaga agar kecepatan generator tetap, digunakan *speed governor* elektronik. Generator jenis ini dapat digunakan secara langsung dan tidak membutuhkan jaringan listrik lain sebagai penggerak awal. Sangat cocok digunakan di desa terpencil dengan sistem isolasi (Modak, 2002).

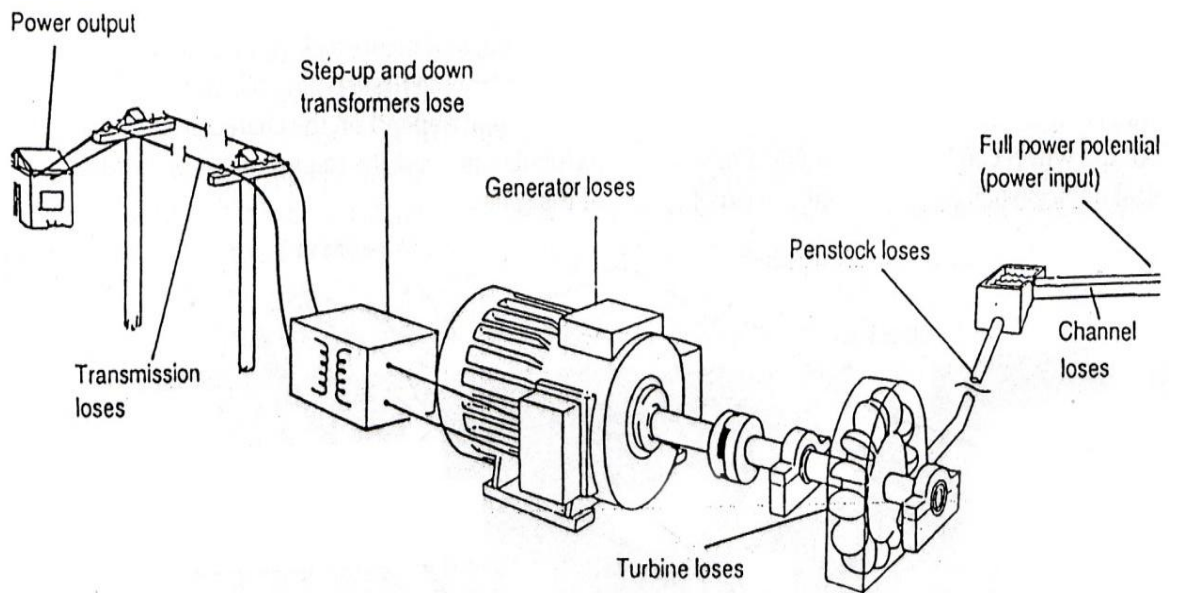
Pada generator jenis induksi tidak diperlukan sistem pengaturan tegangan dan kecepatan. Namun demikian, jenis generator ini tidak dapat bekerja sendiri karena memerlukan suatu sistem jaringan listrik sebagai penggerak awal (Modak, 2002). Generator jenis ini lebih cocok digunakan untuk daerah yang telah dilalui jaringan listrik (*grid system*).

Batasan umum generator untuk mini-mikrohidro power (Modak, 2002) adalah:

Output : 50 kVA sampai dengan 6250 Kva  
Voltage : 415, 3300, 6600, dan 11000 Volt  
Speed : 375 – 750 RPM

**2.8.10 Perhitungan Daya**

Jika tinggi jatuh efektif maksimum adalah  $H$  (m), debit maksimum turbin adalah  $Q$  (m<sup>3</sup>/det<sup>2</sup>). Adapun skema perjalanan air hingga menjadi tenaga listrik secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.22 berikut :



(Sumber: Harvey, 1993)

**Gambar 2.39. Skema Perjalanan air hingga menjadi tenaga listrik**

$$\begin{aligned}
 P_{\text{output}} &= [e_{\text{konstruksi (civil works)}} \times e_{\text{penstock}} \times e_{\text{turbin}} \times e_{\text{generator}} \times e_{\text{transmisi}}] \times P_{\text{input}} \\
 &= [e_{\text{total}}] \times P_{\text{input}}
 \end{aligned}$$

$$P_{\text{input}} = \rho \cdot Q \cdot g \cdot H_{\text{nett}} \dots\dots\dots (2.57)$$

Dimana:

$P_{\text{output}}$  = Daya yang keluar (Joule / sekon = Watts)

$P_{\text{input}}$  = Daya yang masuk (Joule / sekon = Watts)

$e$  = koefisien (efisiensi)

$\rho$  = masa jenis air  $1000 \text{ kg/m}^3$

$Q$  = debit air ( $\text{m}^3$ )

$g$  = percepatan grafitasi ( $\text{m/s}^2$ )

$H_{\text{nett}}$  = Tinggi air (*Head*) bersih