

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1. TINJAUAN UMUM

Dalam perencanaan pekerjaan selalu dibutuhkan kajian pustaka. Sebab dengan kajian pustaka dapat ditentukan spesifikasi – spesifikasi yang menjadi acuan dalam pelaksanaan pekerjaan struktur tersebut.

Pada perencanaan dam dilakukan kajian pustaka untuk mengetahui besarnya debit yang berada di sungai yang bersangkutan dan dapat ditampung dalam danau buatan tersebut. Oleh karena itu perlu adanya perhitungan yang cermat mengenai berapa besarnya debit air hujan yang terjadi dan berapa kapasitas danau buatan yang ditinjau.

Untuk menunjang perencanaan diperlukan pula teori – teori dan rumus dari pustaka yang sangat penting demi mempercepat proses pengumpulan data. Dalam hal ini hanya akan membahas secara garis besar studi pustaka tentang dam untuk PLTMH.

Pembangkit Listrik Tenaga Mikro Hidro memanfaatkan energi yang dimiliki oleh air (debit dan tinggi jatuh) dimana air itu digunakan untuk menggerakkan turbin sehingga dapat berputar, kemudian turbin tersebut menggerakkan generator untuk mengubah tenaga gerak menjadi tenaga listrik.

Beberapa teori yang akan digunakan dalam analisis dan perhitungan perencanaan dam antara lain :

- Analisis hidrologi, meliputi perhitungan curah hujan rata – rata, perhitungan curah hujan rencana, perhitungan intensitas, perhitungan debit banjir sungai, debit andalan.
- Perhitungan volume dam, meliputi volume storage dam dan debit maksimum *spillway*.
- Desain struktur, meliputi desain badan dam, *spillway* pada dam dan pipa pesat.
- Stabilitas pada tubuh dam dan *spillway* dari pengaruh gaya – gaya luar struktur maupun dari pengaruh struktur itu sendiri.

2.2. ANALISIS HIDROLOGI

Hidrologi adalah bidang pengetahuan yang mempelajari kejadian-kejadian serta penyebaran air alamiah di bumi. Faktor hidrologi yang sangat berpengaruh pada wilayah kecamatan Tembalang adalah curah hujan (presipitasi). Curah hujan pada suatu daerah merupakan salah satu faktor yang menentukan besarnya debit banjir yang terjadi pada daerah yang menerimanya.

Analisis hidrologi dalam perencanaan dam ini terdiri atas dua pembahasan yaitu debit banjir sungai dan debit andalan. Debit banjir sungai diperlukan dalam perhitungan pendimensian struktur dam, sedangkan debit andalan lebih mengarah ke optimasi penggunaan air tampungan untuk menggerakkan turbin. Dalam analisis hidrologi untuk perencanaan dam terdiri atas :

2.2.1. Perhitungan Curah Hujan Rata – Rata

Perhitungan curah hujan rata-rata DTA dimaksudkan untuk mendapatkan nilai curah hujan rata-rata DTA, yang merupakan hasil penggabungan nilai curah hujan yang diperoleh dari stasiun-stasiun pengamatan curah hujan dengan metode tertentu. Beberapa metode perhitungan yang biasa digunakan yaitu :

Adapun metode yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rata-rata ada tiga macam cara (*Sosrodarsono & Takeda, 1978*) :

- Cara rata-rata aljabar
- Cara polygon *Thiessen*
- Metode *Isohyet*

1. Metode Rata-Rata Aljabar (Metode *Arithmetic*)

Metode metode rata-rata aljabar dapat menghasilkan data yang baik bila daerah pengamatannya datar, penempatan alat ukur tersebar merata, dan besarnya curah hujan tidak bervariasi. Metode ini merupakan metode yang paling sederhana, yaitu dengan menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran selama satu periode tertentu dan membaginya dengan banyaknya stasiun pengukuran curah hujan. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut :

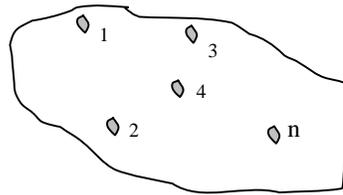
$$\bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 \dots + R_n}{n} \dots\dots\dots (2.1)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*) Di mana :

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

$R_1 \dots R_n$ = Besarnya curah hujan pada masing-masing stasiun (mm)

n = Banyaknya stasiun hujan



Gambar 2-1 Sketsa Stasiun Curah Hujan rata-rata Aljabar

2. Metode Poligon Thiessen

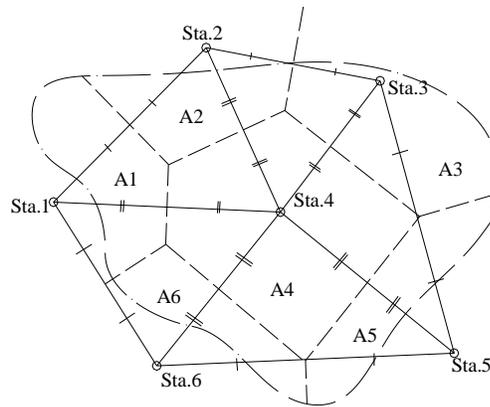
Metode Poligon Thiessen memiliki ketelitian yang cukup, sehingga sangat baik jika digunakan untuk menghitung curah hujan rata-rata DTA yang masing-masing dipengaruhi oleh lokasi stasiun pengamatan curah hujan berdasarkan peta jaringan sungai dan lokasi stasiun pengamatan.

Syarat-syarat penggunaan Metode Thiessen, yaitu :

- Stasiun hujan minimal 3 buah dan letak stasiun dapat tidak merata
- Daerah yang terlibat dibagi menjadi poligon-poligon, dengan stasiun pengamat hujan sebagai pusatnya.

Cara perhitungan :

Hubungkan titik-titik stasiun yang terdapat pada lokasi pengamatan sehingga terbentuk poligon, lalu tarik garis sumbu tegak lurus tepat di tengah-tengah garis-garis yang menghubungkan stasiun tersebut, sehingga diperoleh segmen-segmen yang merupakan daerah pengaruh bagi stasiun terdekat.



Gambar 2-2 Pembagian daerah pengaruh Metode Poligon Thiessen

Setelah luas tiap-tiap daerah pengaruh untuk masing-masing stasiun didapat, koefisien Thiessen dapat ditentukan dengan persamaan berikut :

$$C_i = \frac{A_i}{A_{total}} \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\bar{R} = \sum_{i=1}^n C_i \cdot R_i = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.3)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*) di mana :

C = Koefisien Thiessen

A_i = Luas pengaruh dari stasiun pengamatan i (km²)

A = Luas total dari DTA (km²)

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

R₁, R₂, ..., R_n = Curah hujan pada setiap titik pengukuran (mm)

3. Metode Isohyet

Prinsip dari metode ini yaitu curah hujan pada suatu wilayah di antara dua Isohyet sama dengan rata-rata curah hujan dari garis-garis Isohyet tersebut.

Syarat-syarat penggunaan Metode Isohyet, yaitu :

- Digunakan di daerah datar/ pegunungan.
- Stasiun hujan harus banyak dan tersebar merata

- Perlu ketelitian tinggi dan diperlukan analisis yang berpengalaman.

Cara perhitungan :

Peta Isohyet digambar pada peta topografi dengan perbedaan (interval) 10 sampai 20 mm berdasarkan data curah hujan pada titik-titik pengamatan didalam dan di sekitar daerah yang dimaksud. Untuk memperkirakan curah hujan daerah, titik-titik yang curah hujannya sama dihubungkan agar membentuk Isohyet dari berbagai harga. Luas bidang diantara 2 Isohyet yang berurutan diukur dengan planimeter dan rata-rata curah hujan pada wilayah di antara 2 Isohyet tersebut dianggap terjadi pada wilayah tertutup.

Sehubungan dengan itu, apabila R_{12} adalah rata-rata curah hujan yang diwakili oleh daerah Isohyet berurutan dengan harga R_1 dan R_2 , luas antara dua Isohyet ialah A_1 , dan seterusnya maka curah hujan daerahnya dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\bar{R} = \frac{\frac{R_1 + R_2}{2} A_1 + \frac{R_2 + R_3}{2} A_2 + \dots + \frac{R_n + R_{n+1}}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots \dots \dots (2.4)$$

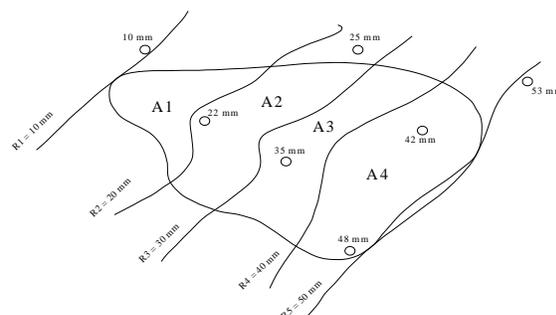
(CD. Soemarto, 1999)

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 (Km²)



Gambar 2-3 Daerah pengaruh pada metoda Isohyet

2.2.2. Analisis Data Curah Hujan yang Hilang

Untuk melengkapi data yang hilang atau rusak diperlukan data dari stasiun lain yang memiliki data yang lengkap dan diusahakan letak stasiunnya paling dekat dengan stasiun yang hilang datanya. Untuk perhitungan data yang hilang dapat digunakan diantaranya dengan Metode Ratio Normal, Metode Reciprocal (kebalikan kuadrat jarak) dan dengan Metode Rata-Rata Aljabar

Pada metode ratio normal, syarat untuk menggunakan metode ini adalah rata-rata curah hujan tahunan stasiun yang datanya hilang harus diketahui, disamping dibantu dengan data curah hujan rata-rata tahunan dan data pada stasiun pengamatan sekitarnya.

Rumus :

$$R_x = \frac{1}{n} \left(\frac{\overline{R_x}}{\overline{R_A}} R_A + \frac{\overline{R_x}}{\overline{R_B}} R_B + \dots + \frac{\overline{R_x}}{\overline{R_n}} R_n \right) \dots \dots \dots (2.5)$$

(CD. Soemarto, 1999)

di mana :

- R_x = Curah hujan stasiun yang datanya dicari (mm)
- R_A, R_B, \dots dan R_n = Curah hujan stasiun A, stasiun B dan stasiun n (mm)
- $\overline{R_x}$ = Rata-rata curah hujan tahunan stasiun yang datanya dicari (mm)
- $\overline{R_A}, \overline{R_B}$ dan $\overline{R_n}$ = Rata-rata curah hujan tahunan stasiun A, stasiun B dan stasiun n (mm)

Pada metode Reciprocal, persamaan ini menggunakan data curah hujan referensi dengan mempertimbangkan jarak stasiun yang dilengkapi datanya dengan referensi tersebut atau dengan persamaan sebagai berikut:

$$H_h = \frac{\left(\frac{H_{r1}}{L_1^2} \right) + \left(\frac{H_{r2}}{L_2^2} \right) + \left(\frac{H_{r3}}{L_3^2} \right) + \dots + \left(\frac{H_{rn}}{L_n^2} \right)}{\left(\frac{1}{L_1^2} \right) + \left(\frac{1}{L_2^2} \right) + \left(\frac{1}{L_3^2} \right) + \dots + \left(\frac{1}{L_n^2} \right)} \dots \dots \dots (2.6)$$

(CD. Soemarto, 1999)

Di mana :

- Hh = Hujan di stasiun yang akan dilengkapi (mm)
 H1 Hn = Hujan di stasiun referensi (mm)
 L1 Ln = Jarak referensi dengan data stasiun yang dimaksud (km)

Pada metode rata-rata aljabar, persamaan ini digunakan apabila perbedaan curah hujan tahunan normal di stasiun pengamat terdekat <10% dari stasiun yang kehilangan data tersebut.

$$P_x = \frac{1}{n}(P_A + P_B + P_C) \dots\dots\dots (2.7)$$

(CD. Soemarto, 1999)

Di mana :

- Px = curah hujan stasiun x (yang hilang)
 PA,PB,PC = curah hujan tahunan normal pada stasiun A,B,C (yaitu hujan pada saat yang sama dengan hujan yang hilang)
 n = jumlah stasiun hujan yang diamati

2.2.3. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Perhitungan curah hujan rencana digunakan untuk meramal besarnya hujan dengan periode ulang tertentu. Berdasarkan curah hujan rencana tersebut kemudian dicari intensitas hujan yang digunakan untuk mencari debit banjir rencana.

Untuk meramal curah hujan rencana dilakukan dengan analisis frekuensi data hujan. Ada beberapa metode analisis frekuensi yang dapat digunakan yaitu :

2.2.3.1. Metode Gumbel

Adapun rumus – rumus yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana dengan metode Gumbel adalah sebagai berikut :

$$X_t = X_r + (K \cdot S_x) \dots\dots\dots (2.8)$$

(Loebis,1984)

dimana :

X_t = Hujan dalam periode ulang tahun

X_r = Harga rata – rata

K = Faktor Frekuensi

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$$

dimana :

Y_t = Reduce variate

Y_n = Harga rata – rata reduce variate

n = Jumlah data

S_x = Standar deviasi

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_r)^2}{n-1}}$$

(Loebis, 1984)

Tabel 2.1 Reduced mean (Yn)

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 : CD Soemarto, 1999

Tabel 2.2 Reduced Standard Deviation (Sn)

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	1,0915	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	1,1623	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

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
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 : CD Soemarto, 1999)

Tabel 2.3 Reduced Variate (YT)

Periode Ulang	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 : CD Soemarto, 1999)

2.2.3.2. Metode Distribusi Log Pearson III

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

$$Y = \bar{Y} + k \cdot S \dots\dots\dots (2.9)$$

(Soewarno, 1995)

di mana :

X = Curah hujan (mm)

YT = Nilai logaritmik dari X atau log X dengan periode ulang tertentu

\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 (dapat dilihat pada Tabel 2.4.)

Langkah-langkah perhitungan kurva distribusi Log Pearson III adalah :

1. Tentukan logaritma dari semua nilai variat X
2. Hitung nilai rata-ratanya :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum \log X}{n}$$

(CD. Soemarto, 1999)

3. Hitung nilai deviasi standarnya dari log X :

$$S \log X = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}}$$

(CD. Soemarto, 1999)

4. Hitung nilai koefisien kemencengan

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

(CD. Soemarto, 1999)

Sehingga persamaan garis lurusnya dapat ditulis :

$$\log X = \overline{\log X} + k(S \log X)$$

(CD. Soemarto, 1999)

5. Menentukan anti log dari log X, untuk mendapat nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai Csnya.

Tabel 2.4 Harga k untuk Distribusi Log Pearson tipe III

Kemencengan (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	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	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	1,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,995	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 : Soewarno, 1995)

2.2.3.3. Metode Log Normal

Rumus yang digunakan dalam perhitungan metode ini adalah sebagai berikut :

$$R_t = R + \mu \cdot S \dots\dots\dots (2.10)$$

(Loebis, 1984)

dimana :

R_t = Besarnya curah hujan yang mungkin terjadi pada periode ulang T tahun

R = Curah hujan rata – rata

μ = Standar variabel untuk periode ulang tahun

S = Standar deviasi

Tabel 2.5 Faktor frekuensi k untuk distribusi log normal 3 parameter

Koefisien Kemencengan (CS)	Peluang kumulatif (%)					
	50	80	90	95	98	99
	Periode Ulang (tahun)					
	2	5	10	20	50	100
-2,00	0,2366	-0,6144	-1,2437	-1,8916	-2,7943	-3,5196
-1,80	0,2240	-0,6395	-1,2621	-1,8928	-2,7578	-3,4433
-1,60	0,2092	-0,6654	-1,2792	-1,8901	-2,7138	-3,3570
-1,40	0,1920	-0,6920	-1,2943	-1,8827	-2,6615	-3,2601
-1,20	0,1722	-0,7186	-1,3067	-1,8696	-2,6002	-3,1521
-1,00	0,1495	-0,7449	-1,3156	-1,8501	-2,5294	-3,0333
-0,80	0,1241	-0,7700	-1,3201	-1,8235	-2,4492	-2,9043
-0,60	0,0959	-0,7930	-0,3194	-1,7894	-2,3600	-2,7665
-0,40	0,0654	-0,8131	-0,3128	-1,7478	-2,2631	-2,6223
-0,20	0,0332	-0,8296	-0,3002	-1,6993	-2,1602	-2,4745
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,20	0,0332	0,8996	0,3002	1,5993	2,1602	2,4745
0,40	0,0654	0,8131	0,3128	1,7478	2,2631	2,6223
0,60	0,0959	0,7930	0,3194	1,7894	2,3600	2,7665
0,80	0,1241	0,7700	1,3201	1,8235	2,4492	2,9043
1,00	0,1495	0,7449	1,3156	1,8501	2,5294	3,0333
1,20	0,1722	0,7186	1,30567	1,8696	2,6002	3,1521
1,40	0,1920	0,6920	1,2943	1,8827	2,6615	3,2601
1,60	0,2092	0,6654	1,2792	1,8901	2,7138	3,3570
1,80	0,2240	0,6395	1,2621	1,8928	2,7578	3,4433
2,00	0,2366	0,6144	1,2437	1,8916	2,7943	3,5196

(Sumber : Soewarno, 1995)

Tabel 2.6 Standard Variabel

T	Kt	T	Kt	T	Kt
1	-186	20	1.89	96	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	5.09
12	1.43	75	3.60	200	4.14
13	1.50	80	3.20	220	4.24
14	1.57	85	3.28	240	4.33
15	1.63	90	3.33	260	4.42

(Sumber : Sri Harto, 1981)

2.2.4. Uji Keselarasan

Untuk menentukan pola distribusi data curah hujan rata-rata yang paling sesuai dari beberapa metoda distribusi statistik yang telah dilakukan maka dilakukan uji keselarasan. Ada dua jenis uji keselarasan (Goodness of fit test), yaitu uji keselarasan Chi Square dan Smirnov Kolmogorof. Pada tes ini biasanya yang diamati adalah hasil perhitungan yang diharapkan.

2.2.4.1. Uji Keselarasan chi square

Uji keselarasan chi square menggunakan rumus :

$$X^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.11)$$

(Soewarno, 1995)

dimana :

X² = harga chi square terhitung

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

N = jumlah data

Suatu distrisbusi dikatakan selaras jika nilai X² hitung < dari X² kritis.

Nilai X² 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 :

$$Dk = n - 3 \dots\dots\dots (2.12)$$

(Soewarno, 1995)

di mana :

Dk = derajat kebebasan

n = banyaknya d

Tabel 2.7 Nilai kritis untuk distribusi Chi-Square

dk	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,41	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

dk	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.4.2. 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

$$\alpha = \frac{P_{max}}{P_{(x)}} \frac{P_{(xi)}}{\Delta_{Cr}} \dots\dots\dots (2.13)$$

(Soewarno, 1995)

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

$$X_1 \rightarrow P'(X_1)$$

$$X_2 \rightarrow P'(X_2)$$

$$X_m \rightarrow P'(X_m)$$

$$X_n \rightarrow P'(X_n)$$
2. Berdasarkan tabel nilai delta kritis (Smirnov – Kolmogorof test) tentukan harga D_0 (lihat Tabel 2.8.) menggunakan grafis.

Tabel 2.8 Nilai delta kritis untuk uji keselarasan Smirnov-Kolmogorof

Jumlah data N	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)

2.2.5. Perhitungan Intensitas Curah Hujan

Untuk menentukan Debit Banjir Rencana (Design Flood), perlu didapatkan harga suatu Intensitas Curah Hujan terutama bila digunakan metoda rational. Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu di mana air tersebut berkonsentrasi. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau.

Untuk menghitung intensitas curah hujan, dapat digunakan beberapa macam metode sebagai berikut :

1. Menurut Dr. Mononobe

Rumus ini digunakan apabila data curah hujan yang tersedia hanya curah hujan harian .

Rumus :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (2.14)$$

(CD.Soemarto, 1999)

di mana :

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

R24 = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

t = Lamanya curah hujan (jam)

2. Menurut Sherman

Rumus :

$$I = \frac{a}{t^b} \dots\dots\dots (2.15)$$

$$\log a = \frac{\sum_{i=1}^n (\log i) \sum_{i=1}^n (\log t)^2 - \sum_{i=1}^n (\log t \cdot \log i) \sum_{i=1}^n (\log t)}{n \sum_{i=1}^n (\log t)^2 - \left(\sum_{i=1}^n (\log t) \right)^2}$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (\log i) \sum_{i=1}^n (\log t) - n \sum_{i=1}^n (\log t \cdot \log i)}{n \sum_{i=1}^n (\log t)^2 - \left(\sum_{i=1}^n (\log t) \right)^2}$$

(CD.Soemarto,1999)

di mana :

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

t = Lamanya curah hujan (menit)

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

n = Banyaknya pasangan data i dan t

3. Menurut Talbot

Rumus :

$$I = \frac{a}{(t+b)} \dots\dots\dots (2.16)$$

(CD.Soemarto,1999)

di mana :

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

t = Lamanya curah hujan (menit)

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

n = Banyaknya pasangan data i dan t

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

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

4. Menurut Ishiguro

Rumus :

$$I = \frac{a}{\sqrt{t} + b} \dots\dots\dots (2.17)$$

(CD.Soemarto, 1999)

di mana :

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

T = Lamanya curah hujan (menit)

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

n = Banyaknya pasangan data i dan t

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

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

2.2.6. Perhitungan Debit Banjir Rencana

Untuk mencari debit banjir rencana dapat digunakan beberapa metode diantaranya hubungan empiris antara curah hujan dengan limpasan. Metode ini

paling banyak dikembangkan sehingga didapat beberapa rumus diantaranya sebagai berikut :

2.2.6.1 Metode Haspers

Perhitungan debit banjir rencana untuk metode ini berdasarkan pada rumus – rumus sebagai berikut :

$$QT = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots\dots\dots (2.18)$$

(Loebis, 1984)

dimana :

Koefisien *run off* (α)

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \cdot A^{0,70}}{1 + 0,075 \cdot A^{0,70}}$$

Koefisien reduksi (β)

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,70 \cdot 10^{-0,40t}}{t^2 + 15} \cdot \frac{A^{0,75}}{12}$$

Waktu konsentrasi (t)

$$t = 0,10 \cdot L^{0,80} \cdot I^{-0,30}$$

Haspers, membagi intensitas hujan menjadi 3 golongan :

a. Untuk $t < 2$ jam

$$Rt = \frac{tR24}{t + 1 - 0,0008 \cdot (260 - R24)(2 - t)^2}$$

t dalam jam

Rt, R24 dalam (mm)

b. Untuk $2 \text{ jam} \leq t \leq 19 \text{ jam}$

$$Rt = \frac{tR24}{t + 1}$$

t dalam (jam)

Rt, R24 dalam (mm)

c. Untuk $19 \text{ jam} \leq t \leq 30 \text{ hari}$

$$Rt = 0,707 \cdot R24 \sqrt{t + 1}$$

dimana t dalam (hari)

Rt, R24 (mm)

➤ Hujan maksimum (q)

$$qn = \frac{t \cdot Rt}{3,6 \cdot t} \text{ dimana } t \text{ dalam (jam), } q \text{ dalam (m}^3/\text{km}^2/\text{sec)}$$

dimana :

$$Qt = \text{Debit banjir rencana (m}^3/\text{det)}$$

$$Rt = \text{Hujan dengan periode ulang T tahun}$$

$$qn = \text{Debit per satuan luas (m}^3/\text{det.km}^2)$$

Adapun langkah-langkah dalam menghitung debit puncak adalah sebagai berikut :

- Menentukan besarnya curah hujan sehari (R_h rencana) untuk periode ulang rencana yang dipilih
- Menentukan a , untuk daerah aliran sungai
- Menghitung A , L , I , F untuk daerah sungai
- Menghitung nilai t (waktu konsentrasi)
- Menghitung β , R_t , q_n dan $Qt = \alpha \beta q_n A$

2.2.6.2 Metode Weduwen

Rumus dari metode Weduwen adalah sebagai berikut :

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$$

(Loebis, 1984)

di mana :

$$Qt = \text{Debit banjir rencana (m}^3/\text{det)}$$

$$\alpha = \text{Koefisien pengaliran}$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7}$$

$$\beta = \text{Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS}$$

$$\beta = \frac{120 + ((t+1)(t+9))A}{120 + A}$$

$$t = \text{Waktu konsentrasi (jam)}$$

$$t = 0,25LQ^{-0,125}I^{-0,25}$$

$$L = \text{Panjang sungai (Km)}$$

$$I = \text{Gradien sungai atau medan}$$

q_n = Debit persatuan luas (m³/det.Km²)

$$q_n = \frac{R_n \cdot 67,65}{240 t + 1,45}$$

R_n = Curah hujan maksimum (mm/hari)

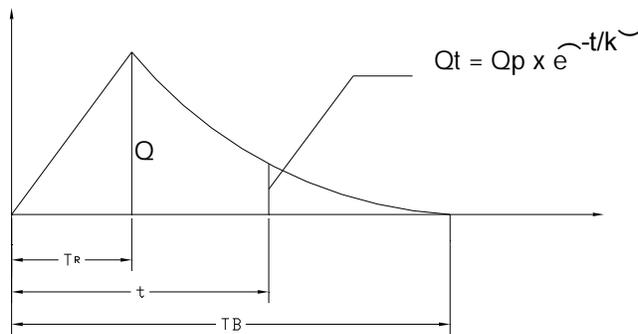
A = Luas daerah pengaliran (Km²)

2.2.6.3 Metode 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. Metode ini dikembangkan oleh Sri Harto, berdasarkan penelitian pada 30 DAS di Pulau Jawa. Hidrograf satuan sintetik Gama I dibentuk oleh tiga komponen dasar yaitu waktu naik (T_R), debit puncak (Q_p) dan waktu dasar (T_B). Kurva naik merupakan garis lurus, sedangkan kurva turun dibentuk oleh persamaan sebagai berikut:

$$Q_t = Q_p \cdot e^{\left(\frac{-t}{k}\right)} \dots\dots\dots (2.19)$$

(Sri Harto, 1981)



Gambar 2-4 Sketsa Hidrograf satuan sintetik Gama I

1. Waktu naik (T_R) dinyatakan dengan rumus:

$$T_R = 0,43 \left(\frac{L}{100.SF} \right)^3 + 1,0665SIM + 1,2775 \dots\dots\dots (2.20)$$

(Sri Harto, 1981)

dimana :

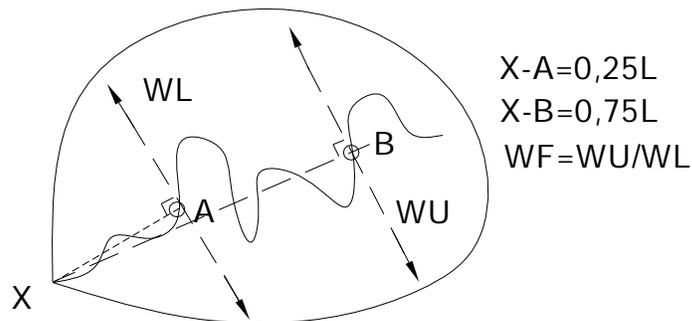
T_R = waktu naik (jam)

L = panjang sungai (km)

SF = faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat I dengan panjang sungai semua tingkat

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

WF = faktor lebar adalah perbandingan antara lebar DAS yang diukur dari titik di sungai yang berjarak $0,75 L$ dan lebar DAS yang diukur dari titik yang berjarak $0,25 L$ dari tempat pengukuran lihat gambar berikut.



Gambar 2-5 Sketsa penetapan WF

2. Debit puncak (Q_p) dinyatakan dengan rumus :

$$Q_p = 0,1836A^{0,5886} \cdot TR^{-0,4008} \cdot JN^{0,5886} \dots\dots\dots (2.21)$$

(Sri Harto, 1981)

dimana :

Q_p = debit puncak (m^3/det)

JN = jumlah pertemuan sungai yaitu jumlah seluruh pertemuan sungai di dalam DAS

T_R = waktu naik (jam)

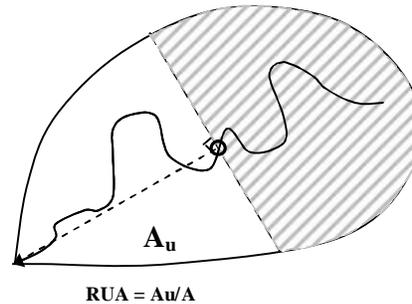
3. Waktu dasar (T_B) ditetapkan dengan rumus:

$$T_B = 27,4132 \cdot TR^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \dots\dots\dots (2.22)$$

(Sri Harto, 1981)

dimana :

- T_B = waktu dasar (jam)
 T_R = waktu naik (jam)
 S = landai sungai rata-rata
 SN = frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1 (satu) dengan jumlah sungai semua tingkat untuk penetapan tingkat sungai, lihat gambar berikut.
 RUA = luas DAS sebelah hulu (km^2), yaitu perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS (A_u), dengan luas seluruh DAS



Gambar 2-6 Sketsa penetapan RUA

Untuk penetapan hujan efektif dilakukan dengan menggunakan metode ϕ indeks yang dipengaruhi fungsi luas DAS dan frekuensi sumber SN.

4. Aliran dasar didekati sebagai fungsi luas DAS dan kerapatan jaringan sungai yang dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_B = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \dots\dots\dots (2.23)$$

(Sri Harto, 1981)

Dimana :

Q_B = aliran dasar (m^3/det)

A = luas DAS (km^2)

D = kerapatan jaringan kuras (drainage density) (km/km^2)
 $= \Sigma I / A$

ΣI = jumlah panjang sungai (km)

Hujan Efektif

Perhitungan Hujan efektif dengan metode Qindex:

$$Q_{indeks} = 10,4903 - 3.859 \cdot 10^{-6} \cdot DAS^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \cdot (DAS / SN)^4 \dots\dots\dots (2.24)$$

(Sri Harto, 1981)

$$\text{Aliran Dasar : } QB = 0,4751 \cdot DAS^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \dots\dots\dots (2.25)$$

(Sri Harto, 1981)

Dimana :

L = Panjang sungai diukur dari titik kontrol (km)

WU = Lebar DAS diukur di titik sungai berjarak 0.75 L dari titik kontrol (km)

WL = Lebar DAS diukur di titik sungai berjarak 0.25 L dari titik kontrol (km)

DAS = Luas Daerah Aliran Sungai (km²)

AU = Luas Daerah Aliran Sungai di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara titik kontrol dengan titik dalam sungai, dekat titik berat DAS (km²)

H = Beda tinggi antar titik terjauh sungai dengan titik kontrol(m)

S = Kemiringan Rata-rata sungai diukur dari titik kontrol

WF = WU/ WL

RUA = AU /DAS

SF = Jml L₁/L

= Nilai banding antara panjang sungai tingkat satu dan semua tingkat

SN = Jml L₁/L

= Nilai banding antara panjang sungai tingkat satu dan semua tingkat

D = Jml L/DAS = Kerapatan jaringan

= Nilai banding panjang sungai dan luas DAS

JN = Jml n₁-1 = Jumlah pertemuan anak sungai didalam DAS

2.2.7. Perhitungan Debit Andalan

Debit andalan adalah rangkaian debit bulanan yang diperoleh melalui perhitungan dengan metode tertentu untuk beberapa tahun pengamatan dan mempertimbangkan keadaan alam alur sungai. Maksud dari perhitungan debit ini adalah menentukan jumlah air yang dapat disediakan untuk memenuhi kebutuhan operasional PLTMH.

Untuk menghitung debit andalan digunakan metode Water Balance FJ. Mock yang dikembangkan khusus untuk sungai-sungai di Indonesia. Data-data yang diperlukan antara lain :

- Data curah hujan bulanan (R) dan hari hujan (n) pada bulan tersebut.
- Data iklim daerah rencana.
- *Catchment Area* (Daerah Tangkapan Air)
- Data tanah.

Prinsip perhitungan ini adalah bahwa hujan yang jatuh di atas tanah (presipitasi) sebagian akan hilang karena penguapan (evaporasi), sebagian akan hilang menjadi aliran permukaan (direct run off) dan sebagian akan masuk tanah (infiltrasi). Infiltrasi mula-mula menjenuhkan permukaan (top soil) yang kemudian menjadi perkolasi dan akhirnya keluar ke sungai sebagai *base flow*.

Tahap-tahap perhitungan debit andalan antara lain :

1. Data Curah Hujan

R_s = curah hujan bulanan (mm)

n = jumlah hari hujan.

Data Curah Hujan yang diperlukan adalah data hujan bulanan yang terlampaui 80 % berdasarkan data curah hujan yang ada. Data curah hujan bulanan yang ada sepanjang pengamatan diurutkan dari yang kecil ke besar berdasarkan jumlah curah hujan pertahunnya. Persamaan yang digunakan untuk mengetahui curah hujan efektif (R_{80}) adalah dengan menghitung urutan $m = n/5 + 1$

Di mana :

m = Data urutan ke m yang akan dipakai sebagai R_{80}

n = Jumlah tahun pengamatan (tahun)

Jadi curah hujan efektif dan data hujan yang digunakan adalah tahun pada urutan ke- m dari data curah hujan dan hari hujan stasiun pengamatan.

2. Evaporasi terbatas, yaitu penguapan aktual dengan mempertimbangkan kondisi tanah, frekuensi curah hujan, dan prosentase vegetasi pada daerah setempat.

$$E = Ep \cdot \frac{d}{30} \cdot m \dots\dots\dots (2.26)$$

(Soewarno, 1991)

Di mana :

E = Perbedaan antara evaporasi potensial dengan evaporasi terbatas.

Ep = Evapotranspirasi potensial.

d = Jumlah hari kering dalam satu bulan.

m = Prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi (tanaman)

m = 0% untuk lahan dengan hutan lebat.

m = 0% pada akhir musim hujan, dan bertambah 10% setiap bulan kering unruk lahan dengan hutan sekunder.

m = 10-40% untuk lahan yang tererosi.

m = 30-50% untuk lahan pertanian yang diolah.

Berdasarkan frekuensi curah hujan di Indonesia, sifat infiltrasi, dan penguapan dari tanah permukaan, diperoleh hubungan persamaan berikut:

$$d = \frac{3}{2} \cdot (18 - n) \dots\dots\dots (2.27)$$

Sehingga dari dua persamaan diatas didapat :

$$\frac{E}{Ep} = \left(\frac{m}{20} \right) \cdot (18 - n) \dots\dots\dots (2.28)$$

$$Et = Ep - E \dots\dots\dots (2.29)$$

(Soewarno, 1991)

Di mana :

n = Jumlah hari hujan.

Et = Evaporasi terbatas.

Evapotranspirasi

Besarnya evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan metoda Penman yang dimodifikasi oleh *Nedeco/Prosida* seperti diuraikan dalam PSA –

010. Evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan rumus-rumus teoritis empiris dengan memperhatikan faktor-faktor meteorologi yang terkait seperti suhu udara, kelembaban, kecepatan angin dan penyinaran matahari.

Evapotranspirasi tanaman yang dijadikan acuan adalah rerumputan pendek ($\alpha = 0,25$). Selanjutnya untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan koefisien tanaman tertentu. Sehingga evapotranspirasi sama dengan evapotranspirasi potensial hasil perhitungan *Penman x crop factor*. Dari harga evapotranspirasi yang diperoleh, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data curah hujan efektif.

Rumus evapotranspirasi *Penman* yang telah dimodifikasi adalah sebagai berikut :

$$\text{Rumus : } E_{to} = \frac{1}{L^{-1}x\delta + \Delta(H_{sh}^{ne} - H_{lo}^{ne})} + \frac{\delta E_q}{\delta + A} \dots\dots\dots (2.30)$$

(Soewarno, 1991)

di mana :

E_{to} = Indek evaporasi yang besarnya sama dengan evapotranspirasi dari rumput yang dipotong pendek (mm/hr)

H_{sh}^{ne} = Jaringa radiasi gelombang pendek (longley/day)
 = $\{ 1,75 \{ 0,29 \cos \Omega + 0,52 r \times 10^{-2} \} \} \times \alpha \text{ ahsh} \times 10^{-2}$
 = $\{ \alpha \text{ ah} \times f(r) \} \times \alpha \text{ ahsh} \times 10^{-2}$
 = $\alpha \text{ ah} \times f(r)$ (Tabel Penman 5)

α = albedo (koefisien reaksi), tergantung pada lapisan permukaan yang ada untuk rumput = 0,25

R_a = $\alpha \text{ ah} \times 10^{-2}$
 = Radiasi gelombang pendek maksimum secara teori (Longley/day)
 = jaringan radiasi gelombang panjang (Longley/day)
 = $0,97 \alpha \text{ Tai}^4 \times (0,47 - 0,770 \sqrt{ed} \times \{ 1 - 8/10(1-r) \})$

$$H_{sh}^{ne} = f(Tai) \cdot f(Tdp) \cdot f(m)$$

$$f(Tai) = \alpha \text{ Tai}^4 \text{ (Tabel Penman 1)}$$

- = efek dari temperature radiasi gelombang panjang
- $m = 8(1 - r)$
- $f(m) = 1 - m/10$
- = efek dari angka nyata dan jam penyinaran matahari terang maksimum pada radiasi gelombang panjang
- $r =$ lama penyinaran matahari relatif
- $E_q =$ evaporasi terhitung pada saat temperatur permukaan sama dengan temperatur udara (mm/hr)
- $= 0,35(0,50 + 0,54 \mu_2) \times (e_a - e_d)$
- $= f(\mu_2) \times PZ_{wa} - PZ_{wa}$
- $\mu_2 =$ kecepatan angin pada ketinggian 2m diatas tanah (Tabel Penman 3)
- $Pz_{wa} = e_a =$ tekanan uap jenuh (mmHg) (Tabel Penman 3)
- $= e_d =$ tekanan uap yang terjadi (mmHg) (Tabel Penman 3)
- $L =$ panas laten dari penguapan (longley/minutes)
- $\Delta =$ kemiringan tekanan uap air jenuh yang berlawanan dengan dengan kurva temperatur pada temperatur udara (mmHg/0C)
- $\delta =$ konstanta Bowen (0,49 mmHg/0C), kemudian dihitung Eto.
- catatan : 1 longley/day = 1 kal/cm²hari

Untuk perhitungan evapotranspirasi selain diperlukan data klimatologi daerah proyek, juga diperlukan tabel–tabel koefisien sebagai berikut :

Tabel 2.9 Koefisien suhu

Suhu Udara (celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	8,370	8,380	8,400	8,410	8,420	8,430	8,440	8,460	8,470	8,480
21	8,430	8,500	8,510	8,520	8,530	8,540	8,550	8,700	8,570	8,590
22	8,600	8,610	8,620	8,630	8,640	8,650	8,670	8,680	8,690	8,710
23	8,720	8,730	8,740	8,760	8,770	8,780	8,790	8,810	8,820	8,930
24	8,840	8,850	8,860	8,880	8,890	8,900	8,910	8,930	8,940	8,950
25	8,960	8,970	8,980	9,000	9,010	9,020	9,030	9,050	9,060	9,070
26	9,080	9,090	9,100	9,120	9,130	9,140	9,150	9,170	9,180	9,190
27	9,200	9,210	9,220	9,240	9,250	9,260	9,270	9,270	9,300	9,310

Suhu Udara (celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
28	9,320	9,330	9,350	9,366	9,370	9,390	9,400	9,410	9,430	9,440
29	9,450	9,460	9,470	9,490	9,500	9,510	9,520	9,540	9,550	9,560
30	9,570	9,580	9,600	9,610	9,620	9,640	9,650	9,660	9,680	9,690

Tabel 2.10 Tekanan udara

Suhu Udara (celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	17,53	17,64	17,75	17,86	17,97	18,08	18,20	18,31	18,43	18,54
21	18,65	18,77	18,86	19,00	19,11	19,23	19,35	19,46	19,58	19,70
22	19,82	19,94	20,06	20,19	20,31	20,43	20,56	20,69	20,89	20,93
23	21,09	21,19	21,32	21,45	21,58	21,71	21,84	21,97	22,10	22,23
24	22,37	22,50	22,63	22,76	22,91	23,05	23,19	23,31	23,45	23,60
25	23,75	23,90	24,03	24,20	24,35	24,49	24,64	24,79	24,94	25,08
26	25,31	25,45	25,60	25,74	25,89	26,03	26,10	26,32	26,46	26,60
27	26,74	26,90	27,00	27,21	27,37	27,53	27,69	27,85	28,10	28,16
28	28,32	28,49	28,66	28,83	29,00	29,17	29,34	29,51	29,68	29,85
29	30,03	30,20	30,38	30,56	30,74	30,92	31,30	31,28	31,46	31,64
30	31,82	32,00	32,19	32,38	32,57	32,76	32,95	33,14	33,33	33,52

Tabel 2.11 Koefisien tekanan udara

Suhu Udara (celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	1,58	1,58	1,59	1,60	1,60	1,61	1,61	1,62	1,63	1,63
21	2,64	1,65	1,66	1,66	1,66	1,67	1,68	1,68	1,69	1,70
22	1,70	1,71	1,72	1,72	1,73	1,74	1,75	1,75	1,75	1,76
23	1,77	1,78	1,78	1,79	1,83	1,80	1,81	1,82	1,82	1,83
24	1,83	1,84	1,85	1,86	1,87	1,87	1,88	1,89	1,89	1,90
25	1,91	1,92	1,92	1,93	1,94	1,95	1,95	1,96	1,97	1,98
26	1,98	1,99	2,00	2,01	2,01	2,02	2,03	2,04	2,04	2,05
27	2,06	2,07	2,08	2,08	2,09	2,09	2,10	2,11	2,12	2,13

Suhu Udara (celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
28	2,14	2,15	2,16	2,17	2,18	2,18	2,19	2,20	2,21	2,22
29	2,23	2,24	2,25	2,25	2,26	2,27	2,28	2,29	2,30	2,31
30	2,32	2,33	2,34	2,35	2,36	2,37	2,38	2,38	2,39	2,40

Tabel 2.12 Koefisien tkanan udara dan angin

Harga Pz,wa	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
12	0,195	0,195	0,195	0,195	0,195	0,195	0,195	0,195	0,194	0,194
13	0,193	0,192	0,191	0,190	0,189	0,187	0,186	0,185	0,184	0,183
14	0,182	0,181	0,180	0,179	0,177	0,176	0,175	0,175	0,174	0,173
15	1,172	0,171	0,170	0,169	0,168	0,197	0,166	0,165	0,164	0,163
16	0,162	0,161	0,160	0,159	0,158	0,157	0,156	0,560	0,155	0,145
17	0,153	0,152	0,151	0,150	0,149	0,148	0,147	0,146	0,146	0,135
18	0,144	0,143	0,142	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,126
19	0,134	0,133	0,132	0,131	0,131	0,130	0,129	0,128	0,127	0,117
20	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,122	0,121	0,120	0,119	0,110
21	0,117	0,116	0,115	0,114	0,114	0,113	0,112	0,111	0,110	0,102
22	0,109	0,108	0,107	0,107	0,106	0,105	0,104	0,104	0,103	0,094
23	0,102	0,101	0,100	0,099	0,099	0,097	0,096	0,096	0,095	0,087
24	0,093	0,092	0,091	0,091	0,091	0,090	0,089	0,089	0,088	0,086
25	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086

Tabel 2.13 Koefisien angin

Kec, Pd V2 M/dt	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0,086	0,095	0,104	0,123	0,132	0,142	0,151	0,151	0,160	0,169
1	0,178	0,187	0,197	0,206	0,215	0,225	0,234	0,244	0,258	0,262
2	0,271	0,280	0,290	0,299	0,308	0,318	0,327	0,337	0,346	0,355
3	0,364	0,373	0,382	0,392	0,401	0,410	0,420	0,429	0,438	0,447
4	0,456	0,465	0,475	0,484	0,493	0,503	0,512	0,522	0,531	0,540

Kec, Pd V2 M/dt	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
5	0,549	0,558	0,570	0,548	0,586	0,599	0,605	0,614	0,624	0,633
6	0,642	0,651	0,550	0,670	0,678	0,688	0,698	0,707	0,716	0,725
7	0,734	0,743	0,752	0,762	0,771	10,780	0,790	0,799	0,808	0,817
8	0,826	0,835	0,845	0,854	0,863	0,873	0,882	0,891	0,901	0,910
9	0,919	0,928	0,938	0,947	0,956	0,966	0,975	0,984	0,994	1,003
10	1,012	0,021	1,031	1,040	1,049	1,059	1,068	1,077	1,087	1,096

Tabel 2.14 Tekanan udara

Lintang Selatan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
0	8,590	8,870	8,930	8,670	8,230	7,950	8,030	8,410	8,770	8,830	8,620	8,460
1	8,660	8,920	8,930	8,620	8,150	7,850	7,940	8,340	8,740	8,850		8,550
2	8,740	8,960	8,920	8,570	8,060	7,750	7,850	8,270	8,710	8,880	8,750	8,630
3	8,820	9,000	8,920	8,520	7,980	7,650	7,750	8,210	8,680	8,810	8,810	8,720
4	8,890	9,040	8,910	8,470	7,890	7,550	7,660	8,140	8,670	8,930	8,880	8,800
5	8,970	9,080	8,910	8,420	7,810	7,450	7,560	8,080	8,640	8,950	8,940	8,890
6	9,040	9,120	8,910	8,370	7,720	7,350	7,470	8,010	8,620	8,970	9,010	8,970
7	9,120	9,160	8,900	8,320	7,640	7,250	7,370	7,950	8,590	8,880	9,080	9,060
8	9,190	9,200	8,900	8,270	7,550	7,150	7,280	7,880	8,570	9,010	9,140	9,140
9	9,270	9,240	8,900	8,220	7,470	7,050	7,180	7,810	8,540	9,030	9,210	9,230
10	9,350	9,280	8,890	8,170	7,380	9,950	7,090	7,740	8,510	9,060	9,270	9,320

Tabel 2.15 Koefisien radiasi matahari

Lintang Selatan	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
0	0,218	0,257	0,296	0,335	0,374	0,413	0,452	0,491	0,530	0,569	0,603
6	0,216	0,255	0,294	0,333	0,372	0,411	0,450	0,489	0,280	0,567	0,606
10	0,214	0,253	0,292	0,331	0,370	0,409	0,449	0,487	0,526	0,565	0,604
20	0,204	0,243	0,282	0,321	0,360	0,399	0,438	0,477	0,526	0,555	0,591
30	0,188	0,227	0,266	0,305	0,344	0,383	0,422	0,461	0,500	0,539	0,573
40	0,167	0,206	0,245	0,284	0,323	0,362	0,401	0,440	0,479	0,518	0,557
50	0,140	0,179	0,218	0,257	0,296	0,335	0,374	0,413	0,452	0,491	0,530

Lintang Selatan	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
60	0,120	0,159	0,198	0,237	0,276	0,315	0,354	0,393	0,432	0,471	0,510
70	0,074	0,113	0,152	0,191	0,230	0,269	0,308	0,347	0,386	0,425	0,461
80	0,019	0,058	0,097	0,136	0,175	0,214	0,253	0,292	0,331	0,370	0,409
90	0,000	0,039	0,078	0,117	0,156	0,195	0,234	0,273	0,312	0,351	0,390

3. Keseimbangan air di permukaan tanah (water balance)

Hal-hal yang berkaitan dengan keseimbangan air di permukaan tanah, antara lain:

- Curah hujan yang mencapai permukaan tanah (*Storage*)

$$S = R - E_t \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

Jika harga S (+) bila $R > E_t$, air masuk ke dalam tanah,

Jika harga S (-) bila $R > E_t$, sebagian air tanah akan keluar, terjadi defisit

- *Soil Storage* yaitu perubahan kandungan air tanah
- *Soil Moisture* yaitu kelembaban permukaan tanah yang ditaksir berdasarkan kondisi porositas lapisan tanah atas *catchment area*.
- *Water Surplus* ialah banyaknya air yang berada di permukaan tanah

$$\text{Water Surplus} = (R - E_t) - \text{Soil Storage} \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

Perubahan kandungan air tanah, soil storage (ds) = selisih antara soil moisture capacity bulan sekarang dengan bulan sebelumnya. Soil moisture capacity ini ditaksir berdasarkan kondisi porositas lapisan tanah atas *catchment area*. Biasanya ditaksir 60 s/d 250 mm, yaitu kapasitas kandungan air dalam tanah per m^2 . Jika porositas tanah lapisan atas tersebut makin besar, maka soil moisture capacity akan makin besar pula.

4. Debit dan Storage air tanah

Hal-hal yang mempengaruhi debit dan *storage* air tanah yaitu :

- Koefisien *infiltrasi* (I_c) ditentukan berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan alur sungai. Pada lahan yang datar I_c besar, dan pada lahan yang terjal air bergerak dengan kecepatan tinggi sehingga I_c kecil.
- *Storage* air tanah ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_n = k \cdot V_{(n-1)} + (0,5 \cdot I \cdot k) \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

(Soewarno, 1991)

Di mana :

V_n = Volume air tanah bulan ke-n

k = q_t/q_0 = Faktor *resesi* aliran di tanah

q_t = Aliran air tanah pada bulan t

q_0 = Aliran air tanah pada bulan awal ($t = 0$)

I = *Infiltrasi*

V_{n-1} = Volume air tanah bulan ke (n-1)

Harga k yang tinggi akan memberikan *resesi* yang lambat seperti pada kondisi geologi lapisan bawah yang sangat lulus air. Koefisien *infiltrasi* ditaksir berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran.

Lahan yang *porous* mempunyai *infiltrasi* lebih tinggi dibanding tanah lempung berat. Lahan yang terjal menyebabkan air tidak sempat berinfiltrasi ke dalam tanah sehingga koefisien infiltrasi akan kecil.

5. Aliran Sungai

Aliran dasar = infiltrasi – perubahan volume air dalam tanah

$B(n)$ = $I - dV(n)$

Aliran permukaan = volume air lebih – infiltrasi

$D(ro)$ = $WS - I$

Aliran sungai = aliran permukaan + aliran dasar

Run off = $D(ro) + B(n)$

Debit = $\frac{\text{aliransungai} \cdot \text{luasDAS}}{\text{satubulan}(\text{detik})}$ (2.34)

2.2.8. Perhitungan Volume Tampungan Dam

Kapasitas tampung yang diperlukan untuk sebuah dam adalah :

$V_n = V_u + V_e + V_i + V_s$ (2.35)

(Soedibyo, 1993)

di mana :

V_n = volume tampungan dam total (m^3)

V_u = volume hidup untuk melayani berbagai kebutuhan (m^3)

V_e = volume penguapan dari kolam dam (m^3)

V_i = jumlah resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh dam (m^3)

V_s = ruangan yang disediakan untuk sedimen (m^3)

2.2.8.1 Volume Tampungan Untuk Melayani Kebutuhan PLTMH

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

2.2.8.2 Volume Kehilangan Air Oleh Penguapan

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

$$V_e = E_a \cdot S \cdot A_g \cdot d \dots \dots \dots (2.36)$$

(Soedibyo,1993)

di mana :

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 dam pada setengah tinggi tubuh dam (m^2)

d = jumlah hari dalam satu bulan

Untuk memperoleh nilai evaporasi dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$E_a = 0,35(e_a - e_d) (1 - 0,01V) \dots \dots \dots (2.37)$$

(Soedibyo,1993)

di mana :

e_a = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

e_d = tekanan uap sebenarnya (mm/Hg)

V = kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah

2.2.8.3 Volume Resapan Dam

Besarnya volume kehilangan air akibat resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh dam tergantung dari sifat lulu 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 dam, sebagai berikut:

$$V_i = K \cdot V_u \dots \dots \dots (2.38)$$

(Soedibyo, 1993)

di mana :

V_i = jumlah resapan tahunan (m^3)

V_u = volume hidup untuk melayani berbagai kebutuhan (m^3)

K = faktor yang nilainya tergantung dari sifat lulus air material dasar dan dinding kolam dam.

K = 10%, bila dasar dan dinding kolam dam praktis rapat air ($k \leq 10^{-5}$ cm/d) termasuk penggunaan lapisan buatan (selimut lempung, geo membran, “*rubber sheet*”, semen tanah).

K = 25%, bila dasar dan dinding kolam dam bersifat semi lulus air ($k = 10^{-3} - 10^{-4}$ cm/d)

2.2.8.4 Volume yang disediakan untuk Angkutan Sedimen

Dalam perhitungan angkutan sedimen ini bertujuan untuk mendapatkan debit total sedimen pada danau buatan. Volume sedimen yang ditampung di dalam danau buatan dihitung berdasarkan pada besarnya laju sedimentasi tahunan, dimana volume dead storage dihitung berdasarkan pada besarnya debit sedimen dikalikan dengan umur rencana danau buatan tersebut. Volume dead storage berfungsi meredam arus banjir yang dapat secara tiba-tiba pada musim kemarau, sehingga tidak menimbulkan kerusakan pada tubuh dam. Dalam perhitungan perkiraan volume angkutan sedimen dengan menggunakan data dari waduk – waduk lapangan.

$$\text{Vol. Sedimen} = Q_{\text{sedimen}} \cdot \text{Umur rencana usia dam} \dots \dots \dots (2.39)$$

(Soedibyo, 1993)

Apabila luas dari daerah aliran sungai calon waduk/danau buatan lebih kecil dari 100 km², maka angka satuan sedimentasi dapat dicari dengan menggunakan tabel 2.17. yang dibuat berdasarkan hasil-hasil pencatatan yang sesungguhnya dari waduk-waduk lapangan yang telah dibangun.

Tabel 2.16 Tabel untuk memperoleh angka satuan sedimen di Daerah Aliran Sungai

Topografi	Geografi	Daerah Aliran Sungai (km ²)					
		2	5	10	30	50	100
Stadium	Zone A			100 – 300	300 - 800	800-1200	
Permulaan	Zone B			100 – 200	200 – 500	500 – 1000	
Pembentukan	Zone C			100 – 150	150 – 400	400 - 800	
Stadium	Zone A			100 – 200	200 – 500	500 – 1000	
Akhir	Zone B			100 – 150	150 – 400	400 – 1000	
Pembentukan	Zone C			50 – 100	100 – 350	300 - 500	
Stadium	Zone B	< 50		50 – 100	100 – 350	300 - 500	
Pertengahan	Zone C	< 50		50 – 100	100 – 200		
Merupakan dataran yang stabil	Zone B	< 50		50 – 100	100 – 200		
	Zone C	< 50		50 – 100	100 - 200		

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*)

Karakteristik terpenting yang sangat mempengaruhi tingkat sedimentasi adalah karakteristik topografi dan geologi yang dirumuskan sebagai berikut :

- Untuk karakteristik topografi dirumuskan dan dibedakan seperti yang tertera pada tabel 2.17.

Tabel 2.17 Karakteristik topografi daerah aliran sungai

Karakteristik Topografi	Peningkatan gejala erosi Dalam alur sungai	Kemiringan dasar sungai	Perbedaan elevasi Dan permukaan laut	Lain-lain
Stadium Permulaan Pembentukan	Intensitas erosinya terbesar dengan proses penggerusan sungainya	1/100-1/500	>500 m	Kemiringan tebing sungai sekitar 30°
Stadium akhir pembentukan	Intensitas erosinya besar dengan proses penggerusan dasar sungainya	1/500-1/700	±400 m	
Stadium pertengahan	Intensitas erosinya kecil, kecuali dalam keadaan banjir	± 1/800	±300 m	
Merupakan dataran yang stabil	Intensitas erosinya kecil, walaupun dalam keadaan banjir	± 1/1000	± 100 m	

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*)

- Karakteristik geologi, dirumuskan dan dibedakan sebagai berikut :

- Zone A

Daerah aliran sungai yang lebih dari 1/3 bagian terdiri atas daerah gunung berapi, daerah longsor dan terutama daerah yang terbentuk dari batuan yang berasal dari gunung berapi (*zone of volcanic origin*).

- Zone B

Daerah aliran sungai yang antara 1/3 sampai dengan 1/5 bagian terdiri atas batuan seperti tersebut di atas.

- Zone C

Daerah aliran sungai yang tidak termasuk dalam kategori kedua zone tersebut.

2.2.9. Hubungan Elevasi - Luas Genangan - Volume Dam

Perhitungan ini didasarkan pada data peta topografi dengan beda tinggi (kontur) 1 m. Cari luas permukaan dam yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan dengan menggunakan rumus pendekatan volume sebagai berikut :

$$V_X = \frac{1}{3} \cdot Z \cdot (F_Y + F_X + \sqrt{F_Y \cdot F_X}) \dots\dots\dots (2.40)$$

(KP-02,1986)

di mana :

V_X = Volume pada kontur X

Z = Beda tinggi antar kontur

F_Y = Luas pada kontur Y

F_X = Luas pada kontur X

Hasil dari perhitungan tersebut di atas, kemudian dibuat grafik hubungan antara elevasi, luas genangan dan volume dam. Dari grafik tersebut dapat dicari luas dan volume setiap elevasi tertentu dari dam tersebut.

2.2.10. Penelusuran Banjir (Flood Routing)

Penelusuran banjir adalah suatu prosedur untuk memperkirakan waktu dan besaran banjir di suatu titik sungai, berdasarkan data yang diketahui pada sungai sebelah hulu. Penelusuran banjir dimaksudkan untuk mengetahui karakteristik hidrograf outflow/keluaran, yang sangat diperlukan dalam pengendalian banjir. Perubahan hidrograf banjir antara inflow (I) dan outflow (O) karena adanya faktor tampungan atau adanya penampang sungai yang tidak seragam atau akibat adanya meander sungai. Penelusuran banjir ada dua yaitu untuk mengetahui perubahan inflow dan outflow pada waduk dan inflow pada satu titik dengan suatu titik di tempat lain pada sungai.

Perubahan inflow dan outflow akibat adanya tampungan, sehingga pada suatu waduk terdapat inflow banjir (I) akibat adanya banjir dan outflow (O) apabila muka air waduk naik, di atas spillway (terdapat limpasan).

$I > O$ tampungan waduk naik Elevasi muka air waduk naik.

$I < O$ tampungan waduk turun Elevasi muka waduk turun.

Pada penelusuran banjir berlaku persamaan kontinuitas.

$$I - O = \Delta S \dots\dots\dots (2.41)$$

ΔS = Perubahan tampungan air di waduk

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

$$\left[\frac{I_1 + I_2}{2} \right] \cdot \Delta t - \left[\frac{O_1 + O_2}{2} \right] \cdot \Delta t = S_2 - S_1 \dots\dots\dots (2.42)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*)

I_1 dan I_2 diketahui dari hidrograf debit masuk ke waduk jika periode penelusuran Δt telah ditentukan. S_1 merupakan tampungan waduk pada permulaan periode penelusuran yang diukur dalam datum fasilitas pengeluaran (puncak pelimpah). Q_1 adalah debit yang keluar pada permulaan periode penelusuran.

Untuk menghitung besarnya Q outflow dam dihitung dengan persamaan :

$$Q_{outflow} = \frac{2}{3} \cdot Cd \cdot B \cdot \sqrt{\frac{2}{3} g} \cdot H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (2.43)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*)

Di mana : Cd = koefisien debit digunakan 2,1

B = lebar pelimpah

H = elevasi air yang melimpah melalui pelimpah/ *spillway*
(*trialerror*)

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

Dalam penelusuran banjir pada dam, langkah-langkah yang perlu dilakukan adalah :

5. Menentukan *hidrograf inflow* sesuai skala perencanaan
6. menyiapkan data hubungan volume dam dengan elevasi dam (lengkung kapasitas).
7. Merencanakan atau menghitung debit limpasan *spillway* dam pada setiap ketinggian air diatas *spillway* dan dibuat dalam grafik.
8. Ditentukan kondisi awal dam (muka air dam) pada saat *routing*. Hal ini diperhitungkan terhadap kondisi yang paling berbahaya dalam rangka pengendalian banjir.
9. Menentukan periode waktu peninjauan $t_1, t_2, \dots, \text{dst}$, periode waktu (t_2-t_1) semakin kecil bertambah baik
10. Selanjutnya perhitungan penelusuran banjir dilakukan dengan menggunakan tabel dengan metode langkah demi langkah (*step by step method*) sebagai berikut :

Tabel 2.18 Contoh Bentuk Perhitungan Penelusuran Banjir (flood Routing)

Jam Ke-	Δt (detik)	I Inflow (m^3/dt)	Ir rata-rata (m^3/dt)	Vol Ir.t (m^3)	asumsi elev.	O outflow (m^3/dt)	Or rata-rata (m^3/dt)	Vol Or.t (m^3)	Storage Normal	S Storage banjir (m^3)	kumulatif Storage X 103	Elev. MA (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0		3,942			50	0					12310668,23	50
	3600		102,257	3,681E+05			7,704	2,77E+04	1,231E+07	3,404E+05		
1		200,572			50,19	15,407394					12651058,88	50,19
dst												

Keterangan :

Kolom 1 = jam

Kolom 2 = Δt

Kolom 3 = $Q \text{ inflow}$

Kolom 4	=	Q inflow rata-rata
Kolom 5	=	Kolom 4 . Kolom 2
Kolom 6	=	Asumsi elevasi
Kolom 7	=	Q outflow
Kolom 8	=	Q outflow rata-rata
Kolom 9	=	Kolom 8 . Kolom 2
Kolom 10	=	Storage normal
Kolom 11	=	Storage banjir (kolom 5 – kolom 9)
Kolom 12	=	Storage komulatif
Kolom 13	=	Elevasi muka air berdasarkan storage komulatif

2.2.11. Pemilihan Lokasi Tubuh Dam

Dam 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 dam, harus memperhatikan beberapa faktor yaitu :

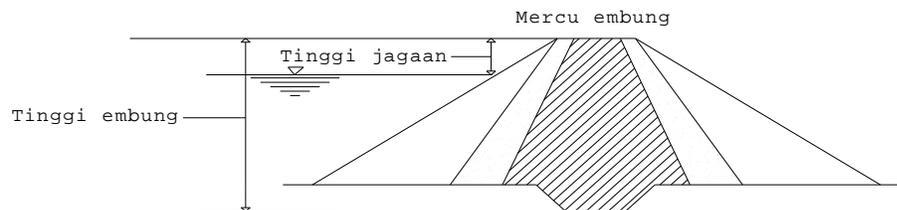
1. Dekat dengan daerah layanan.
2. Dekat dengan jalan.
3. Pada sungai yang curam dan alur yang sempit.

2.3. PERENCANAAN TUBUH DAM

Beberapa istilah penting mengenai tubuh dam :

2.3.1. Tinggi Dam

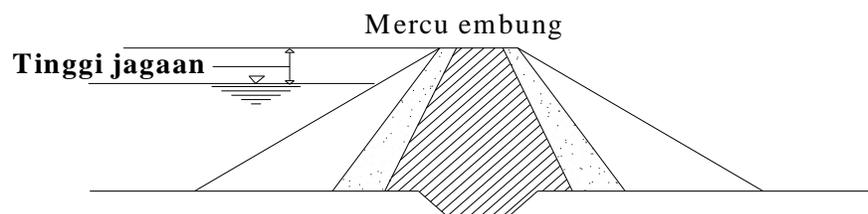
Tinggi dam adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu dam. Apabila pada dam dasar dinding kedap air atau zona kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui hulu mercu dam dengan permukaan pondasi alas dam tersebut. Tinggi maksimal untuk dam adalah 20 m (*Sosrodarsono & Takeda, 1978*).



Gambar 2-7 Tinggi Dam

2.3.2. Tinggi Jagaan (Free Board)

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



Gambar 2-8 Tinggi Jagaan pada Mercu Dam

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

- Debit banjir yang masuk waduk.
- Gelombang akibat angin.
- Pengaruh pelongsoran tebing-tebing di sekeliling dam.
- 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 dam.

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 :

$$H_f \geq \Delta h + \left(h_w \text{ atau } \frac{h_e}{2} \right) + h_a + h_i \dots\dots\dots (2.44)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*)

Kriteria II :

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i \dots\dots\dots (2.45)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*)

dengan :

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 (f_{ecth}) dan sudut lereng hulu dari bendungan.

Apabila didasarkan pada tinggi dam yang direncanakan, maka standar tinggi jagaan dam urugan adalah sebagai berikut :

Tabel 2.19 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

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*)

2.3.3. Kemiringan Lereng (Slope Gradient)

Kemiringan rata-rata lereng dam (lereng hulu dan lereng hilir) adalah perbandingan antara panjang garis vertikal yang melalui tumit masing-masing lereng tersebut. 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

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*)

2.3.4. Panjang Dam

Yang dimaksud dengan panjang dam adalah seluruh panjang mercu dam 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 cangunan-bangunan pelimpah tersebut diperhitungkan pula dalam menentukan panjang dam.

2.3.5. Lebar Puncak Dam

Lebar puncak dari dam 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 :

$$w = 0.25z + 10 \tag{2.46}$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

dengan:

- w : lebar puncak bendungan (*feet*),
- z : tinggi bendungan di atas dasar sungai (*feet*).

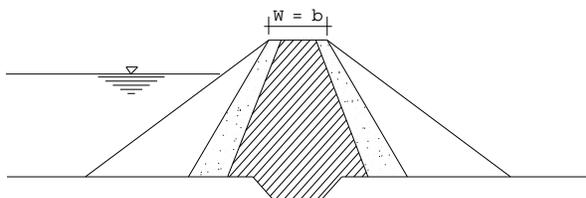
Atau dengan menggunakan persamaan:

$$w = 0.25z + 10 \tag{2.47}$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

dengan:

- b : lebar puncak (meter),
- H : tinggi bendungan (meter).



Gambar 2-9 Lebar Puncak Pada Dam

Untuk bendungan-bendungan kecil (Dam), 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 2.21 Lebar Puncak Bendungan Kecil (Dam) yang Dianjurkan.

Tinggi Dam, 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

(Sosrodarsono & Takeda, 1977)

2.3.6. Stabilitas Lereng Dam

Merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran (dimensi) dam agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja padanya dalam keadaan apapun juga. Konstruksi harus aman terhadap geseran, penurunan dam, terhadap rembesan dan keadaan dam kosong, penuh air maupun permukaan air turun tiba-tiba (rapid draw-down).

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

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

Kemiringan timbunan dam 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:

$$S_f = \left[\frac{m - k \cdot \gamma''}{m + k \cdot m \cdot \gamma''} \right] \tan \phi \dots\dots\dots (2.48)$$

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

(*Sosrodarsono & Takeda, 1978*)

dimana:

S_f = faktor keamanan (dapat diambil 1,1)

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

k = koefien gempu dan $\gamma'' = \gamma_{sat}/\gamma_{sub}$.

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

Kemiringan lereng baik di sisi hilir maupun di sisi hulu dam 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 gempu. 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 dam. 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 dam dengan berbagai kondisi beban dan tegangan geser yang digunakan seperti dalam Tabel 2. 23 Secara umum, kemiringan minimum untuk lereng hilir dan lereng hulu juga dicantumkan pada Tabel 2.24.

Tabel 2.22 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>Steady State 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 2.23 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

(*Sosrodarsono & Takeda, 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, Sf yang didefinisikan sebagai berikut:

$$Sf = \frac{\sum \eta}{\sum \tau} \dots\dots\dots (2.49)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

dimana :

η = gaya-gaya penahan,

τ = gaya-gaya aktif penyebab runtuh

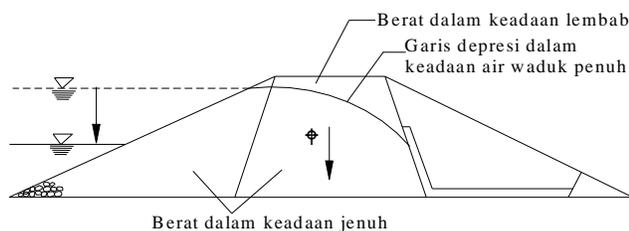
Analisis ini dilakukan pada segala kemungkinan bidang permukaan runtuh dan pada berbagai keadaan waduk di atas. Nilai angka aman hasil perhitungan (SF hitungan) tersebut di atas harus lebih besar dari nilai angka aman minimum (SF minimum) seperti tertera pada Tabel 2.23 dan 2.24.

Gaya-gaya yang bekerja pada dam urugan :

1. Berat Tubuh Dam Sendiri

Berat tubuh dam dihitung dalam beberapa kondisi yang tidak menguntungkan yaitu :

- Pada kondisi lembab segera setelah tubuh pondasi selesai dibangun.
- Pada kondisi sesudah permukaan waduk mencapai elevasi penuh, dimana bagian dam yang terletak disebelah atas garis depresi dalam keadaan jenuh.
- Pada kondisi dimana terjadi gejala penurunan mendadak (Rapid draw - down) permukaan air waduk, sehingga semua bagian dam yang semula terletak di sebelah bawah garis depresi tetap dianggap jenuh.



Gambar 2-10 Berat Bahan yang Terletak di bawah Garis Depresi

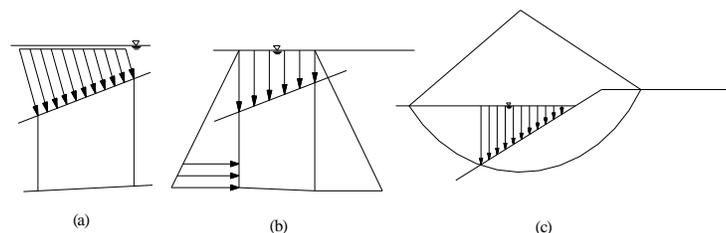
Gaya-gaya atau beban-beban utama yang bekerja pada dam urugan yang akan mempengaruhi stabilitas tubuh dam dan pondasi dari dam tersebut adalah :

- Berat tubuh dam itu sendiri yang membebani lapisan-lapisan yang lebih bawah dari tubuh dam dan membebani pondasi.
- Tekanan hidrostatik yang akan membebani tubuh dam dan pondasinya, baik dari air yang terdapat didalam waduk di hulu dam maupun dari air didalam sungai di hilirnya.
- Tekanan air pori yang terkandung diantara butiran dari zone-zone tubuh dam.
- Gaya seismik yang menimbulkan beban-beban dinamika baik yang bekerja pada tubuh dam maupun pondasinya.

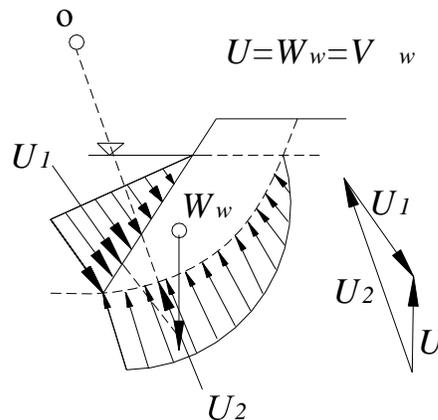
2. Tekanan Hidrostatik

Pada perhitungan stabilitas dam dengan metode irisan (slice methode) biasanya beban hidrostatik yang bekerja pada lereng sebelah hulu dam dapat digambarkan dalam tiga cara pembebanan. Pemilihan cara pembebanan yang cocok untuk suatu perhitungan, harus disesuaikan dengan semua pola gaya – gaya yang bekerja pada dam, yang akan diikut sertakan dalam perhitungan.

Pada kondisi dimana garis depresi mendekati bentuk horizontal, maka dalam perhitungan langsung dapat dianggap horizontal dan berat bagian tubuh dam yang terletak dibawah garis depresi tersebut diperhitungkan sebagai berat bahan yang terletak dalam air. Tetapi dalam kondisi perhitungan yang berhubungan dengan gempa, biasanya berat bagian ini dianggap dalam kondisi jenuh.



Gambar 2-11 Gaya Tekanan Hidrostatik pada Bidang Luncur



Gambar 2-12 Skema pembebanan yang disebabkan oleh tekanan hidrostati yang bekerja pada bidang lurus

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

3. Tekanan Air Pori

Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori di dam terhadap lingkaran bidang lurus.

Tekanan air pori dihitung dengan beberapa kondisi yaitu :

- Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi tubuh dam baru dibangun
- Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi waduk telah terisi penuh dan permukaan air sedang menurun secara berangsur-angsur.
- Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi terjadinya penurunan mendadak permukaan waduk hingga mencapai permukaan terendah, sehingga besarnya tekanan air pori dalam tubuh dam masih dalam kondisi waduk terisi penuh.

4. Beban Seismis (*seismic force*)

Beban seismis akan timbul pada saat terjadinya gempa bumi dan penetapan suatu kapasitas beban seismis secara pasti sangat sukar. Faktor-faktor yang menentukan besarnya beban seismis pada dam urugan adalah:

- Karakteristik, lamanya dan kekuatan gempa yang terjadi.
- Karakteristik dari pondasi dam.
- Karakteristik bahan pembentuk tubuh dam.
- Tipe dam.

Komponen horizontal beban seismis dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$M \cdot \alpha = e (M \cdot g) \dots\dots\dots (2.50)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

Dimana :

- M = massa tubuh dam (ton)
- α = percepatan horizontal (m/s²)
- e = intensitas seismis horizontal (0,10-0,25)
- g = percepatan gravitasi bumi (m/s²)

Tabel 2.24 Percepatan gempa horizontal

Intensitas seismis	(gal = 1 cm/det ²)	Jenis Pondasi	
		Batuan	Tanah
Luar biasa 7	400	0,20 g	0,25 g
Sangat kuat 6	400-200	0,15 g	0,20 g
Kuat 5	200-100	0,12 g	0,15 g
Sedang 4	100	0,10 g	0,12 g

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

5. Stabilitas Lereng Dam Urugan Menggunakan Metode Irisan Bidang Luncur Bundar

Metode analisis stabilitas lereng untuk dam 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 :

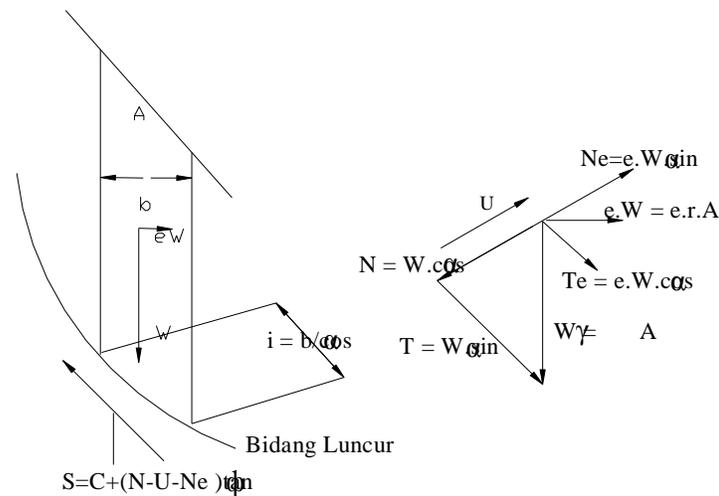
$$F_s = \frac{\sum \{C_l + (N - U - Ne) \tan \phi\}}{\sum (T + Te)} \dots\dots\dots (2.51)$$

$$= \frac{\sum C_l + \sum \{\gamma \cdot A (\cos \alpha - e \cdot \sin \alpha) - V\} \tan \phi}{\sum \gamma \cdot A (\sin \alpha + e \cdot \cos \alpha)} \dots\dots\dots (2.52)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

di mana :

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



Gambar 2-13 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 :
 - a) Berat irisan (W), dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan (A) dengan berat isi bahan pembentuk irisan (γ), jadi $W = A \cdot \gamma$
 - b) Beban berat komponen vertikal yang pada dasar irisan (N) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan cosinus sudut rata-rata tumpuan (α) pada dasar irisan yang bersangkutan jadi $N = W \cdot \cos \alpha$
 - c) 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 $U = U \cdot b / \cos \alpha$
 - d) Berat beban komponen tangensial (T) diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan sinus sudut rata-rata tumpuan dasar irisan tersebut jadi $T = W \sin \alpha$
 - e) 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 $C = c' \cdot b / \cos \alpha$
 - f) Kekuatan tahanan geseran terhadap gejala peluncuran irisan adalah kekuatan tahanan geser yang terjadi pada saat irisan akan meluncur meninggalkan tumpuannya
 - g) 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 $S = C + (N - U) \tan \Phi$

- h) Faktor keamanan dari bidang luncur tersebut adalah perbandingan antara jumlah gaya pendorong dan jumlah gaya penahan yang dirumuskan :

$$F_s = \frac{\sum S}{\sum T} \dots\dots\dots (2.53)$$

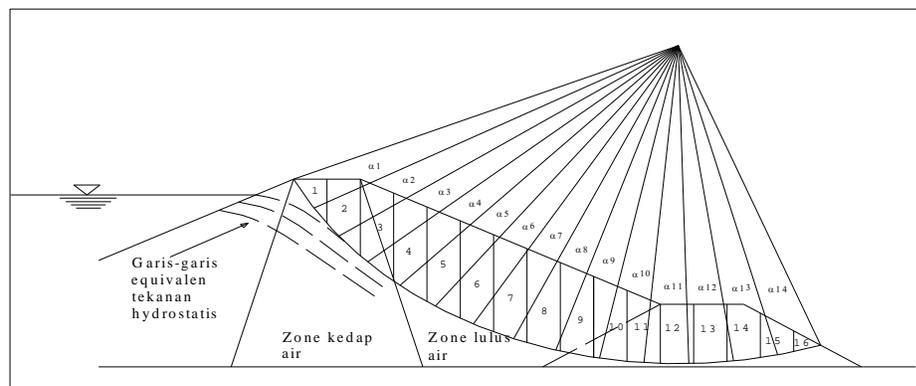
(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

di mana :

F_s = faktor aman

$\sum S$ = jumlah gaya pendorong

$\sum T$ = jumlah gaya penahan



Gambar 2-14 Skema perhitungan bidang luncur dalam kondisi waduk penuh air
(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

6. Stabilitas Dam Terhadap Aliran Filtrasi

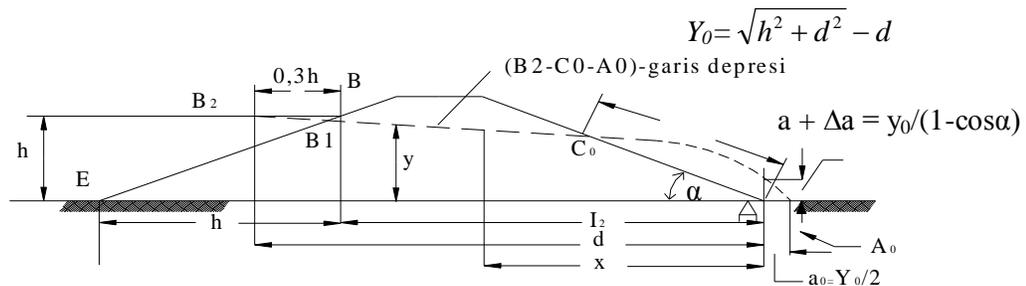
Baik dam maupun pondasinya diharuskan mampu menahan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh adanya air filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk tubuh dam dan pondasi tersebut.

Hal tersebut dapat diketahui dengan mendapatkan formasi garis depresi (seepage flow – net) yang terjadi dalam tubuh dan pondasi dam tersebut. Garis depresi didapat dengan persamaan parabola bentuk dasar pada Gambar 2.15. 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 (B2-Co-Ao) 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 :



Gambar 2-15 Garis depresi pada dam homogen (sesuai dengan garis parabola)

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

Pada titik permulaan, garis depresi berpotongan tegak lurus dengan lereng hulu dam , dan dengan demikian titik Co dipindahkan ke titik C sepanjang Δa . Panjang Δa tergantung dari kemiringan lereng hilir dam, dimana air filtrasi tersembul keluar yang dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$a + \Delta a = \frac{\gamma_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (2.54)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

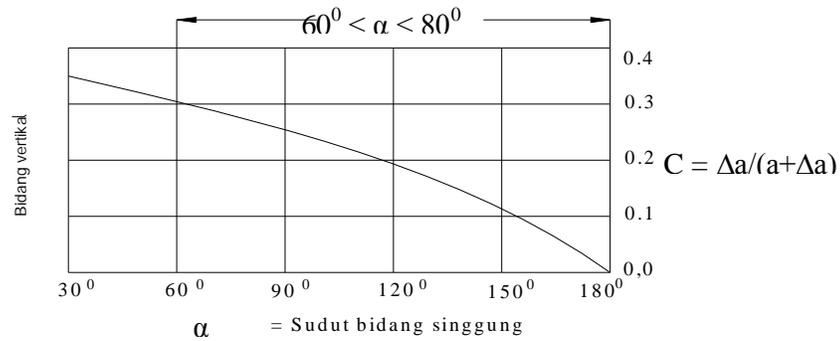
di mana :

$$a = \text{jarak } \overline{AC} \text{ (m)}$$

$$\Delta a = \text{jarak } \overline{C_0C} \text{ (m)}$$

$$\alpha = \text{sudut kemiringan lereng hilir dam}$$

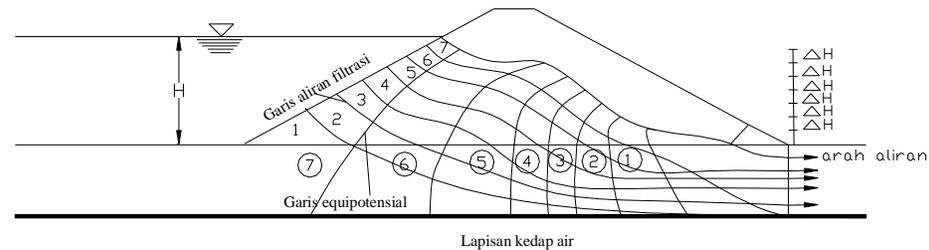
Untuk memperoleh nilai a dan Δa dapat dicari berdasarkan nilai α dengan menggunakan grafik sebagai berikut (*Sosrodarsono & Takeda, 1977*) :



Gambar 2-16 Grafik hubungan antara sudut bidang singgung (α) dengan $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$
(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

Kapasitas aliran filtrasi

Memperkirakan besarnya kapasitas filtrasi yang mengalir melalui tubuh dan pondasi dam yang didasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :



Gambar 2-17 Formasi garis depresi

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \times K \times H \times L$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

di mana :

- Q_f = kapasitas aliran filtrasi
- N_f = angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi
- N_p = angka pembagi dari garis equipotensial
- K = koefisien filtrasi
- H = tinggi tekan air total
- L = panjang profil melintang tubuh dam

7. 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 dam maupun pondasinya, maka kecepatan aliran filtrasi dalam tubuh dan pondasi dam 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 dam, kecepatannya dirumuskan sebagai berikut :

$$C = \sqrt{\frac{w_1 \cdot g}{F \cdot \gamma}} \dots\dots\dots (2.55)$$

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

di mana :

C = kecepatan kritis (m/s)

w_1 = berat butiran bahan dalam air (kg)

g = gravitasi (m/s^2)

F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi (m^2)

γ = berat isi air

2.4. PERENCANAAN 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.

1) Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Spillway atau bangunan pelimpah adalah bangunan yang berfungsi untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam danau, sehingga air banjir tersebut tidak merusak tubuh dam. Dalam perencanaan dam ini, bangunan pelimpah yang akan direncanakan adalah ambang berbentuk bendung pelimpah (*Overflow weir*).

Bentuk dan Ukuran *Crest Spillway*

Bentuk dan ukuran *crest* dihitung berdasarkan US Army – US & DS Profile. Rumus yang digunakan adalah :

1. Rumus untuk DS Profile

$$x^{1.85} \cdot Hd^{0.85} \cdot y \dots\dots\dots (2.56)$$

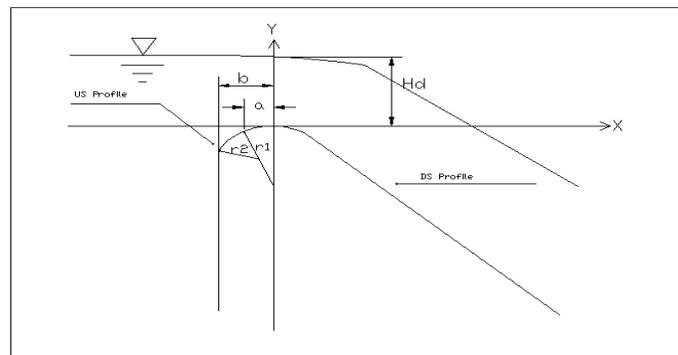
(Penerbit Gunadarma, 1997)

2. Rumus untuk US Profile

$$r1 = 0.50Hd$$

$$r2 = 0.20Hd$$

(Penerbit Gunadarma, 1997)



Gambar 2-18 Crest Spillway

dimana :

US Profile = profil bangunan pelimpah bagian hulu

DS Profile = profil bangunan pelimpah bagian hilir

X = absis

Y = ordinat

$$a = 0.175 H_d$$

$$b = 0.282 H_d$$

H_d = tinggi muka air di hulu pada saat banjir

Bangunan pelimpah harus dapat mengalirkan debit banjir rencana dengan aman. Rumus umum yang dipakai untuk menghitung kapasitas bangunan pelimpah adalah :

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot B \cdot \sqrt{2/3 \cdot g \cdot h^{3/2}} \dots\dots\dots (2.57)$$

(KP-02,1986)

dimana :

Q = debit aliran (m³/s)

C_d = koefisien limpahan

B = lebar efektif ambang (m)

h = tinggi energi di atas ambang (m)

g = percepatan gravitasi (m/s²)

Lebar efektif ambang dapat dihitung dengan rumus :

$$L_e = L - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H \dots\dots\dots (2.58)$$

(Sosrodarsono & Takeda, 1977)

dimana :

L_e = lebar efektif ambang (m)

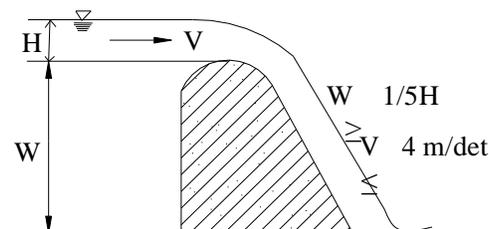
L = lebar ambang sebenarnya (m)

N = jumlah pilar

K_p = koefisien kontraksi pilar

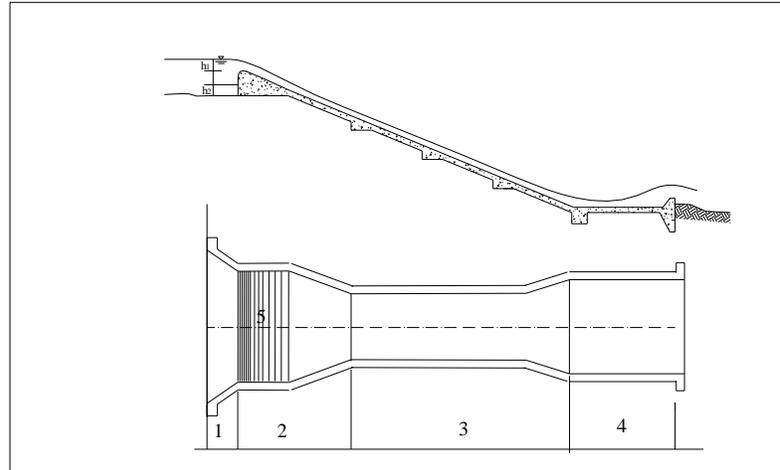
K_a = koefisien kontraksi pada dinding samping ambang

H = tinggi energi di atas ambang (m)



Gambar 2-19 Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada sebuah pelimpah

(Sosrodarsono & Takeda, 1977)

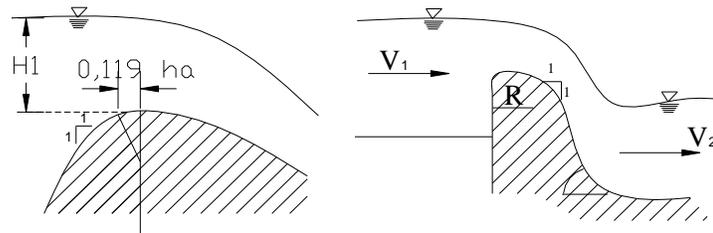


Gambar 2-20 Penampang memanjang bangunan pelimpah
(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

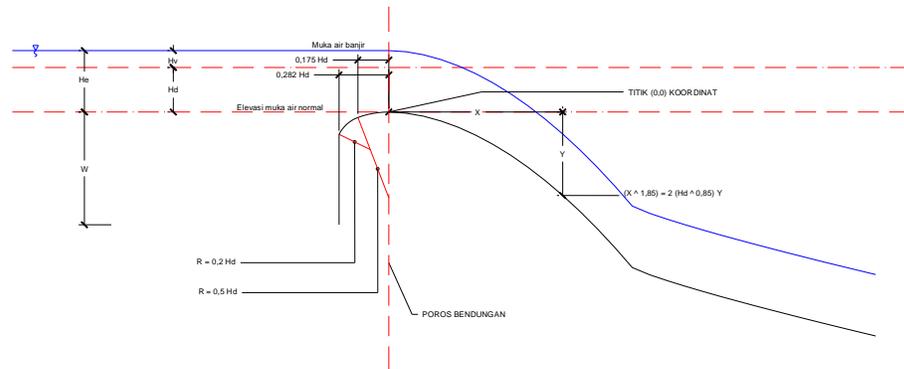
Keterangan gambar :

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

Bentuk-bentuk mercu :



Gambar 2-21 Bentuk mercu Bulat dan Ogee
(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)



Gambar 2-22 Skema Mercu Ogree

2) Saluran/Pipa Pembawa/Peluncur

Saluran/pipa pembawa merupakan bangunan transisi antara ambang dan bangunan peredam. Biasanya bagian ini mempunyai keringan 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 kukuh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- Agar biaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin

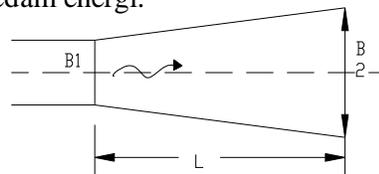
Guna memenuhi persyaratan tersebut maka diusahakan agar tampak atasnya selurus mungkin. Jika bentuk yang melengkung tidak dapat dihindarkan, maka diusahakan lengkungan terbatas dan dengan radius yang besar. Biasanya aliran tak seragam terjadi pada saluran peluncur yang tampak atasnya melengkung, terutama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

3) 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 2-23 Bagian berbentuk terompet dari saluran peluncur pada bangunan

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

4) Bangunan Peredam Energi (Kolam Olak)

Aliran air setelah keluar dari saluran/pipa pembawa biasanya mempunyai kecepatan/energi yang cukup tinggi yang dapat menyebabkan erosi di hilirnya, dan menyebabkan distabilitas bangunan spillway. Oleh karenanya perlu dibuatkan bangunan peredam energi sehingga air yang keluar dari bangunan peredam cukup aman. Sebelum aliran yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi super kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis. Dengan demikian kandungan energi dengan daya penggerus sangat kuat yang timbul dalam aliran tersebut harus direduksi hingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan.

Guna mereduksi energi yang terdapat didalam aliran tersebut, maka diujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan. Untuk meyakinkan kemampuan dan keamanan dari perdam energi, maka pada saat melaksanakan

pembuatan rencana teknisnya diperlukan pengujian kemampuannya. Apabila alur sungai disebelah hilir bangunan pelimpah kurang stabil, maka kemampuan peredam energi supaya direncanakan untuk dapat menampung debit banjir dengan probabilitas 2% (atau dengan perulangan 50 tahun). Angka tersebut akan ekonomis dan memadai tetapi dengan pertimbangan bahwa apabila terjadi debit banjir yang lebih besar, maka kerusakan-kerusakan yang mungkin timbul pada peredam energi tidak akan membahayakan kestabilan tubuh damnya. Secara umum direncanakan di sebelah hilir bangunan bergantung pada energi air yang masuk, tergantung pada bilangan prude, dan juga bahan konstruksi kolam olak.

Dalam perencanaan bendung ini menggunakan bangunan peredam energi tipe kolam olak USBR. Penggolongan tipe kolam olak USBR. Penggolongan tipe kolam olak USBR adalah :

USBR I = Bilangan froude < 4.5

USBR II = Bilangan froude < 4.5 dengan kecepatan < 15 m / detik

USBR III = Bilangan froude < 4.5 dengan kecepatan > 15 m / detik

USBR IV = Bilangan froude $2.5 < Fr < 4.5$

Rumus-rumus yang digunakan :

$$V = \frac{q}{d} \dots\dots\dots (2.59)$$

(Penerbit Gunadarma, 1997)

$$q = \frac{Q}{B}$$

$$\frac{d_2}{d_1} = 0.5 \cdot \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (2.60)$$

(Penerbit Gunadarma, 1997)

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}}$$

dimana :

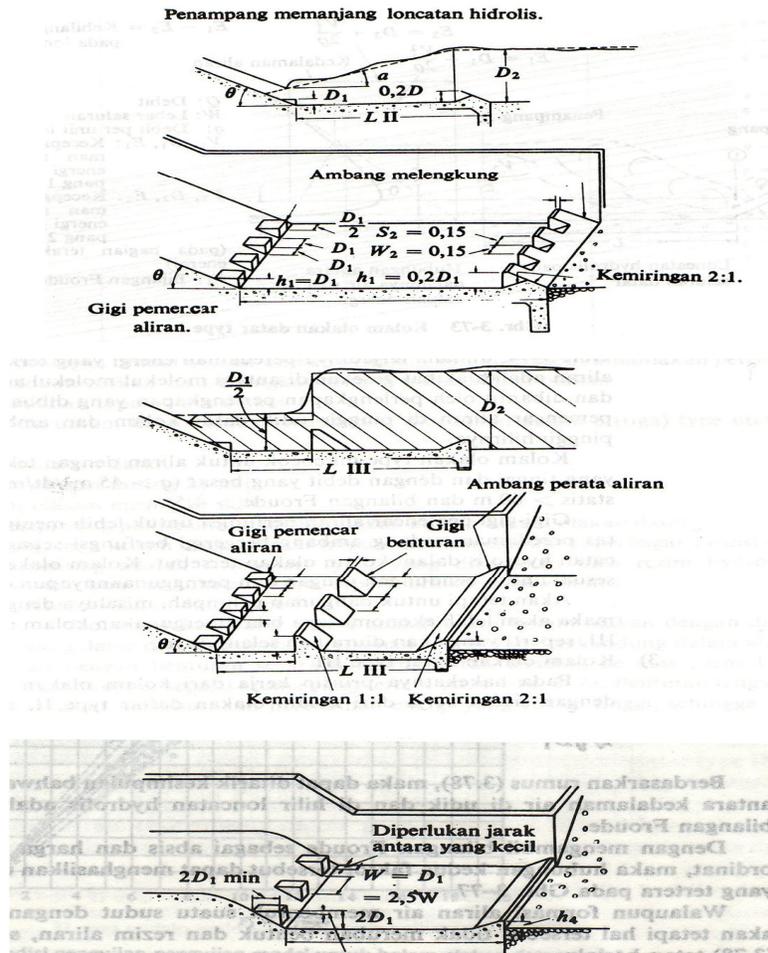
V = Kecepatan loncatan

g = percepatan gravitasi = 9.8 m / detik²

d = Tinggi jatuh

Fr = Bilangan Froude

d 2,1 = Tinggi Konjungsi



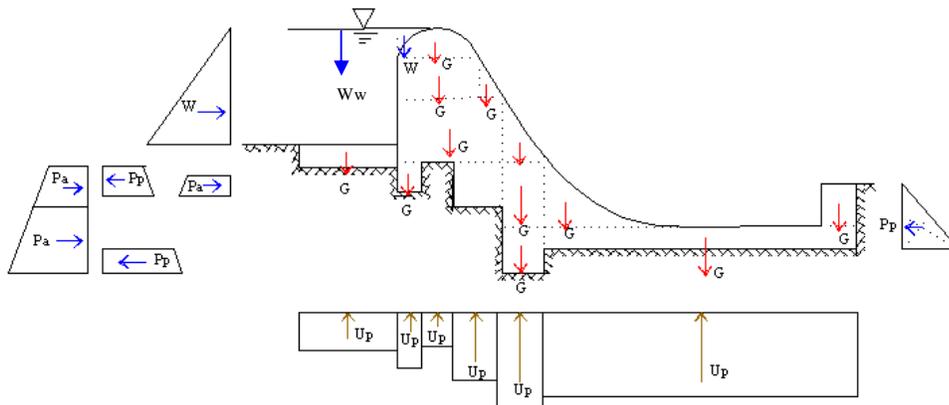
Gambar 2-24 Type Kolam Olak

2.5. STABILITAS BANGUNAN PELIMPAH (SPILLWAY)

Stabilitas bangunan pelimpah dipengaruhi oleh gaya – gaya yang bekerja pada bangunan pelimpah tersebut. Selanjutnya berdasarkan gaya–gaya yang bekerja tersebut bangunan pelimpah dikontrol terhadap tiga penyebab runtuhnya bangunan gravitasi. Tiga penyebab runtuhnya bangunan gravitasi adalah gelincir (sliding), guling (overtuning) dan erosi bawah tanah (piping).

2.5.1. Gaya – Gaya yang Bekerja pada Bangunan Pelimpah

Gaya – gaya yang bekerja pada bangunan pelimpah dan mempunyai arti penting dalam perencanaan adalah sebagai berikut :



Gambar 2-25 Gaya-gaya Yang Bekerja pada Dam

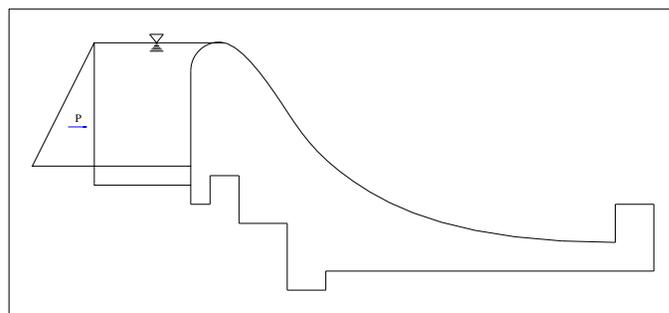
Keterangan :

- W = Gaya Hidrostatik
- U_p = Gaya Angkat (*Uplift Pressure*)
- P_a = Tekanan Tanah Aktif
- P_p = Tekanan Tanah Pasif
- G = Gaya Akibat Berat Sendiri

Stabilitas bangunan pelimpah dianalisis pada dua macam kondisi yaitu pada saat sungai normal dan pada saat sungai banjir. Tinjauan stabilitas yang diperhitungkan dalam perencanaan suatu bangunan pelimpah meliputi :

2.5.1.1. Gaya-gaya Horizontal

1. Tekanan hidrostatik air



Gambar 2-26 Tekanan Hidrostatik Air

Tekanan hidrostatik adalah fungsi kedalaman di bawah permukaan air. Tekanan air akan selalu bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan.

Tekanan hidrostatik dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \dots\dots\dots (2.61)$$

(M.M. Dandekar, 1991)

dimana :

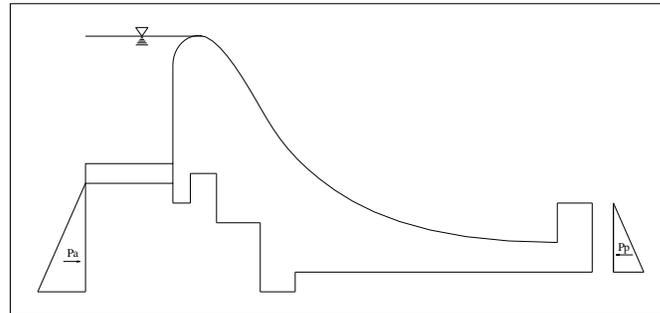
P = tekanan hidrostatik

ρ = rapat massa air = 1000 kg / detik²

g = percepatan gravitasi = 9.8 m / detik²

H = tinggi muka air

2. Tekanan tanah aktif dan pasif



Gambar 2-27 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Tekanan tanah aktif dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma_{sub} \cdot Ka \cdot h^2 \quad Ka = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \dots\dots\dots (2.62)$$

(Penerbit Gunadarma, 1997)

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{di mana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs - 1}{1 + e} \right]$$

Tekanan tanah pasif dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma_{sub} \cdot Kp \cdot h^2 \dots\dots\dots (2.63)$$

$$Kp = \tan^2(45^\circ + \phi / 2)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{di mana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs - 1}{1 + e} \right]$$

Keterangan :

Pa = tekanan tanah aktif (T/m²)

Pp = tekanan tanah pasif (T/m²)

ϕ = sudut geser dalam ($^\circ$)

g = gravitasi bumi = 9,8 m/detik²

h = kedalaman tanah aktif dan pasif (m)

γ_{sub} = berat jenis submerged/ tanah dalam keadaan terendam (T/m³)

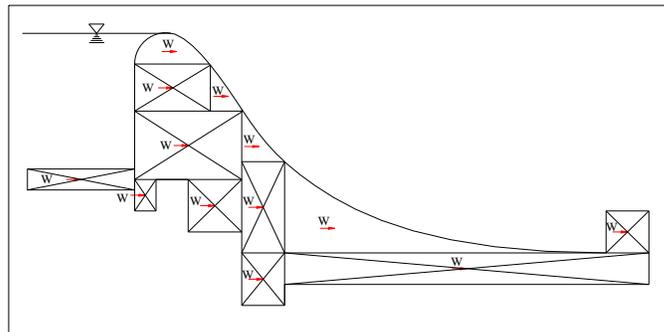
γ_{sat} = berat jenis saturated/ tanah dalam keadaan jenuh (T/m³)

γ_w = berat jenis air = 1,0 ton/m³

Gs = Spesifik Gravity

e = Void Ratio

3. Gaya Gempa



Gambar 2-28 Gaya Aklibat Gempa

Rumus yang digunakan :

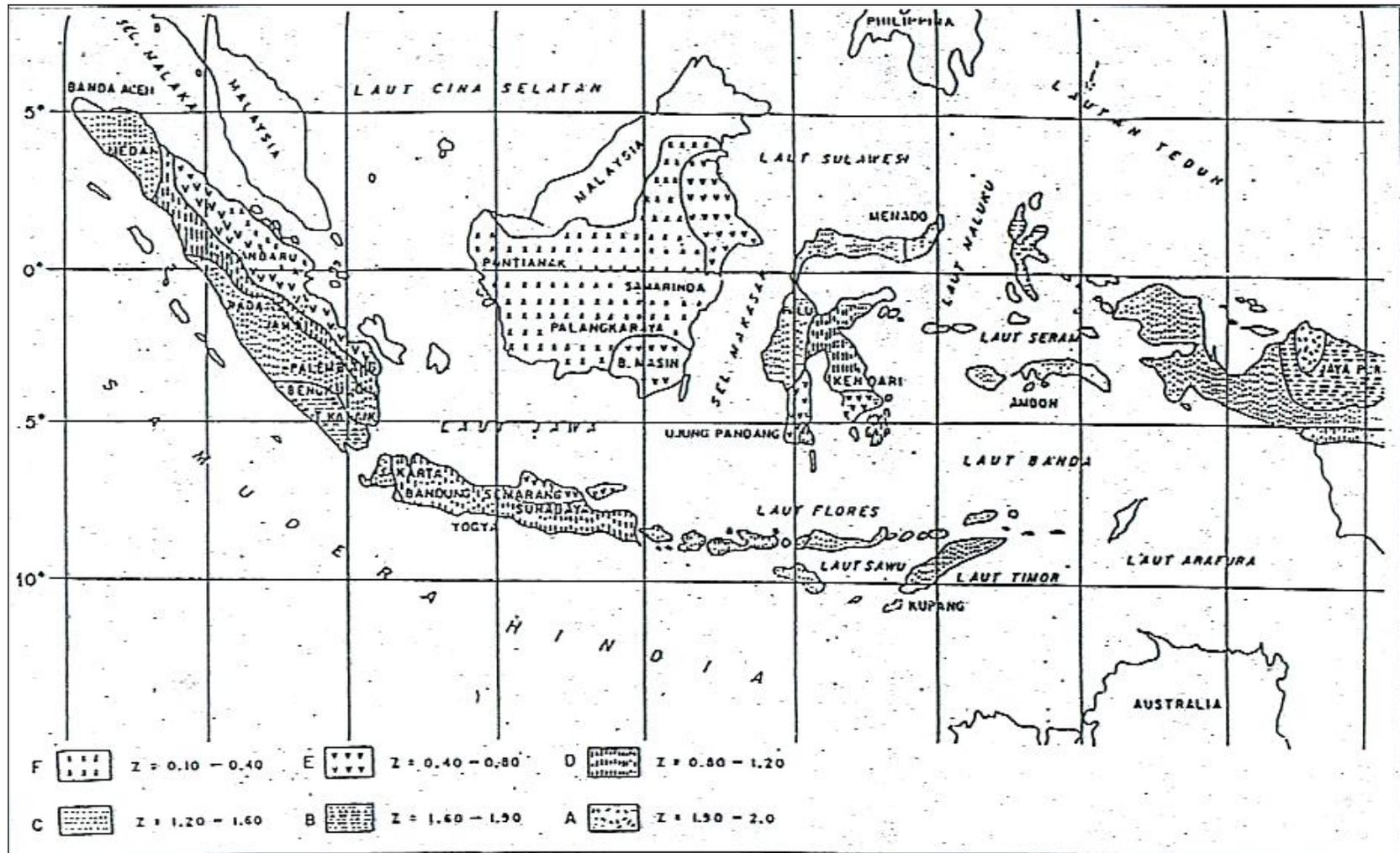
$$G = k \cdot W \dots\dots\dots (2.64)$$

(M.M. Dandekar, 1991)

dimana :

k = koefisien gempa sesuai lokasi = 0.2

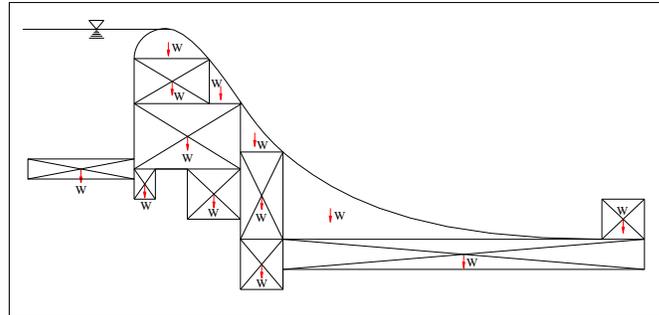
W = berat bangunan



Gambar 2-29 Pembagian Zona Gempa di Indonesia (SNI Gempa 2002)

2.5.1.2. Gaya - Gaya Vertikal

1. Berat bangunan



Gambar 2-30 Berat Bangunan

Berat bangunan dihitung sesuai dengan dimensi bangunan yang telah direncanakan.

$$W = V \cdot \gamma \dots\dots\dots (2.65)$$

(M.M. Dandekar, 1991)

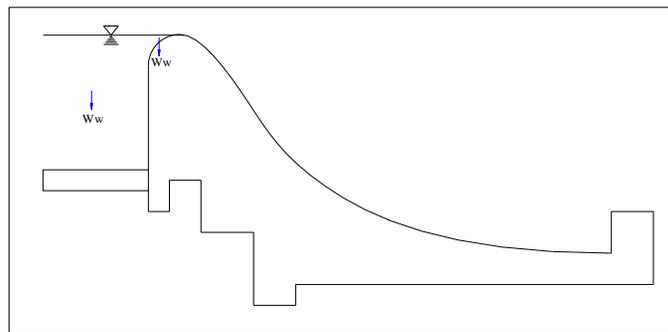
dimana :

W = berat bangunan

V = volume bangunan

γ = berat volume beton

2. Berat air di atas bangunan pelimpah



Gambar 2-31 Berat Air di atas Pelimpah

Berat air dihitung sesuai dengan besarnya volume air yang berada di atas bangunan pelimpah tersebut.

$$W_w = V \cdot \gamma_w \dots\dots\dots (2.66)$$

(M.M. Dandekar, 1991)

dimana :

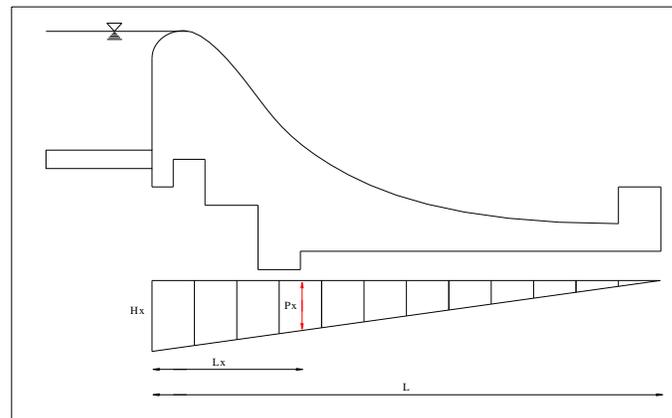
W_w = berat air

V = volume air saat muka air

γ_w = berat volume air = 1000 kg / m³

3. Tekanan uplift air

Tekanan uplift atau gaya tekan ke atas timbul akibat air rembesan yang berada di bawah bangunan pelimpah. Gaya ini menyebabkan berkurangnya berat efektif dam di atasnya. Gaya uplift ini dapat dihitung dengan menggunakan teori angka rembesan (weighted creep theory) oleh Lane.



Gambar 2-32 Tekanan Uplift Air pada Dam

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \cdot \Delta H \quad \dots\dots\dots (2.67)$$

(Penerbit Gunadarma, 1997)

dimana :

P_x = gaya angkat pada titik x

L = panjang total bidang kontak dam dengan tanah

L_x = panjang bidang kontak dari hulu hingga titik x

ΔH = beda tinggi tekan di hulu dan hilir dam

H_x = tinggi energi hulu dengan titik x

2.5.2. Tinjauan Stabilitas Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Tinjauan stabilitas bangunan pelimpah meliputi :

1. Stabilitas terhadap guling (*overtuning*)

Rumus yang digunakan :

$$\frac{\sum MV + \sum MH}{\sum V} < SF \dots\dots\dots (2.68)$$

(*KP-02, 1986*)

dimana :

V = gaya vertikal

SF = faktor keamanan diambil 2.5

MV = momen akibat gaya – gaya vertical

MH = momen akibat gaya – gaya horizontal (tekanan hidrostatis air, tekanan tanah, dan gaya gempa)

Rumus yang digunakan akibat gaya gempa :

$$G = k \cdot W \dots\dots\dots (2.69)$$

(*KP-02, 1986*)

dimana :

k = koefisien gempa sesuai lokasi = 0.2

W = berat bendung

2. Stabilitas terhadap geser (*sliding*)

Rumus yang digunakan :

$$\left(\frac{\sum H}{\sum V} \right) \cdot \frac{1}{f} < SF \dots\dots\dots (2.70)$$

(*KP-02, 1986*)

dimana :

H = jumlah gaya horizontal

V = jumlah gaya vertical

f = koefisien gesekan sebesar 0.3

SF = factor keamanan diambil 2.0

3. Stabilitas terhadap pecahnya struktur

Rumus yang digunakan :

$$e = \left(\frac{B}{2}\right) - \frac{(\sum MV + \sum MH)}{\sum V} < \frac{B}{6} \dots\dots\dots (2.71)$$

(KP-02, 1986)

dimana :

e = eksentrisitas

B = lebar dam

4. Stabilitas terhadap erosi bawah tanah (*piping*)

Rumus yang digunakan :

$$C_L = \frac{\sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_h}{H} \dots\dots\dots (2.72)$$

(KP-02, 1986)

dimana :

CL = angka rembesan Lane

Lv = jumlah panjang vertical (m)

Lh = jumlah panjang horizontal (m)

H = beda tinggi muka air (m)

5. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

Rumus yang digunakan adalah rumus terzaghi :

$$q_{ult} = 1.3c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.4B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \dots\dots\dots (2.73)$$

(Penerbit Gunadarma, 1997)

dimana :

q_{ult} = daya dukung tanah

c = kohesi

γ = berat volume tanah

D_f = kedalaman pondasi

2.6. PERHITUNGAN TERJUN (HEAD)

Tinggi terjun yang dimaksud terdiri dari :

➤ Terjun Bruto = $H_{bruto} = H_{kotor}$

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

➤ Terjun Bersih = H_{netto}

Dibedakan menjadi dua yaitu :

1. Turbin reaksi

Adalah selisih antara tenaga total (tenaga potensial dan tenaga kinetis) yang terkandung dalam air tiap satuan berat sebelum masuk turbin dan setelah keluar turbin.

2. Terjun Impuls = H_{netto}

Adalah tinggi tekanan dan tinggi kecepatan pada titik ujung curat dikurangi tinggi titik terendah pada pusat berat mangkok – mangkok dari turbin yang merupakan titik akhir dan ini lazimnya merupakan pusat ujung curat.

➤ Terjun Rencana = Design Head

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

➤ Terjun Terukur = Rated Head

Adalah terjun bersih dimana turbin dengan pintu terbuka penuh (Full Gate Point) akan memberikan rated capacity dari generator dalam kilowatt atau terjun efektif dimana daya kuda dari turbin dijamin oleh pabrik.

2.7. KEHILANGAN ENERGI (HEAD LOSS)

Dengan adanya penyaluran dari kolam (reservoir) ke saluran pembuangan akan terjadi kehilangan energi terdiri dari :

1. Akibat pemasukan dapat dihitung dengan rumus :

$$H_{net} = H_{bruto} - \Delta H \dots\dots\dots (2.74)$$

$$\sum H_f = \Delta H + \sum k \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (2.75)$$

(O.F. Patty, 1995)

dimana :

$$\Delta H = \text{Major Loss}$$

= Akibat gesekan pada pipa

$\sum k V^2/2g$ = Minor Loss

= Akibat belokan-belokan, perubahan penampang pipa

H_{netto} = besar bila ΔH seminim mungkin.

2. Akibat trash rack dapat dihitung dengan rumus :

$$H_f = \left(\frac{\delta}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots (2.76)$$

(O.F. Patty, 1995)

dimana :

Q = koefisien penampang kisi

δ = tebal kisi (m)

d = diameter pipa (m)

V = kecepatan air dalam pipa (m/det)

g = percepatan gravitasi (m/det)

2.8. DAYA YANG DIHASILKAN PLTMH

2.8.1. Macam Daya yang Dihasilkan

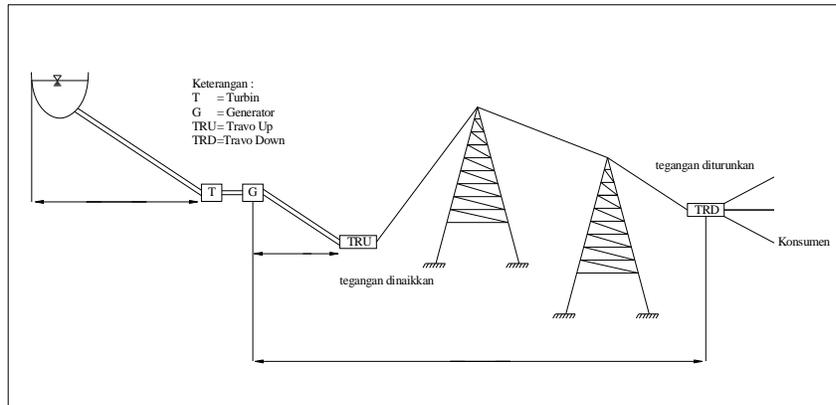
Daya yang dihasilkan oleh PLTMH dapat digolongkan sebagai berikut :

1. Daya maksimum yaitu daya terbesar yang dapat dibangkitkan PLTMH. Pada umumnya yang disebut output dari PLTMH adalah daya maksimum ini.
2. Daya pasti (firm output) yaitu daya yang dibangkitkan selama 355 hari dalam setahun untuk PLTMH aliran langsung dan 365 hari dalam setahun untuk PLTMH jenis waduk.
3. Daya puncak yaitu hasil yang dibangkitkan selama jam–jam tertentu setiap hari (umumnya lebih dari 4 jam) yang meliputi 355 hari dalam setahun.
4. Daya puncak khusus yaitu daya yang dihasilkan setiap hari tanpa pembatasan jam operasi dalam musim hujan dikurangi dengan daya pasti.
5. Daya penyediaan (supply output) yaitu hasil yang dapat dibangkitkan dalam musim kemarau, dengan menggunakan simpanan air dalam waduk yang dikumpulkan selama musim hujan dikurangi dengan daya pasti.
6. Daya penyediaan puncak dan daya waduk.

2.8.2. Perhitungan Daya

Jika tinggi jatuh efektif maksimum adalah H (m), debit maksimum turbin adalah Q (m³/det²), efisiensi dari turbin dan generator masing-masing adalah η_t dan η_g maka :

Adapun skema perjalanan air hingga menjadi tenaga listrik secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.33. berikut:



Gambar 2-33 Skema Perjalanan air hingga menjadi tenaga listrik

$$\begin{aligned} \text{Daya teoritis} &= 9,8 Q H \text{ (kW)} \\ \text{Daya turbin} &= 9,8 \eta_t Q H \text{ (kW)} \\ \text{Daya generator} &= 9,8 \eta_g Q H \text{ (kW)} \end{aligned}$$

(M.M. Dandekar, 1991, PLTMH, hal.12)

Daya generator pada umumnya disebut output PLTMH. Sedangkan pada PLTMH dipompa jika jatuh bersih dari pompa adalah H (m), debit pompa adalah Q (m³/ det), efisiensi dari motor generator dan pompa masing-masing adalah η_m dan η_p maka daya yang masuk ke dalam pompa adalah (input) adalah:

$$P_i = \frac{9.8 Q H}{(\eta_m - \eta_p)} \dots\dots\dots (2.77)$$

(O.F. Patty, 1995)

Pada umumnya, daya yang masuk (input) untuk PLTMH dipompa menjadi maksimum dalam kondisi tinggi jatuh minimum untuk jenis francis dan kondisi tinggi jatuh maksimum untuk pompa Kaplan atau propeller.

Sedangkan daya yang dapat dipakai diperhitungkan terhadap overall efisiensi (EOV) dimana overall efisiensi tersebut dirumuskan sebagai :

$$P_{keluar} = 9,81 \cdot Q_r \cdot H_n \cdot EOV \text{ (kW)} \dots\dots\dots(2.78)$$

dimana :

Q_r = debit rencana

H_n = terjun bersih

EOV = overall efisiensi

2.8.3. Perhitungan Tenaga yang dibangkitkan

Tenaga yang dihasilkan adalah tenaga listrik yang dibangkitkan oleh PLTMH. Untuk perencanaan, kemungkinan pembangkitan energi dalam setahun dihitung dan dikalikan dengan faktor kesediaan (availability factor) antara 0,95 sampai 0,97 untuk mendapatkan tenaga pembangkitan tahunan (annual generator energy). Dari harga ini dapat dihitung biaya pembangunan yang digunakan dalam perbandingan ekonomis dari berbagai rencana.

Efisiensi keseluruhan (overall) dapat dihitung dengan rumus :

$$\eta_{TG} = \eta_T \cdot \eta_G \dots\dots\dots 2.79)$$

Setelah efisiensi keseluruhan dihitung dan atas dasar lengkung aliran (flowduration curva), tenaga listrik yang mungkin dibangkitkan dihitung dari aliran air, tinggi terjun (head) dan jumlah jam kerja, sesuai dengan aturan (operation rute) dan kebutuhan sistem tenaga listrik.

2.9. INSTALASI PENGATUR AIR

Instalasi ini terdiri unit-unit struktur yang berfungsi sebagai pengatur jumlah air yang akan dilalui menuju turbin dan juga sebagai sarana agar air tetap keadaan bersih sebelum masuk ke saluran. Unit – unit struktur tersebut adalah sebagai berikut :

❖ Pintu Air

Bangunan ini berfungsi untuk mengatur debit air yang diperlukan untuk menggerakkan turbin. Perencanaan bentuk dan dimensi tergantung dari besar tekanan yang bekerja baik *low pressure* dan *high pressure*. Adapun model bisa berupa pintu sorong, radial dan lain – lain. Sedangkan bahannya bisa terbuat dari kayu, baja dan lainnya, dimana cara pengangkatannya bisa dilakukan secara manual untuk pintu ringan dan alat bantu kontrol listrik untuk pintu – pintu ukuran besar dan berat.

❖ Saringan Air (Trash Rack)

Saringan ini dipasang didepan pintu yang berfungsi untuk menahan sampah – sampah maupun batu – batu yang mungkin terbawa oleh air agar tidak ikut masuk ke dalam saluran (pipa pesat). Bentuk dari pprofil trash rack ini ada kaitannya dengan kehilangan energi.

Rumus kehilangan energi akibat Trash Rack

$$\Delta h = \frac{\varphi \left(\frac{S}{b} \right)^3 V}{2g \sin \alpha} \dots\dots\dots (2.80)$$

(O.F. Patty, 1995)

dimana :

- S = lebar batang saringan (m)
- b = jarak bersih antara besi penyaring (m)
- L = tinggi batang saringan (m)
- d = diameter batang saring untuk yang berbentuk lingkaran (m)
- α = sudut pelebaran
- φ = koefisien penampang profil batang saring
- Δh = kehilangan energi

2.10. SALURAN PEMBUANGAN (TAIL RACE)

Saluran pembuangan ini berfungsi untuk mengalirkan debit air yang keluar dari turbin air untuk kemudian dibuang ke sungai, saluran irigasi atau ke laut. Saluran ini dimensinya harus sama atau lebih besar daripada saluran pemasukan mengingat adanya kemungkinan perubahan mendadak dari debit turbin air. Rumus untuk mendimensi saluran ini sama dengan rumus untuk mendimensi saluran pemasukan yaitu :

$$Q = A \cdot V \dots\dots\dots (2.81)$$

(M.M. Dandekar, 1991)

dimana :

- Q = debit air
- A = luas penampang basah
- V = kecepatan air

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

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

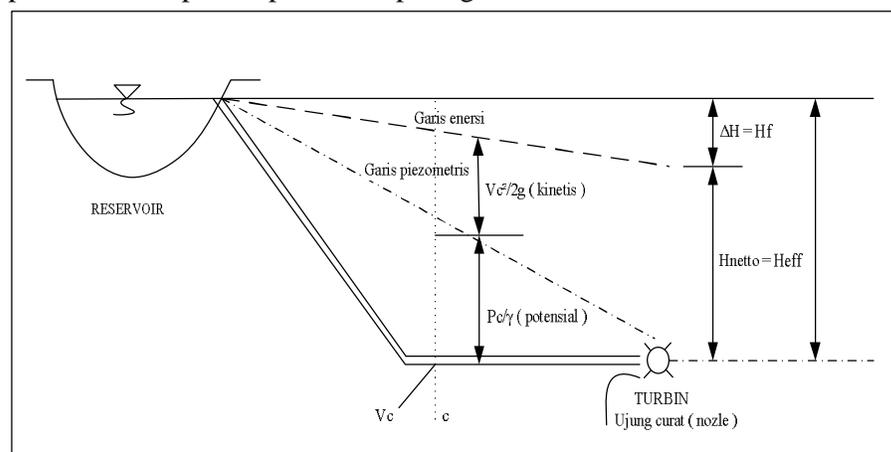
- B = lebar saluran
 H = tinggi air
 P = keliling basah
 R = jari – jari hidrolis
 N = koefisien manning
 I = kemiringan dasar saluran

2.11. PEMILIHAN JENIS TURBIN

Suatu turbin dapat direncanakan dengan baik bila diketahui tinggi energi, yaitu tinggi muka air ditambah tinggi kecepatan tepat di muka turbin. Tinggi energi yang dimaksud adalah tinggi muka air waduk, reservoir harian atau tinggi muka air tangki peredam dikurangi kehilangan tinggi. Penempatan turbin pada suatu bendungan dapat ditempatkan di muka (head development) ataupun di belakang (tail development) dari bagian dam. Pada perencanaan dam di kampus Tembalang menggunakan tipe turbin tail development. Pembagian turbin yang modern dapat dibedakan menjadi 2 macam:

1. Turbin Impuls

Turbin yang gerakannya berdasarkan aliran air yang disemprotkan pada tiap mangkok secara bergantian, perjalanan air dari reservoir ke turbin pada turbin impuls dapat dilihat pada gambar 2.34.



Gambar 2-34 Perjalanan air dari reservoir ke turbin pada turbin impuls

Pada turbin impuls tidak diperlukan *draft tube* (pipa hisap). Contoh turbin impuls :

a. Turbin *Pelton*

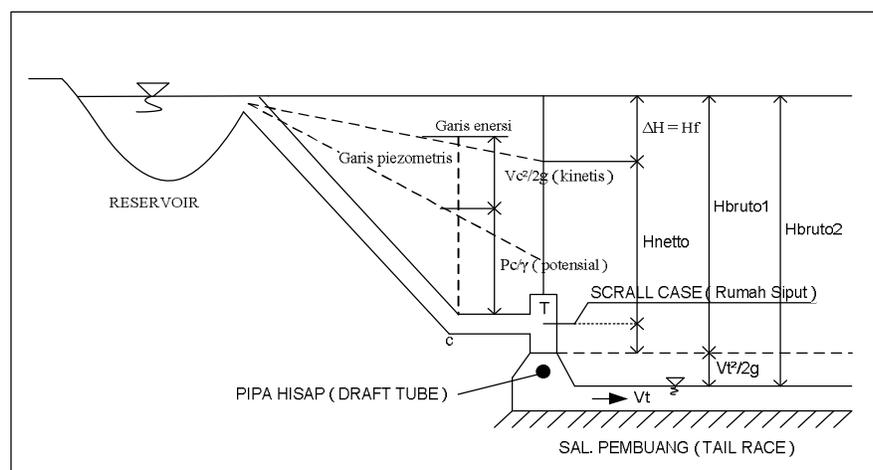
Turbin Pelton sangat baik pada PLTMH dengan tinggi yang besar pada debit yang kecil. Banyaknya pancaran dapat dibuat satu hingga empat, kapasitas pipa pancaran ditentukan oleh diameternya yang pada umumnya diambil sebesar 20 cm. Untuk mendapatka H efektif sebesar mungkin, turbin harus ditempatkan serendah mungkin.

b. Turbin *Banki*

Turbin *Banki* merupakan salah satu turbin yang sangat berguna bagi PLTMH, yang semprotan airnya menumbuk turbin pada dua tempat sehingga kecepatan air yang keluar sangat kecil. Turbin *Banki* dapat dipakai pada $H = 2 - 100$ m dengan debit sebesar 20 – 2500 liter/detik. PLTMH mempunyai perbedaan tinggi muka air yang kecil sehingga sehingga kecepatan turbin kecil. Untuk menggerakkan generator kecepatan ini harus dinaikkan

2. Turbin Reaksi

Turbin reaksi adalah turbin yang gerakan baling – balingnya berputar bersama – sama dengan air lalu turun ke bawah melalui pipa hisap kemudian dibuang ke saluran pembuang. perjalanan air dari reservoir ke turbin pada turbin impuls dapat dilihat pada gambar 2.35.



Gambar 2-35 Perjalanan air dari reservoir ke turbin pada turbin reaksi

Pada turbin impuls tidak diperlukan *draft tube* (pipa hisap). contoh turbin impuls :

a. Turbin *Francis*

Turbin *Francis* dilengkapi rumah spiral yang berfungsi membagi rata air yang diterima dari pip pesat ke sekeliling turbin. Di dalam rumah spiral ini terdapat sayap tegak (*stay – vane*) yang selain berfungsi memperkuat konstruksinya harus memenuhi persyaratan hidrolis, aliran air ke turbin harus sebaik mungkin.

b. Turbin *Kaplan / Propeller*

Umumnya turbin dengan daun – daun turbin tetap disebut turbin propeller dan dengan daun – daun turbin yang dapat diatur dinamakan turbin *Kaplan*. Turbin *Kaplan* dengan tekanan rendah mempunyai 4 – 6 daun, sedang dengan tekanan tinggi terdiri dari 8 daun. Daun dibuat dari baja, tetapi ada juga yang dibuat dari baja tahan karat yang lebih mampu menahan pengaruh kavitasi. Turbin *Kaplan* umumnya mempunyai hanya satu poros untuk turbin dan generator.

2.12. PONDASI dan DAYA DUKUNG TANAH

Daya dukung (bearing capacity) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadinya 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 :

- ❖ Parameter kekuatan geser tanah yang terdiri dari kohesi c dan sudut geser dalam (ϕ)
- ❖ Berat isi tanah (γ)
- ❖ Kedalaman pondasi dari permukaan tanah (Z_f)
- ❖ Lebar dasar pondasi (B)

Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan, rumusnya adalah $q_a = q_{ult}/FK$

Perhitungan daya dukung batas untuk pondasi dangkal pada kondisi umum adalah :

❖ Pondasi menerus

$$qult = c \cdot Nc + \gamma \cdot D \cdot Nq + \gamma \cdot \left(\frac{B}{2}\right) \cdot Nc \dots\dots\dots (2.82)$$

(Penerbit Gunadarma, 1997)

❖ Pondasi persegi

$$qult = 1,3 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0,4 \cdot B \cdot \gamma \cdot N\gamma \dots\dots\dots (2.83)$$

(Penerbit Gunadarma, 1997)

❖ Pondasi bulat dengan R = jari – jari pondasi :

$$qult = 1,3 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma \dots\dots\dots (2.84)$$

(Penerbit Gunadarma, 1997)