

BAB 2 DASAR TEORI

2.1 TINJAUAN UMUM

Merencanakan suatu waduk bukanlah suatu hal yang mudah karena melibatkan berbagai macam bidang ilmu pengetahuan lain yang saling mendukung demi kesempurnaan hasil perencanaan yang dicapai. Bidang ilmu pengetahuan itu antara lain geologi, hidrologi, hidrolika, mekanika tanah, bahkan ilmu pengetahuan lain diluar bidang keteknikan seperti halnya lingkungan, ekonomi, stastistik pertanian dan lain sebagainya

Setiap daerah aliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda, hal ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada daerah pengaliran. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi waduk, perlu adanya kajian pustaka untuk menentukan spesifikasi-spesifikasi yang akan menjadi acuan dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut. (Subarkah, 1980).

2.2 PERHITUNGAN CURAH HUJAN WILAYAH

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan / penelitian pembuatan waduk. Dalam menentukan lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor untuk menentukan data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan. Perlunya menghitung curah hujan wilayah adalah untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir (Sosrodarsono & Takeda, 2003).

Adapun metode yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rata-rata wilayah daerah aliran sungai (DAS) ada tiga macam cara:

2.2.1 Metode Perhitungan Rata-rata

Metode perhitungan rata-rata aritmatik (*arithmetic mean*) adalah cara yang paling sederhana. Metode ini biasanya dipergunakan untuk daerah yang datar, dengan jumlah pos curah hujan yang cukup banyak dan dengan anggapan bahwa curah hujan di daerah tersebut bersifat seragam (*uniform distribution*).

Rumus :

$$R_{ave} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n}{n} \dots\dots\dots Rumus 2-1$$

(Cara Menghitung Design Flood, Departemen Pekerjaan Umum)

Di mana :

R_{ave} = curah hujan rata-rata (mm)

n = jumlah stasiun pengukuran hujan

R_1, \dots, R_n = besarnya curah hujan pada masing-masing stasiun (mm)

2.2.2 Cara Polygon Thiessen

Menurut Sosrodarsono & Takeda, metode ini sering digunakan pada analisis hidrologi karena metode ini lebih baik dan obyektif dibanding metode lainnya. Metode ini dapat digunakan pada daerah yang memiliki titik pengamatan yang tidak merata. Cara ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili oleh stasiun hujan yang disebut faktor pembobotan atau koefisien Thiessen. Untuk pemilihan stasiun hujan yang akan dipilih harus meliputi daerah aliran sungai yang akan dibangun. Besarnya koefisien Thiessen tergantung dari luas daerah pengaruh stasiun hujan yang dibatasi oleh poligon-poligon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung stasiun. Setelah luas pengaruh tiap-tiap stasiun didapat, maka koefisien Thiessen dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$\begin{aligned} \bar{R} &= \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + \dots + A_n.R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-2} \\ &= \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + \dots + A_n.R_n}{A} \\ &= W_1R_1 + W_2R_2 + \dots + W_nR_n \end{aligned}$$

di mana :

\bar{R} = curah hujan wilayah

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan dan n adalah jumlah titik- titik pengamatan

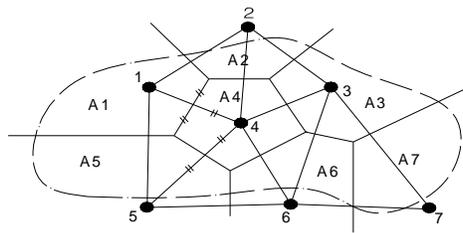
n = jumlah titik-titik pengamatan curah hujan

A_1, A_2, \dots, A_n = luas bagian yang mewakili tiap titik pengamatan.

A = luas total wilayah

W_1, W_2, \dots, W_n = bobot luas bagian yang mewakili titik pengamatan.

Pada berbagai kondisi cara ini lebih baik daripada cara rata-rata aljabar.



Gambar 2-1 Poligon Thiessen (Sosrodarsono & Takeda, 2003)

2.2.3 Metode Isohyet

Dengan cara ini, kita dapat menggambar dulu kontur tinggi hujan yang sama (*isohyet*), seperti terlihat pada Gambar 2.2 kemudian luas bagian diantara dua garis *isohyet* yang berdekatan diukur dengan planimeter, dan nilai rata-rata dihitung sebagai nilai rata-rata timbang nilai kontur (Sosrodarsono & Takeda, 2003). Curah hujan daerah itu dapat dihitung menurut persamaan sebagai berikut :

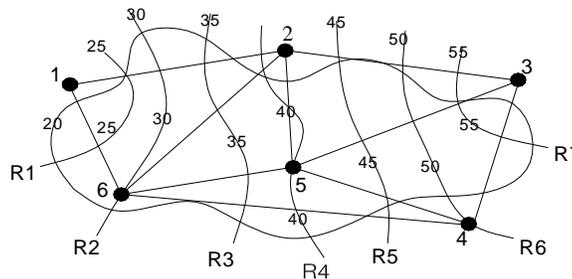
$$R = \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + + A_n.R_n}{A_1 + + A_n} \dots\dots\dots Rumus 2-3$$

di mana :

\bar{R} = curah hujan daerah

A_1, A_2, \dots, A_n = luas bagian-bagian antara garis-garis *isohyet*

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan rata-rata pada bagian-bagian A_1, A_2, \dots, A_n



Gambar 2-2 Metode Isohyet (Sosrodarsono & Takeda, 2003)

Cara ini adalah cara rasional yang terbaik jika garis-garis isohyet dapat digambar dengan teliti. Akan tetapi jika titik-titik pengamatan itu banyak dan variasi curah hujan di daerah bersangkutan besar, maka pada pembuatan peta *isohyet* ini akan terdapat kesalahan personal (*individual error*). Pada waktu menggambar garis-garis isohyet sebaiknya juga memperhatikan pengaruh bukit atau gunung terhadap distribusi hujan (hujan *orografik*).

2.3 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

2.3.1 Metode Gumbel

Rumus-rumus yang digunakan untuk menentukan curah hujan rencana menurut Metode Gumbel (Soemarto,1999) adalah sebagai berikut:

$$X = \bar{X} + s * K \dots\dots\dots Rumus 2-4$$

di mana :

- X = hujan rencana dengan periode ulang T tahun
- \bar{X} = nilai tengah sample
- S = standar Deviasi sample
- K = faktor frekuensi

Faktor frekuensi K didapat dengan menggunakan rumus :

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots Rumus 2-5$$

di mana :

- Yn = harga rata-rata *reduced mean* (Tabel 2-1)
- Sn = reduced Standard Deviation (Tabel 2-2)
- Y_T = *reduced variate* (Tabel 2-3)

Tabel 2-1 Reduced mean (Y_n) (Soemarto, 1999)

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	0,5320	0,5382	0,5343	0,5353
30	0,5362	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	0,5488	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									

Tabel 2-2 Reduced Standard Deviation (S_n) (Soemarto, 1999)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	10,095	10,206	10,316	10,411	10,493	10,565
20	10,628	10,696	10,754	10,811	10,864	10,315	10,961	11,004	11,047	11,080
30	11,124	11,159	11,193	11,226	11,255	11,285	11,313	11,339	11,363	11,388
40	11,413	11,436	11,458	11,480	11,499	11,519	11,538	11,557	11,574	11,590
50	11,607	11,923	11,638	11,658	11,667	11,681	11,696	11,708	11,721	11,734
60	11,747	11,759	11,770	11,782	11,793	11,803	11,814	11,824	11,834	11,844
70	11,854	11,863	11,873	11,881	11,890	11,898	11,906	11,915	11,923	11,930
80	11,938	11,945	11,953	11,959	11,967	11,973	11,980	11,987	11,994	12,001
90	12,007	12,013	12,026	12,032	12,038	12,044	12,046	12,049	12,055	12,060
100	12,065									

Tabel 2-3 Reduced Variate (Y_T) (Soemarto, 1999)

Periode Ulang	Reduced Variate
2	0,3665
5	14,999
10	22,502
20	29,606
25	31,985
50	39,019
100	46,001
200	52,96
500	62,14
1000	69,19
5000	85,39
10000	99,21

2.3.2 Metode Log Normal

Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan metode ini adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$X_T = \bar{X} + K_t * S \dots\dots\dots Rumus 2-6$$

di mana :

X_T = besarnya curah hujan yang mungkin terjadi dengan periode ulang X tahun

S = standar deviasi data hujan maksimum tahunan

\bar{X} = curah hujan rata-rata

K_t = *Variable standard* untuk periode ulang t tahun yang besarnya diberikan pada Tabel 2-4

Tabel 2-4 Variable standard (K_t) (Soemarto, 1999)

T	K_t	T	K_t	T	K_t
1	-1,86	20	1,89	90	3,34
2	-0,22	25	2,10	100	3,45
3	0,17	30	2,27	110	3,53
4	0,44	35	2,41	120	3,62
5	0,64	40	2,54	130	3,70
6	0,81	45	2,65	140	3,77
7	0,95	50	2,75	150	3,84
8	1,06	55	2,86	160	3,91
9	1,17	60	2,93	170	3,97
10	1,26	65	3,02	180	4,03
11	1,35	70	3,08	190	4,09
12	1,43	75	3,60	200	4,14
13	1,50	80	3,21	221	4,24
14	1,57	85	3,28	240	4,33
15	1,63	90	3,33	260	4,42

2.3.3 Metode Log Pearson III

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

$$X = \bar{X} + K.S \dots\dots\dots Rumus 2-7$$

di mana :

- X = nilai logaritmik dari X atau log (X)
- \overline{X} = rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) dari nilai Y {Y=log(x)}
- S = standar deviasi nilai Y {Y=log(x)}
- K = faktor frekuensi yang ditentukan oleh suatu distribusi peluang

Adapun langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

- Mengubah data curah hujan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\log (X_1), \log (X_2), \log (X_3), \dots, \log (X_n)$.
- Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-8}$$

dimana :

- $\overline{\log X}$ = harga rata-rata logaritmik
- n = jumlah data
- X_i = nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R_{24} maks)

- Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut :

$$S_1 = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^2}{n-1}} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-9}$$

dimana :

- S_1 = standar deviasi
- Menghitung koefisien Skewness dengan rumus :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log X}\}^3}{(n-1)(n-2)S_1^3} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-10}$$

dimana :

- C_s = koefisien Skewness
- Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus :

$$\text{Log } X_T = \overline{\log X} + G \cdot S_1 \dots\dots\dots \text{Rumus 2-11}$$

dimana :

- X_T = curah hujan rencana periode ulang T tahun

G = harga yang diperoleh berdasarkan nilai Cs yang didapat

- Menghitung koefisien Kurtosis (Ck) dengan rumus :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n \{\log(Xi) - \overline{\log X}\}^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S_1^4} \dots\dots\dots Rumus 2-12$$

dimana :

Ck = Koefisien Kurtosis

- Menghitung koefisien Variasi (Cv) dengan rumus :

$$Cv = \frac{S_1}{\log X} \dots\dots\dots Rumus 2-13$$

dimana :

Cv = Koefisien Variasi

Tabel 2-5 Harga K untuk Distribusi Log Person III (Soemarto 1999)

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	0,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

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.

2.4.1 Uji Keselarasan *chi square*

Uji keselarasan *chi square* menggunakan rumus (Soewarno, 1995):

$$X^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-14}$$

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 2-6.

Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan *chi square* kritis paling kecil. Untuk suatu nilai nyata tertentu (*level of significant*) yang sering diambil

adalah 5 %. Derajat kebebasan ini secara umum dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$Dk = n - 3 \dots \dots \dots \text{Rumus 2-15}$$

di mana : Dk = derajat kebebasan n = banyaknya data

Tabel 2-6 Nilai kritis untuk distribusi Chi-Square (Soewarno, 1995)

dk	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	3,9E-05	0,00016	0,00098	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,21	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	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,07	12,832	15,086	16,75
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,69	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,18	2,733	15,507	17,535	20,09	21,955
9	1,735	2,088	2,7	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,94	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,92	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,66	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	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	9,39	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	8,26	9,591	10,851	31,41	34,17	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	9,26	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,683	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,98	45,558
25	10,52	11,524	13,12	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,16	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,29
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

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 (Soewarno, 1995)

$$\alpha = \frac{P_{\max}}{P_{(x)}} - \frac{P_{(xi)}}{\Delta_{Cr}} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-16}$$

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

- $X_1 \rightarrow P'(X_1)$
- $X_2 \rightarrow P'(X_2)$
- $X_m \rightarrow P'(X_m)$
- $X_n \rightarrow P'(X_n)$

Berdasarkan Tabel nilai delta kritis (*Smirnov – Kolmogorof test*) tentukan harga D_0 (lihat Tabel 2-7) menggunakan grafis.

Tabel 2-7 Nilai delta kritis untuk uji keselarasan Smirnov-Kolmogorof (Soewarno, 1995)

Jumlah data	α derajat kepercayaan			
	0,2	0,1	0,05	0,01
n	0,2	0,1	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

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 :

$$I = \frac{R_{24}}{24} * \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \dots\dots\dots Rumus 2-17$$

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 :

$$I = \frac{a}{t^b} \dots\dots\dots Rumus 2-18$$

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

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

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 :

$$I = \frac{a}{(t + b)} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-19}$$

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 :

$$I = \frac{a}{\sqrt{t + b}} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-20}$$

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

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

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

(Hidrologi Teknik, Ir.CD.Soemarto,B.I.E.Dipl.H,)

2.6 PERHITUNGAN DEBIT BANJIR RENCANA

Untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini, digunakan metode HEC–HMS karena pengoperasiannya menggunakan sistem yang dapat digunakan sejalan dengan “*Windows Environment*” sehingga penyiapan data, eksekusi model dan melihat hasilnya dapat dalam berbagai bentuk (dalam bentuk tabel dan grafik satuan waktu) yang dapat dilakukan dalam model ini (Suseno Darsono, 2006). Peta *background* dan data daerah tangkapan air dapat dengan mudah dimasukkan kedalam model dengan teknologi *Geographic Information System* (GIS) dan *Computer Aided Design* (CAD).

HEC-HMS adalah *software* yang dikembangkan oleh *U.S Army Corps of Engineering*. Software ini digunakan untuk analisa hidrologi dengan mensimulasikan proses curah hujan dan limpasan langsung (*run off*) dari sebuah wilayah sungai. HEC-HMS di desain untuk bisa diaplikasikan dalam area geografik yang sangat luas untuk menyelesaikan masalah, meliputi suplai air daerah pengaliran sungai, hidrologi banjir dan

limpasan air di daerah kota kecil ataupun kawasan tangkapan air alami. Hidrograf satuan yang dihasilkan dapat digunakan langsung ataupun digabungkan dengan software lain yang digunakan dalam ketersediaan air, drainase perkotaan, ramalan dampak urbanisasi, desain pelimpah, pengurangan kerusakan banjir, regulasi penanganan banjir, dan sistem operasi hidrologi (*U.S Army Corps of Engineering, 2001*).

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

Konsep dasar perhitungan dari model HEC-HMS adalah data hujan sebagai input air untuk satu atau beberapa sub daerah tangkapan air (sub basin) yang sedang dianalisa. Jenis datanya berupa intensitas, volume, atau kumulatif volume hujan. Setiap sub basin dianggap sebagai suatu tandon yang non linier dimana inflownya adalah data hujan. Aliran permukaan, infiltrasi, dan penguapan adalah komponen yang keluar dari sub basin (Suseno Darsono, 2006).

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

2.6.1 Basin Model (Model Daerah Tangkapan Air)

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

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

2.6.1.1 Sub Basin Loss Rate Method (Proses kehilangan air)

Loss rate method adalah pemodelan untuk menghitung kehilangan air yang terjadi karena proses infiltrasi dan pengurangan tampungan. Metode yang digunakan pemodelan ini adalah *Initial and Constant Loss Method*. Konsep dasar dari metode ini memperhitungkan rata-rata kehilangan air hujan yang terjadi selama hujan berlangsung. Infiltrasi merupakan hasil dari proses penyerapan air hujan oleh permukaan tanah, sedang pengurangan tampungan akibat dari perbedaan topografi pada suatu DAS. Air hujan yang jatuh akan diinfiltrasi atau dievaporasikan, hal ini akan sangat berpengaruh pada debit banjir yang akan mengalir pada sungai tersebut. Metode ini terdiri dari satu parameter (*Constant Rate*) dan satu kondisi yang telah ditentukan (*Initial Loss*), yang menggambarkan keadaan fisik DAS seperti tanah dan tata guna lahan. Dalam penentuannya digunakan Tabel 2-8 – 2-12.

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

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

Tabel 2-8 Runoff curve numbers for urban areas

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Average percent impervious area ²	A	B	C	D
<i>Fully developed urban areas</i>					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) ³ :					
Poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)					
		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)					
		98	98	98	98
Paved; open ditches (including right-of-way)					
		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way)					
		76	85	89	91
Dirt (including right-of-way)					
		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only) ⁴					
		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)					
		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business					
	85	89	92	94	95
Industrial					
	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size					
1/8 acre or less (town houses)					
	65	77	85	90	92
1/4 acre					
	38	61	75	83	87
1/3 acre					
	30	57	72	81	86
1/2 acre					
	25	54	70	80	85
1 acre					
	20	51	68	79	84
2 acre					
	12	46	65	77	82
<i>Developing urban areas</i>					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation) ⁵					
		77	86	91	94
Idle lands (CN's are determined using cover types similar to those in table 2-2c)					

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.25$.

² The average percent impervious area shown was used to develop the composite CN's. Other assumptions are as follows: impervious areas are directly connected to the drainage system, impervious areas have a CN of 98, and pervious areas are considered equivalent to open space in good hydrologic condition. CN's for other combinations of conditions may be computed using figure 2-3 or 2-4.

³ CN's shown are equivalent to those of pasture. Composite CN's may be computed for other combinations of open space cover type.

⁴ Composite CN's for natural desert landscaping should be computed using figures 2-3 or 2-4 based on the impervious area percentage (CN = 98) and the pervious area CN. The pervious area CN's are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition.

⁵ Composite CN's to use for the design of temporary measures during grading and construction should be computed using figure 2-3 or 2-4, based on the degree of development (imperviousness area percentage) and the CN's for the newly graded pervious areas.

(Sumber: Suseno Darsono, 2006)

Tabel 2-9 Runoff curve numbers for cultivated agricultural lands

Cover description			Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type	Treatment ²	Hydrologic condition ³	A	B	C	D
Fallow	Bare soil	–	77	86	91	94
	Crop residue cover (CR)	Poor	76	85	90	93
		Good	74	83	88	90
Row crops	Straight row (SR)	Poor	72	81	88	91
		Good	67	78	85	89
	SR + CR	Poor	71	80	87	90
		Good	64	75	82	85
	Contoured (C)	Poor	70	79	84	88
		Good	65	75	82	86
	C + CR	Poor	69	78	83	87
		Good	64	74	81	85
	Contoured & terraced (C & T)	Poor	66	74	80	82
		Good	62	71	78	81
C & T + CR	Poor	65	73	79	81	
	Good	61	70	77	80	
Small grain	SR	Poor	65	76	84	88
		Good	63	75	83	87
	SR + CR	Poor	64	75	83	86
		Good	60	72	80	84
	C	Poor	63	74	82	85
		Good	61	73	81	84
	C + CR	Poor	62	73	81	84
		Good	60	72	80	83
	C & T	Poor	61	72	79	82
		Good	59	70	78	81
C & T + CR	Poor	60	71	78	81	
	Good	58	69	77	80	
Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow	SR	Poor	66	77	85	89
		Good	58	72	81	85
	C	Poor	64	75	83	85
		Good	55	69	78	83
	C & T	Poor	63	73	80	83
		Good	51	67	76	80

¹ Average runoff condition, and Ia = 0.2S.
² Crop residue cover applies only if residue is on at least 5% of the surface throughout the year.
³ Hydrologic condition is based on combination of factors that affect infiltration and runoff, including (a) density and canopy of vegetative areas, (b) amount of year-round cover, (c) amount of grass or close-seeded legumes in rotations, (d) percent of residue cover on the land surface (good ≥ 20%), and (e) degree of surface roughness.
Good: Factors impair infiltration and tend to increase runoff.
Poor: Factors encourage average and better than average infiltration and tend to decrease runoff.

(Sumber: Suseno Darsono, 2006)

Tabel 2-10 Runoff curve numbers for other agricultural lands

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Hydrologic condition	A	B	C	D
Pasture, grassland, or range – continuous forage for grazing. ²	Poor	68	79	86	89
	Fair	49	69	79	84
	Good	39	61	74	80
Meadow – continuous grass, protected from grazing and generally mowed for hay.	–	30	58	71	78
Brush – brush-weed mixture with brush the major element. ³	Poor	48	67	77	83
	Fair	35	56	70	77
	Good	30 ⁴	48	65	73
Woods – grass combination (orchard or tree farm). ⁵	Poor	57	73	82	86
	Fair	43	65	76	82
	Good	32	58	72	79
Woods. ⁶	Poor	45	66	77	83
	Fair	36	60	73	79
	Good	30 ⁴	55	70	77
Farmsteads – buildings, lanes, driveways, and surrounding lots.	–	59	74	82	86

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.2S$.

² *Poor*: <50% ground cover or heavily grazed with no mulch.
Fair: 50 to 75% ground cover and not heavily grazed.
Good: >75% ground cover and lightly or only occasionally grazed.

³ *Poor*: <50% ground cover.
Fair: 50 to 75% ground cover.
Good: >75% ground cover.

⁴ Actual curve number is less than 30; use CN=30 for runoff computations.

⁵ CN's shown were computed for areas with 50% woods and 50% grass (pasture) cover. Other combinations of conditions may be computed from the CN's for woods and pasture.

⁶ *Poor*: Forest litter, small trees, and brush are destroyed by heavy grazing or regular burning.
Fair: Woods are grazed but not burned, and some forest litter covers the soil.
Good: Woods are protected from grazing, and litter and brush adequately cover the soil.

(Sumber : Suseno Darsono, 2006)

Tabel 2-11 Runoff curve numbers for arid and semiarid

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type	Hydrologic condition ²	A ³	B	C	D
Herbaceous – mixture of grass, weeds, and low-growing brush, with brush the minor element.	Poor	80	87	93	
	Fair	71	81	89	
	Good	62	74	85	
Oak-aspen – mountain brush mixture of oak brush, aspen, mountain mahogany, bitter brush, maple, and other brush	Poor	66	74	79	
	Fair	48	57	63	
	Good	30	41	48	
Pinyon-juniper – pinyon, juniper, or both; grass understory.	Poor	75	85	89	
	Fair	58	73	80	
	Good	41	61	71	
Sagebrush with grass understory.	Poor	67	80	85	
	Fair	51	63	70	
	Good	35	47	55	
Desert shrub – major plants include saltbrush, greasewood, creosotebush, blackbrush, bursage, palo verde, mesquite, and cactus.	Poor	63	77	85	88
	Fair	55	72	81	86
	Good	49	68	79	84

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.25$.

² *Poor*: <30% ground cover (litter, grass, and brush overstory).
Fair: 30 to 70% ground cover.
Good: >70% ground cover.

³ Curve numbers for group A have been developed only for desert shrub.

Tabel 2-12 SCS soil group and infiltration (loss) rates

Soil group	Description	Range of loss rates (in/hr)
A	Deep sand, deep loess, aggregated silts	0.30-0.45
B	Shallow loess, sandy loam	0.15-0.30
C	Clay loams, shallow sandy loam, soils low in organic content, and soils usually high in clay	0.05-0.15
D	Soils that swell significantly when wet, heavy plastic clays, and certain saline soils	0.00-0.05

(Sumber: Suseno Darsono, 2006)

2.6.1.2 Sub Basin Transform (Transformasi hidrograf satuan limpasan)

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

Time lag (t_p) dapat dicari dengan rumus :

$t_p = 0,6 \times T_c$ Rumus 2-21

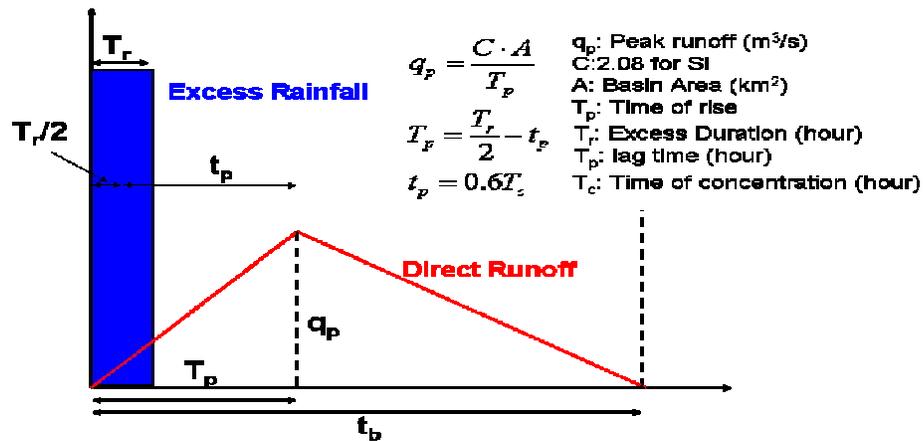
$T_c = 0,01947 \times L^{0,77} \times S^{-0,385}$ Rumus 2-22

dimana :

L = Panjang lintasan maksimum (m)

S = Kemiringan rata-rata

Tc = Waktu konsentrasi (menit)



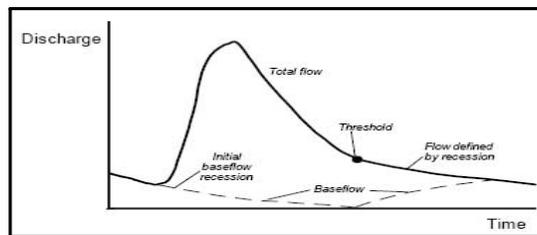
Gambar 2-3 Unit Hidrograf SCS

2.6.1.3 Sub Basin Baseflow Method (Proses Aliran Dasar)

Baseflow dapat diartikan sebagai aliran dasar, model ini digunakan untuk menggambarkan aliran dasar yang terjadi pada saat limpasan, sehingga dapat dihitung tinggi puncak hidrograf yang terjadi. Metode *Sub Basin Baseflow* ini dapat dimodelkan dengan salah satu dari tiga metode yang berbeda, yaitu *Constant Monthly*, *Linear*

Reservoir, dan Recession. Metode *Constant Monthly* atau *Recession* dapat digunakan secara umum pada *subbasin*. Pada pemodelan digunakan metode *recession* (resesi) dengan anggapan bahwa aliran dasar selalu ada dan memiliki puncak hidrograf pada satu satuan waktu dan mempunyai keterkaitan dengan curah hujan (presipitasi).

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



Gambar 2-4 Recession Method pada pemodelan baseflow

2.6.2 Meteorologic Model (Model data curah hujan)

Meteorologic Model merupakan masukan data curah hujan (presipitasi) efektif dapat berupa 5 menit atau jam-jaman. Desain hyetograph harus didasarkan pencatatan kejadian hujan nyata. Perlu diperhatikan curah hujan kawasan diperoleh dari hujan rata-rata metode *thiessen* dengan memperhatikan pengaruh stasiun-stasiun curah hujan pada kawasan tersebut. Curah hujan jam-jaman tersebut dapat digambarkan menjadi sebuah *stage hyetograph*.

2.6.3 Run Configuration (Konfigurasi eksekusi data)

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

2.7 ANALISIS KEBUTUHAN AIR

2.7.1 Analisis Kebutuhan Air Baku

Kebutuhan air baku di sini dititikberatkan pada penyediaan air baku untuk diolah menjadi air bersih (Ditjen Cipta Karya, 2000).

2.7.1.1 Standar Kebutuhan Air

Menurut Ditjen Cipta Karya (2000) standar kebutuhan air ada dua, yaitu :

1. Standar kebutuhan air domestik

Standar kebutuhan air domestik yaitu kebutuhan air yang digunakan pada tempat-tempat hunian pribadi untuk memenuhi keperluan sehari-hari seperti ; memasak, minum, mencuci dan keperluan rumah tangga lainnya. Satuan yang dipakai adalah liter/orang/hari.

Tabel 2-13 Kriteria Perencanaan Air Baku

URAIAN	KATEGORI KOTA BERDASAR JUMLAH PENDUDUK				
	> 1.000.000	500.000 s.d 1.000.000	100.000 s.d 500.000	20.000 s.d 100.000	< 20.000
	METRO	BESAR	SEDANG	KECIL	DESA
1	2	3	4	5	6
1. Konsumsi unit sambungan Rumah (SR) [liter/org/hari]	> 150	120 - 150	90 - 120	80 - 120	60 - 80
2. Konsumsi Unit Hidran Umum (HU) [liter/org/hari]	20 - 40	20 - 40	20 - 40	20 - 40	20 - 40
3. Kehilangan air (%)	20 - 30	20 - 30	20 - 30	20 - 30	20 - 30

2. Standar kebutuhan air non domestik

Standar kebutuhan air non domestik adalah kebutuhan air bersih diluar keperluan rumah tangga. Kebutuhan air non domestik terdiri dari penggunaan komersil dan industri, yaitu penggunaan air oleh badan-badan komersil dan industri. Dan penggunaan umum, yaitu penggunaan air untuk bangunan-bangunan pemerintah, rumah sakit, sekolah-sekolah dan tempat-tempat ibadah.

Tabel 2-14 Kebutuhan Air Non Domestik

SEKTOR	NILAI	SATUAN
Sekolah	10	Liter/murid/hari
Rumah sakit	200	Liter/bed/hari
Puskesmas	2000	Liter/unit/hari
Masjid	3000	Liter/unit/hari
Mushola	2000	Liter/unit/hari
Kantor	10	Liter/pegawai/hari
Pasar	12000	Liter/hektar/hari
Hotel	150	Liter/bed/hari
Rumah Makan	100	Liter/tempat duduk/hari
Komplek Militer	60	Liter/orang/hari
Kawasan industri	0,2 - 0,8	Liter/detik/hektar
Kawasan pariwisata	0,1 - 0,3	Liter/detik/hektar

Sumber : Ditjen Cipta Karya Dinas PU, 1996

2.7.1.2 Proyeksi Kebutuhan Air Bersih

Proyeksi kebutuhan air bersih dapat ditentukan dengan memperhatikan pertumbuhan penduduk untuk diproyeksikan terhadap kebutuhan air bersih sampai dengan lima puluh tahun mendatang atau tergantung dari proyeksi yang dikehendaki (Soemarto, 1999). Hal yang berkaitan dengan proyeksi kebutuhan tersebut adalah :

a. Angka Pertumbuhan Penduduk

Angka pertumbuhan penduduk dihitung dengan prosentase memakai rumus :

$$Angka\ Pertumbuhan\ (\%) = \frac{\sum\ Angka\ Pertumbuhan\ (\%)}{\sum\ Data} \dots\dots\dots Rumus\ 2-23$$

b. Proyeksi Jumlah Penduduk

Dari angka pertumbuhan penduduk di atas dalam prosen digunakan untuk memproyeksikan jumlah penduduk sampai dengan lima puluh tahun mendatang. Meskipun pada kenyataannya tidak selalu tepat tetapi perkiraan ini dapat dijadikan sebagai dasar perhitungan volume kebutuhan air dimasa mendatang. Ada beberapa metode yang digunakan untuk memproyeksikan jumlah penduduk antara lain yaitu:

- Metode Geometrical Increase

Rumus yang digunakan (C.D. Soemarto, 1999) :

$$P_n = P_o + (1 + r)^n \dots\dots\dots Rumus\ 2-24$$

di mana :

- P_n = jumlah penduduk pada tahun ke-n
- P_o = jumlah penduduk pada awal tahun
- r = prosentase pertumbuhan geometrical penduduk tiap tahun
- n = periode waktu yang ditinjau

Metode Arithmetical Increase

Rumus yang digunakan (C.D. Soemarto, 1999) :

$$P_n = P_o + n.r \dots\dots\dots \text{Rumus 2-25}$$

$$r = \frac{P_o - P_t}{t}$$

di mana :

- P_n = jumlah penduduk pada tahun ke-n
- P_o = jumlah penduduk pada awal tahun proyeksi
- r = angka pertumbuhan penduduk tiap tahun
- n = periode waktu yang ditinjau
- t = banyak tahun sebelum tahun analisis

2.8 ANALISIS DEBIT ANDALAN

Debit andalan merupakan debit minimal sungai yang sudah ditentukan yang dapat dipakai untuk memenuhi kebutuhan air. Perhitungan ini menggunakan cara analisis *water balance* dari Dr.F.J. Mock berdasarkan data curah hujan bulanan, jumlah hari hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran.

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*.

Perhitungan debit andalan meliputi :

1. Data Curah Hujan

R_s = curah hujan bulanan (mm)

n = jumlah hari hujan.

2. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi terbatas dihitung dari evapotranspirasi potensial metoda Penman.

$$dE / E_{to} = (m / 20) \times (18 - n) \dots\dots\dots Rumus 2-26$$

$$dE = (m / 20) \times (18 - n) \times E_{to} \dots\dots\dots Rumus 2-27$$

$$E_{tl} = E_{to} - dE \dots\dots\dots Rumus 2-28$$

di mana :

dE = selisih evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas.

E_{to} = evapotranspirasi potensial.

E_{tl} = evapotranspirasi terbatas

M = prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi.

= 10 – 40 % untuk lahan yang tererosi

= 30 – 50 % untuk lahan pertanian yang diolah

2. Keseimbangan air pada permukaan tanah

Rumus mengenai air hujan yang mencapai permukaan tanah, yaitu :

$$S = R_s - E_{tl} \dots\dots\dots Rumus 2-29$$

$$SMC(n) = SMC (n-1) + IS (n) \dots\dots\dots Rumus 2-30$$

$$WS = S - IS \dots\dots\dots Rumus 2-31$$

di mana :

S = kandungan air tanah

R_s = curah hujan bulanan

E_{tl} = evapotranspirasi terbatas

IS = tampungan awal / *Soil Storage (mm)*

$IS (n)$ = tampungan awal / *Soil Storage* bulan ke-n (mm)

SMC = kelembaban tanah/ *Soil Storage Moisture (mm)* antara 50-250 mm

- SMC (n) = kelembaban tanah bulan ke – n
- SMC (n-1) = kelembaban tanah bulan ke – (n-1)
- WS = *water surplus* / volume air berlebih

3. Limpasan (run off) dan tampungan air tanah (ground water storage)

$$V_{(n)} = k.V_{(n-1)} + 0,5.(1-k). I_{(n)} \dots\dots\dots Rumus 2-32$$

$$dV_n = V_{(n)} - V_{(n-1)} \dots\dots\dots Rumus 2-33$$

di mana :

- $V_{(n)}$ = volume air tanah bulan ke-n
- $V_{(n-1)}$ = volume air tanah bulan ke-(n-1)
- k = faktor resesi aliran air tanah diambil antara 0-1,0
- I = koefisien infiltrasi diambil antara 0-1,0

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

4. 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

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

$$Debit = \frac{aliran\ sungai \times luas\ DAS}{satu\ bulan(dtk)} \dots\dots\dots Rumus 2-34$$

2.9 PENELUSURAN BANJIR (FLOOD ROUTING)

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. Jadi penelusuran banjir ada dua, untuk mengetahui perubahan *inflow* dan *outflow* pada waduk dan *inflow* pada satu titik dengan suatu titik di tempat lain pada sungai (C.D. Soemarto, 1999).

Perubahan *inflow* dan *outflow* akibat adanya faktor tampungan, menyebabkan pada suatu waduk terdapat inflow banjir (I) akibat adanya banjir dan *outflow* (O) apabila muka air waduk naik dan melimpas di atas *spillway*. (Soemarto, 1999).

$I > O$, berarti tampungan Waduk naik. Elevasi muka air pada Waduk naik.

$I < O$, berarti tampungan Waduk turun. Elevasi muka air pada Waduk turun.

Pada penelusuran banjir berlaku persamaan kontinuitas (Sosrodarsono & Takeda, 1993) :

$I - O = \Delta S$Rumus 2-35

di mana :

ΔS = Perubahan tampungan air di waduk

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

$$\left[\frac{I_1 + I_2}{2} \right] * \Delta t - \left[\frac{O_1 + O_2}{2} \right] * \Delta t = S_2 - S_1 \dots\dots\dots \text{Rumus 2-36}$$

Dalam penelusuran banjir pada waduk, maka langkah yang diperlukan adalah :

1. Menentukan *hidrograf inflow* sesuai skala perencanaan.
2. Menyiapkan data hubungan antara volume dan area waduk dengan elevasi waduk (lengkung kapasitas).
3. Menentukan atau menghitung debit limpasan *spillway* waduk pada setiap ketinggian air di atas *spillway* dan dibuat dalam grafik.
4. Ditentukan kondisi awal waduk (muka air waduk) pada saat dimulai *routing*. Hal ini diperhitungkan terhadap kondisi yang paling bahaya dalam rangka pengendalian banjir.
5. Menentukan periode waktu peninjauan t_1, t_2, \dots , dst, periode waktu (t_2-t_1) semakin kecil bertambah baik.

Selanjutnya perhitungan dilakukan dengan Tabel 2-15, seperti contoh di bawah (dengan cara analisis langkah demi langkah).

Tabel 2-15 Contoh Tabel Flood Routing dengan Step By Step Method

(Kodoatie dan Sugiyanto, 2000)

Waktu ke	t	I inflow	Ir Rata-rata	Vol Ir*t	Asumsi el. Waduk	O outflow	Or Rata-rata	Vol Or*t	S Storage	Kumulatif storage x 10 ³	Elv. muka air waduk
1		1			70	0				1000	70
2	60	3	2	720	71,2	2	1	3600	3600	1003,6	71,1
dst											

2.10 PERHITUNGAN VOLUME TAMPUNGAN WADUK

Kapasitas tampung yang diperlukan untuk sebuah adalah :

$$V_n = V_u + V_e + V_i + V_s \dots \dots \dots \text{Rumus 2-37}$$

di mana :

- V_n = volume tampungan waduk total (m³)
- V_u = volume hidup untuk melayani berbagai kebutuhan (m³)
- V_e = volume penguapan dari kolam waduk (m³)
- V_i = jumlah resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh waduk (m³)
- V_s = ruangan yang disediakan untuk sedimen (m³)

2.10.1 Volume Tampungan Untuk Melayani Kebutuhan

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

2.10.2 Volume Kehilangan Air Oleh Penguapan

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

$$V_e = E_a \times S \times A_g \times d \dots \dots \dots \text{Rumus 2-38}$$

di mana :

- V_e = volume air yang menguap tiap bulan (m³)

- E_a = evaporasi hasil perhitungan (mm/hari)
- S = penyinaran matahari hasil pengamatan (%)
- A_g = luas permukaan kolam waduk pada setengah tinggi tubuh waduk (m^2)
- d = jumlah hari dalam satu bulan

Untuk memperoleh nilai evaporasi dihitung dengan rumus sebagai berikut :

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

di mana :

- ea = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)
- ed = tekanan uap sebenarnya (mm/Hg)
- V = kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah

2.10.3 Volume Resapan Waduk

Besarnya volume kehilangan air akibat resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh waduk 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 waduk, sebagai berikut :

$$V_i = K \cdot V_u \dots \dots \dots \text{Rumus 2-39}$$

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 Waduk.

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

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

2.10.4 Volume yang Disediakan Untuk Sedimen

Dalam perhitungan angkutan sedimen ini bertujuan untuk mendapatkan debit total sedimen pada waduk. Volume sedimen yang ditampung di dalam waduk dihitung berdasarkan pada besarnya laju sedimentasi tahunan, dimana volume sedimen dihitung berdasarkan pada besarnya debit sedimen dikalikan dengan umur rencana waduk tersebut. Perhitungan sedimen menggunakan Tabel 2-16 dan Tabel 2-17.

Tabel 2-16 Tabel untuk Memperoleh Angka Satuan Sedimen di Daerah Aliran Sungai

Topografi	Geografi	Daerah Aliran Sungai				
		2	5	10	30	50
Stadium Permulaan Pembentukan	Zone A		100 - 300	300 - 800	800 - 1200	
	Zone B		100 - 200	200 - 500	500 - 1000	
	Zone C		100 - 150	150 - 400	400 - 800	
Stadium Akhir Pembentukan	Zone A		100 - 200	200 - 500	500 - 1000	
	Zone B		100 - 150	150 - 400	400 - 1000	
	Zone C		50 - 100	100 - 350	300 - 500	
Stadium Pertengahan	Zone B		50 - 100	100 - 350	300 - 500	
	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	

(Suyono Sosrodarsono Kensaku Takeda, 1977)

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

- a. Untuk karakteristik topografi dirumuskan dan dibedakan seperti yang tertera pada Tabel 2-17.

Tabel 2-17 Karakteristik Topografi Daerah Aliran Sungai

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

(Suyono Sosrodarsono Kensaku Takeda, 1977)

b. 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.

Volume angkutan sedimen adalah volume sedimen yang ditampung di dalam waduk selama umur rencana waduk selama T tahun. Volume angkutan sedimen dihitung berdasarkan pada besarnya angkutan sedimen tahunan.

$$\text{Volume akibat sedimen} = Q \text{ sedimen} * \text{Umur rencana} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-40}$$

2.11 WADUK

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

Faktor yang menentukan didalam pemilihan tipe waduk adalah:

1. Keadaan klimatologi setempat
2. Keadaan hidrologi setempat
3. Keadaan geologi setempat
4. Tersedianya bahan bangunan
5. Keadaan lingkungan setempat

Tabel 2-18 Karakteristik Waduk Beton dan Urugan (Soedibyo, 1993)

Waduk Urugan	Waduk Beton
1.Untuk lembah yang lebar	1.Untuk lembah yang sempit.
2.Alas lebar (beban/luas alas)kecil	2.Alas sempit (beban/luas alas) besar.
3.Daya dukung pondasi tidak perlu terlalu kuat.	3. Daya dukung pondasi harus kuat.
4.Material timbunan dapat diambil disekitar lokasi.	4.Bahan belum tentu ada di sekitar calon waduk dan membutuhkan semen PC dalam jumlah besar.
5.Harga konstruksi relatif murah	5.Harga konstruksi relatif mahal.
6.Adanya bahaya rembesan, memungkinkan terjadinya longsor.	6.Diperlukan bangunan yang kokoh dan stabil.
7.Bangunan pengelak banjir tidak terletak pada satu lokasi	7.Bangunan pengelak banjir dapat menjadi satu dengan tubuh waduk

2.11.1 Tipe Waduk

Tipe Waduk dapat dikelompokkan menjadi empat keadaan yaitu :

2.11.1.1 Tipe Waduk Berdasar Tujuan Pembangunannya

- (1). Waduk dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*) adalah waduk yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk kebutuhan air baku atau irigasi (pengairan) atau perikanan darat atau tujuan lainnya tetapi hanya satu tujuan saja.
- (2). Waduk serbaguna (*multipurpose dams*) adalah waduk yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan misalnya : irigasi (pengairan), air minum dan PLTA, pariwisata dan irigasi dan lain-lain.

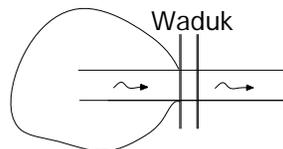
2.11.1.2 Tipe Waduk Berdasar Penggunaannya

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

2.11.1.3 Tipe Waduk Berdasar Letaknya Terhadap Aliran Air

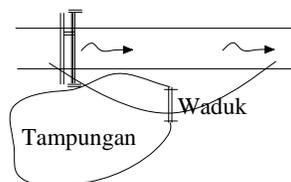
Ada dua tipe yaitu waduk yaitu waduk pada aliran (*on stream*) dan waduk di luar aliran air (*off stream*) (Sudibyo, 1993).

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



Gambar 2-5 Waduk On Stream

- (2). Waduk di luar aliran air (*off stream*) adalah waduk yang umumnya tidak dilengkapi *spillway*, karena biasanya air dibendung terlebih dahulu di *on stream*-nya baru disuplesi ke tampungan. Kedua tipe ini biasanya dibangun berbatasan dan dibuat dari beton, pasangan batu atau pasangan bata.



Gambar 2-6 Waduk Off Stream

2.11.1.4 Tipe Waduk Berdasar Konstruksinya

- (1). Waduk urugan (*embankment dams*)
 - (a) Waduk urugan serba sama (*homogeneous dams*)
 - (b) Waduk urugan berlapis-lapis (*zone dams, rockfill dams*)

- (2). Waduk beton (*concrete dams*)
 - (a) Waduk beton berdasar berat sendiri (*concrete gravity dams*)

Adalah waduk beton yang didesain untuk menahan beban dan gaya yang bekerja padanya hanya berat sendiri saja.

- (b) Waduk beton dengan penyangga (*concrete buttress dams*)

Adalah waduk beton yang mempunyai penyangga untuk menyalurkan gaya-gaya yang bekerja padanya. Banyak dipakai apabila sungainya sangat lebar dan keadaan geologinya baik.

- (c) Waduk beton berbentuk lengkung (*concrete arch dams*)

Adalah waduk beton yang didesain untuk menyalurkan gaya-gaya yang bekerja padanya lewat abutment kiri dan abutment kanan waduk.

- (d) Waduk beton kombinasi (*combination concrete dams*)

Adalah waduk beton dengan kombinasi antara lebih dari satu tipe.

2.11.2 Sedimentasi

Dalam merencanakan sebuah waduk diperlukan penelitian-penelitian yang seksama terhadap problema yang diakibatkan sedimentasi dalam waduk. Oleh karena itu perlu dipertimbangkan adanya kapasitas mati yang antara lain dipergunakan untuk penampungan endapan sedimen yang masuk ke dalam waduk dan tertahan di dasarnya. Sedimentasi sebagai penyebab utama berkurangnya fungsi layanan. Waduk didefinisikan sebagai penumpukan bahan sedimen di suatu lokasi akibat terjadinya erosi baik erosi permukaan maupun erosi tebing yang terjadi di daerah tangkapan air dan terbawa oleh aliran air sampai ke lokasi tersebut (Suyono S., 1977).

Walaupun di abad ini kemajuan teknologi yang sudah demikian majunya, akan tetapi pengerukan endapan sedimen pada suatu waduk secara ekonomis belumlah memadai.

Sebagian besar masalah erosi disebabkan oleh faktor air, meskipun angin dapat juga menyebabkan erosi. Erosi dan sedimentasi merupakan masalah yang berkaitan. satu sama lain (Sumarto,1987).

Eksplorasi lahan secara besar-besaran yang dilakukan didaerah tangkapan air dan mengabaikan aspek konservasi lahan dapat merupakan penyebab terjadinya erosi tanah yang menjadi sumber bahan sedimen.

Berbagai faktor yang menyebabkan terjadinya sedimentasi diantaranya adalah :

1. Kondisi Curah Hujan

Curah hujan yang cukup tinggi akan menyebabkan laju sedimentasi (*sediment yield rate*) cukup tinggi. Faktor curah hujan berkaitan dengan faktor-faktor jenis tanah, kondisi topografi dan penutup lahan. Jatuhnya air hujan dengan intensitas yang tinggi pada permukaan tanah jenis-jenis tertentu akan menyebabkan kerusakan pada permukaan tanah sehingga tanah tererosi dan butir-butir tanah akan terangkut oleh aliran air hujan menjadi sedimentasi. Curah hujan baik dalam jumlah dan intensitas yang tinggi merupakan faktor utama penyebab terjadinya erosi sehingga menjadi sedimentasi.

2. Kondisi Geologi

Erosi permukaan tanah yang terjadi di suatu daerah tidak banyak berkaitan dengan faktor-faktor geologi daerah yang bersangkutan. Kondisi geologi yang berpengaruh terhadap proses terjadinya erosi tanah adalah sebagai berikut :

3. Jenis Batuan dan Tanah

Jenis-jenis batuan dan tanah yang terdapat pada suatu daerah akan mempengaruhi cepat atau lambatnya proses erosi terjadi di daerah tersebut. Masing-masing jenis batuan mempunyai sifat-sifat yang berbeda-beda dan mempunyai ketahanan terhadap pengaruh alam yang berbeda-beda pula. Jenis tanah yang berbutir kasar akan lebih mudah tererosi dari pada jenis tanah yang berbutir halus. Oleh karena itu cepat atau lambatnya proses terjadinya erosi tergantung pula dari jenis batuan maupun jenis tanah yang membentuk kulit bumi.

4. Struktur Geologi

Kondisi struktur geologi berpengaruh terhadap proses terjadinya erosi yang merupakan sumber bahan endapan sedimen. Struktur geologi yang mempunyai sesar dan kekan akan cenderung mudah longsor, terkikis dan tererosi.

5. Kondisi Penutup Lahan

Penutup lahan dengan jenis-jenis tumbuhan yang berbeda-beda mempunyai pengaruh yang berbeda-beda pula terhadap proses terjadinya erosi permukaan tanah. Lahan yang masih tertutup dengan tumbuhan-tumbuhan yang lebat seperti hutan akan mempunyai pengaruh yang berbeda dengan kondisi lahan yang terbuka atau gundul terhadap lajunya erosi tanah dibawahnya. Semakin luas lahan yang terbuka pada suatu daerah akan semakin tinggi volume bahan sedimen yang dihasilkan.

6. Kondisi Tata Guna Lahan

Tata guna lahan di daerah tangkapan air suatu Waduk akan mempengaruhi laju sedimentasi. Semakin luas penggunaan lahan sebagai budidaya tanaman musiman tanpa adanya konservasi yang baik pada daerah tangkapan air akan menyebabkan tingginya sedimentasi yang dihasilkan. Oleh karena itu pengaturan tata ruang khususnya di daerah tangkapan air harus menjadi perhatian yang serius dan diimplementasikan sesuai dengan rencana dan undang-undang atau peraturan yang berlaku.

7. Kondisi Topografi

Kondisi topografi di daerah tangkapan air (DAS) mempunyai pengaruh terhadap laju hasil sedimentasi, dan faktor ini juga berkaitan dengan faktor-faktor lainnya. Kondisi permukaan tanah yang berbukit-bukit dan mempunyai kemiringan yang besar akan lebih banyak menghasilkan bahan sedimentasi.

8. Kondisi Jaringan Pematusan Alam

Faktor ini berpengaruh terhadap laju sedimentasi yang berkaitan dengan kerapatan, kemiringan bentuk dan dimensi alur. Kondisi limpasan permukaan, karakteristik sedimen dan sifat hidraulik alur akan saling berkaitan dalam menghasilkan laju sedimen.

2.11.3 Pemilihan Lokasi

Waduk merupakan salah satu bagian dari proyek secara keseluruhan maka letaknya juga dipengaruhi oleh bangunan-bangunan lain seperti bangunan pelimpah, bangunan penyadap, bangunan pengeluaran, bangunan untuk pembelokan sungai dan lain-lain.

Untuk menentukan lokasi waduk, harus memperhatikan beberapa faktor yaitu :

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

2.11.4 Rencana Teknis Pondasi

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

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

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

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

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

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

Besarnya daya dukung batas terutama ditentukan oleh :

1. Kekuatan geser tanah yang terdiri dari kohesi (C) dan sudut geser dalam (Φ)
2. Berat isi tanah (γ)
3. Kedalaman pondasi (Z_f)
4. Lebar dasar pondasi (B)

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

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FK} \dots\dots\dots Rumus 2-41$$

Perhitungan daya dukung batas untuk pondasi dangkal pada kondisi umum:

1. Pondasi menerus

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5B \gamma \cdot N_\gamma \dots\dots\dots Rumus 2-42$$

2. Pondasi persegi

$$q_{ult} = 1,3 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,4B \gamma \cdot N_\gamma \dots\dots\dots Rumus 2-43$$

dimana :

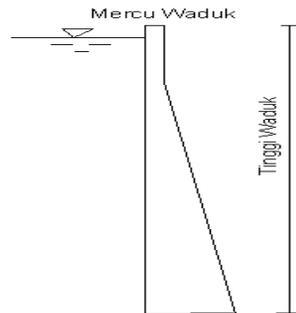
- q_a = kapasitas daya dukung ijin
- q_{ult} = kapasitas daya dukung maximum
- FK = faktor keamanan (*safety factor*)
- N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas daya dukung Terzaghi
- c = kohesi tanah
- γ = berat isi tanah
- B = dimensi untuk pondasi menerus dan persegi (m)

2.11.5 Perencanaan Tubuh Waduk

Beberapa istilah penting mengenai tubuh waduk :

1. Tinggi Waduk

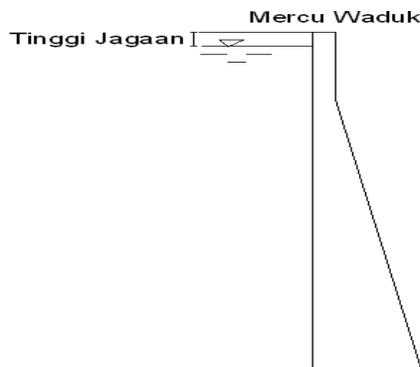
Tinggi waduk adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu waduk. Apabila pada waduk dasar dinding kedap air atau zona kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui hulu mercu waduk dengan permukaan pondasi alas waduk tersebut.



Gambar 2-7 Tinggi Waduk

2. Tinggi Jagaan (*free board*)

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



Gambar 2-8 Tinggi Jagaan (*Free Board*) Waduk

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

- a. Debit banjir yang masuk waduk.
- b. Gelombang akibat angin.
- c. Pengaruh pelongsoran tebing-tebing di sekeliling waduk.
- d. Gempa.
- e. Penurunan tubuh waduk.

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

Tinggi jagaan minimum diperoleh sebagai perbedaan antara elevasi puncak waduk 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.

3. Lebar Puncak

Lebar puncak dari waduk tipe beton ditentukan berdasarkan pertimbangan kontur dan elevasi dari lokasi waduk.

4. Perhitungan Hubungan Elevasi terhadap Volume Waduk

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

Perhitungan didasarkan pada data peta topografi dengan beda tinggi kontur 10 m. Cari luas permukaan waduk yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan dengan menggunakan rumus pendekatan volume sebagai berikut (Bangunan Utama KP-02,1986) :

$$V_x = \frac{1}{3} * Z * (F_y + F_x + \sqrt{F_y * F_x}) \dots\dots\dots Rumus 2-44$$

dimana :

V_x = volume pada kontur X

Z = beda tinggi antar kontur

F_y = luas pada kontur Y

F_x = luas pada kontur X

5. Panjang Waduk

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

2.11.6 Gaya – Gaya yang Bekerja Pada Waduk

2.11.6.1 Gaya Vertikal

(1) Berat sendiri bendungan

Karena ukuran bendungan tidak teratur maka dibagi menjadi beberapa bagian dan masing-masing bagian dihitung stabilitas konstruksinya. Untuk memudahkan mencari titik tangkap gaya maka dibagi lagi menjadi empat persegi panjang dan segi tiga.

Untuk mencari titik tangkap gaya ke arah vertikal dan horisontal, jadi jarak b dan a, maka dicari momen terhadap titik C. Untuk memudahkan kontrol perhitungan dibuat secara tabel.

Tabel 2-19 Kontrol Perhitungan Titik Tangkap Gaya Arah Vertikal dan Horizontal

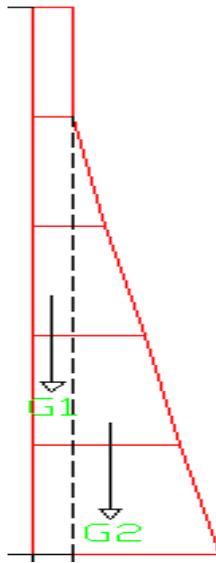
No Irisan	Berat sendiri (G) Ton	Jarak Horizontal ke titik C b (m)	G.b ton.m	Jarak Vertikal ke titik C a (m)	G.a ton.m
1	$G_1 = 1/2 b_1 \cdot h_1 \cdot \gamma_{beton}$	$2/3 \cdot b_1$	$G_1 \cdot 2/3 b_1$	$1/3 \cdot h_1$	$G_1 \cdot 1/3 h_1$
2	$G_2 = b_2 \cdot h_2 \cdot \gamma_{beton}$	$b_1 + 1/2 b_2$	$G_2 \cdot (b_1 + 1/2 b_2)$	$1/2 \cdot h_2$	$G_2 \cdot 1/2 h_2$
	ΣG		$\Sigma G \cdot b$		$\Sigma G \cdot a$

dimana $\gamma_{beton} = 2,4 \text{ t/m}^3$

Jarak titik tangkap gaya resultante berat sendiri

pada arah horizontal $b = \frac{\sum G \cdot b}{\sum G}$

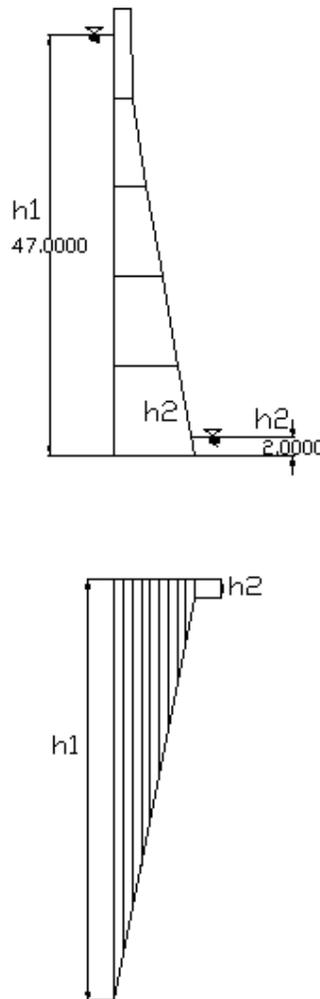
pada arah vertikal $a = \frac{\sum G \cdot a}{\sum G}$



Gambar 2-9 Gaya Akibat Berat Bendungan Sendiri

(2) Gaya tekan ke atas (uplift pressure)

Hukum Archimedes berlaku pula untuk konstruksi bendungan, yang gaya tekan ke atas sama dengan berat dari volume benda yang dipindahkan. Jadi akan sangat mengurangi berat beton, padahal makin berat betonnya akan makin stabil terhadap gaya geseran. Oleh karena itu harus diusahakan agar gaya tekan ke atas sekecil-kecilnya, dengan cara mengeluarkan air rembesan lewat lubang sumur pengering (*drainase wells*) atau menahan air rembesan dengan sementasi tirai.



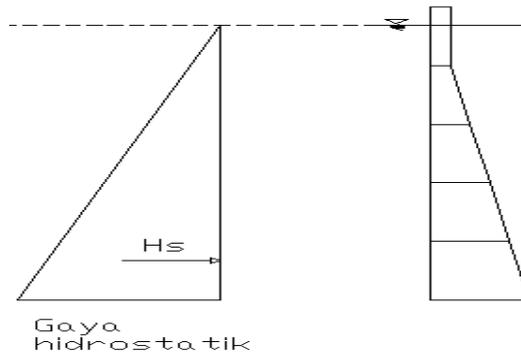
Gambar 2-10 Gaya Akibat Gaya Tekan ke Atas (*Uplift*)

2.11.6.2 Gaya Horisontal

(1) Gaya Hidrostatik

Merupakan air yang menekan bendungan ada atau tanpa angin.

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma_{\text{air}} \text{ dimana } h = \text{tinggi air}$$



Gambar 2-11 Gaya Hidrostatik

(2) Berat Lumpur

Berat lumpur di sebelah hulu bendungan (W_1) apabila berbentuk miring sebagian atau seluruhnya. Sebagai permukaan lumpur diambil hasil perhitungan berdasar sedimentasi akhir yang direncanakan. Perhitungan berat dan titik tangkapnya dilakukan seperti pada air, hanya tinggi dan berat volumenya yang berlainan.

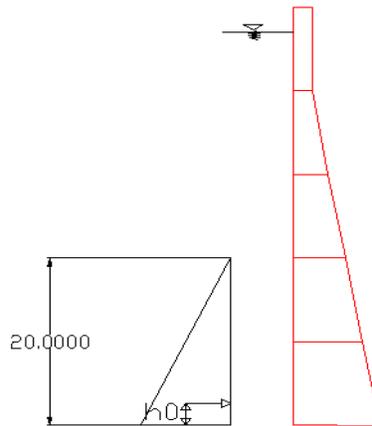
$$W = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma_{\text{lumpur}}$$

dimana :

W = berat lumpur

h = tinggi lumpur

$$\gamma_{\text{lumpur}} = 1,6 \text{ t/m}^3$$



Gambar 2-12 Gaya Akibat Tekanan Lumpur

(3) Gaya sebagai akibat gempa

Untuk bendungan yang relatif tidak tinggi (kurang dari 30 m) maka koefisien gempa dapat diambil dari tabel berdasar lokasi rencana bendungan, akan tetapi untuk bendungan yang lebih tinggi dari 30 m perlu diadakan penelitian yang dilakukan oleh para ahli. Gaya sebagai akibat gempa sama dengan berat bendungan sendiri \times koefisien gempa dan titik beratnya juga sama dengan titik berat bendungan dan arahnya horisontal menekan bendungan.

2.11.7 Rencana Teknis Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

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

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

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

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

$$Q = \frac{2}{3} x C_d x B x \sqrt{2/3 x g x h^{3/2}} \dots\dots\dots Rumus 2-45$$

dimana :

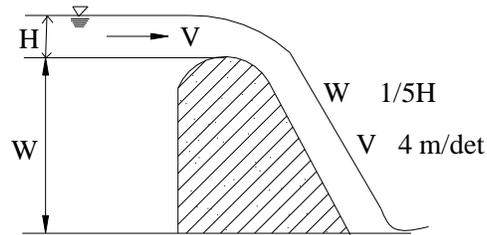
- Q = debit aliran (m³/s)
- C_d = koefisien limpahan
- B = lebar efektif ambang (m)
- h = tinggi energi di atas ambang (m)
- g = percepatan grafitasi (m/s)

Lebar efektif ambang dapat dihitung dengan rumus (Sosrodarsono & Takeda, 1977) :

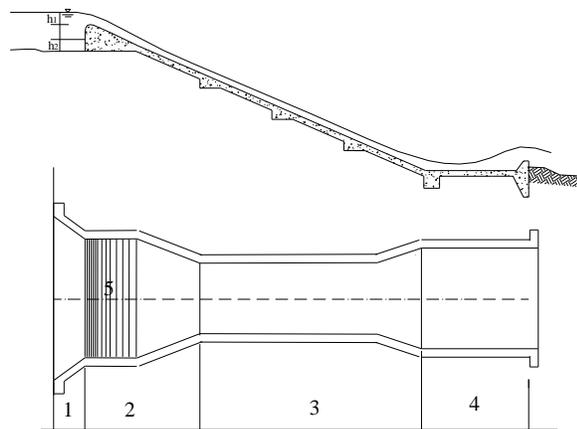
$$L_e = L - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H \dots\dots\dots Rumus 2-46$$

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 2-13 Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada sebuah pelimpah
(Sosrodarsono & Takeda, 1977)

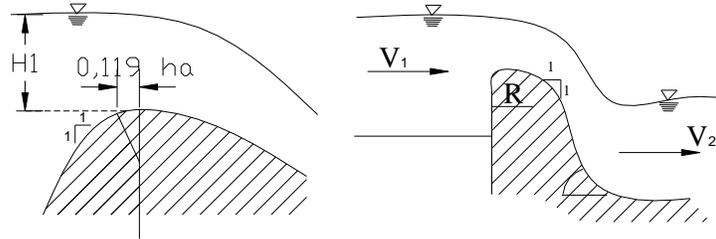


Gambar 2-14 Penampang memanjang bangunan pelimpah
(Sosrodarsono & Takeda, 1977)

Keterangan Gambar :

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

Bentuk-bentuk mercu :



Gambar 2-15 Bentuk mercu Bulat dan Ogee (Sosrodarsono & Takeda, 1977)

2) Saluran/Pipa Pembawa/Peluncur

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

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

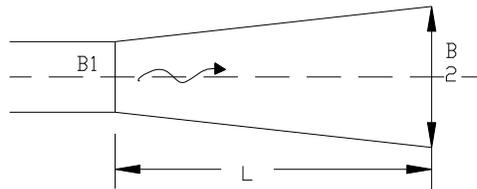
- a. Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan.
- b. Agar konstruksi saluran peluncur cukup kukuh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- c. Agar biaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin

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.

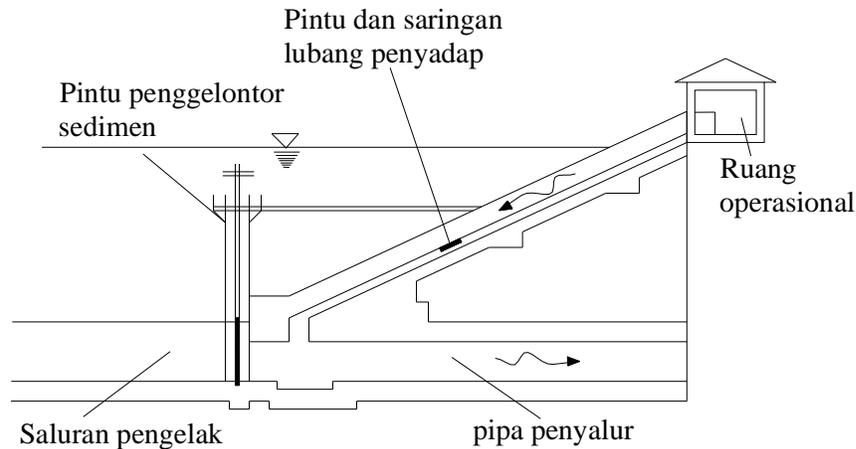


Gambar 2-16 Bagian berbentuk terompet dari saluran peluncur pada bangunan pelimpah
(Sosrodarsono & Takeda, 1977)

2.11.8 Rencana Teknis Bangunan Penyadap

Komponen terpenting bangunan penyadap pada waduk adalah penyadap, pengatur dan penyalur aliran. Pada hakekatnya bangunan penyadap sangat banyak macamnya tetapi yang sering digunakan ada 2 macam yaitu bangunan penyadap tipe sandar dan bangunan penyadap tipe menara.

2.11.8.1 Bangunan Penyadap Sandar (*inclined outlet conduit*).



Gambar 2-17 Komponen bangunan penyadap tipe sandar
(Sosrodarsono & Takeda, 1977)

Bangunan penyadap sandar adalah bangunan penyadap yang bagian pengaturnya terdiri dari terowongan miring yang berlubang-lubang dan bersandar pada tebing sungai. Karena terletak pada tebing sungai maka diperlukan pondasi batuan atau pondasi yang terdiri dari lapisan yang kukuh untuk menghindari kemungkinan keruntuhan pada konstruksi sandaran oleh pengaruh fluktuasi dari permukaan air dan kelongsoran waduk. Sudut kemiringan pondasi sandaran dibuat tidak lebih dari 60° kecuali pondasinya terdiri dari batuan yang cukup kukuh.

Berat timbunan tubuh waduk biasanya mengakibatkan terjadinya penurunan-penurunan tubuh terowongan. Untuk mencegah terjadinya penurunan yang membahayakan, maka baik pada terowongan penyadap maupun pada pipa penyalur datar dibuatkan penyangga (*supporting pole*) yang berfungsi pula sebagai tempat sambungan bagian-bagian pipa yang bersangkutan.

Beban-beban luar yang bekerja pada terowongan penyadap adalah :

1. Tekanan air yang besarnya sama dengan tinggi permukaan air waduk dalam keadaan penuh.
2. Tekanan timbunan tanah pada terowongan.
3. Berat pintu dan penyangir serta fasilitas-fasilitas pengangkatnya serta kekuatan operasi dan fasilitas pengangkatnya.
4. Gaya-gaya hidrodinamis yang timbul akibat adanya aliran air dalam terowongan.
5. Kekuatan apung terowongan yang dihitung 100% terhadap volume terowongan luar.

Apabila terjadi vakum di dalam terowongan, maka gaya-gaya yang ditimbulkannya, merupakan tekanan-tekanan negatif.

(a). Lubang Penyadap

Kapasitas lubang-lubang penyadap dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

1. Untuk lubang penyadap yang kecil.

$$Q = C.A.\sqrt{2gh} \dots\dots\dots Rumus 2-47$$

di mana :

- Q = debit penyadap sebuah lubang (m³/det)
- C = koefisien debit ±0,62
- A = luas penampang lubang (m²)
- g = grafitasi (9,8 m/det²)
- H = tinggi air dari titik tengah lubang ke permukaan (m)

2. Untuk lubang penyadap yang besar.

$$Q = \frac{3}{2} B.C.\sqrt{2g\{(H_2 + h_a)^{3/2}(H_1 + h_a)^{2/3}\}} \dots\dots\dots Rumus 2-48$$

di mana :

- B = lebar lubang penyadap (m)
- H₁ = kedalaman air pada tepi atas lubang (m)
- H₂ = kedalaman air pada tepi bawah lubang (m)

h_a = tinggi tekanan kecapatan didepan lubang penyadap (m)

V_a = kecepatan aliran air sebelum masuk kedalam lubang penyadap (m/det)

Biasanya dianggap harga $V_a = 0$, sehingga rumus diatas berubah menjadi :

$$Q = \frac{2}{3} B.C. \sqrt{2g(H_2^{3/2} - H_1^{2/3})} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-49}$$

Apabila lubang penyadap yang miring membentuk sudut θ dengan bidang horisontal, maka :

$$Q_i = Q \sec \theta \dots\dots\dots \text{Rumus 2-50}$$

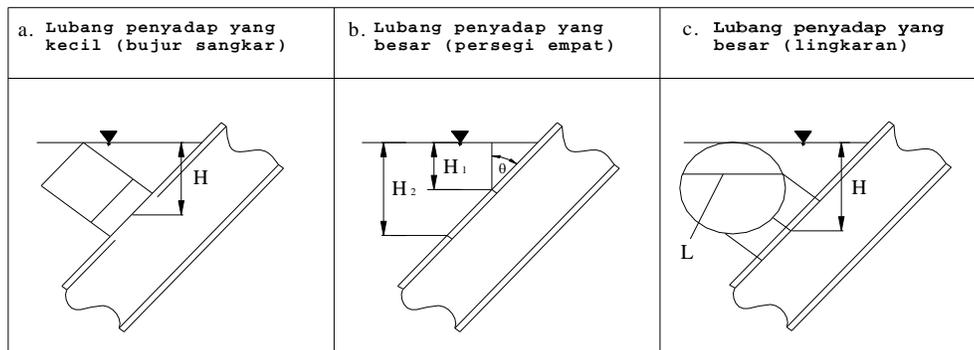
3. Untuk lubang penyadap dengan penampang bulat.

$$Q = C.\pi.r^2.\sqrt{2gH} \dots\dots\dots \text{Rumus 2-51}$$

di mana :

r = radius lubang penyadap (m)

Rumus tersebut berlaku untuk $H/r > 3$



Gambar 2-18 Skema perhitungan untuk lubang-lubang penyadap
(Sosrodarsono & Takeda, 1977)

Ketinggian lubang penyadap ditentukan oleh perkiraan tinggi sedimen selama umur ekonomis waduk.

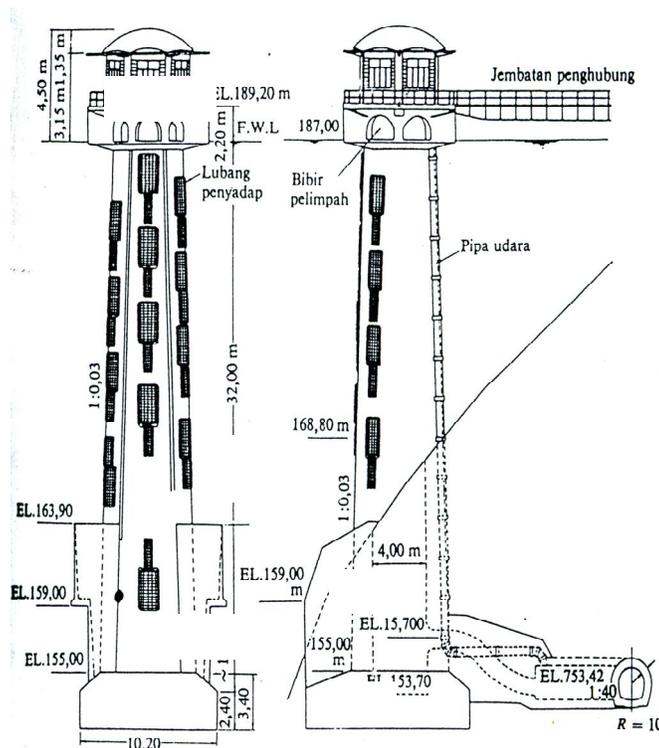
2.11.8.2 Bangunan Penyadap Menara (outlet tower)

Bangunan penyadap menara adalah bangunan penyadap yang bagian pengaturnya terdiri dari suatu menara yang berongga di dalamnya dan pada dinding menara tersebut terdapat lubang-lubang penyadap yang dilengkapi pintu-pintu.

Pada hakekatnya konstruksinya sangat kompleks serta biayanya pun tinggi. Hal ini disebabkan oleh hal-hal penting yang mengakibatkan adanya keterbatasan yaitu :

1. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berdiri sendiri, sehingga semua beban luar yang bekerja pada menara tersebut harus ditampung keseluruhan oleh pondasi.
2. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berat, sehingga membutuhkan pondasi yang kokoh dengan kemampuan daya dukung yang besar.

Bangunan didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan ekonomis dan bangunan, pembuat bangunan penyadap menara kurang menguntungkan apalagi bila menara yang dibutuhkan cukup tinggi..



Gambar 2-19 Contoh bentuk bangunan penyadap tipe menara

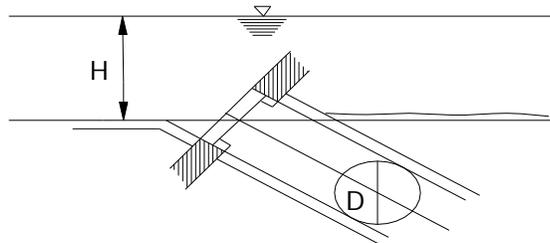
2.11.8.3 Pintu-pintu Air dan Katub pada Bangunan Penyadap

Perbedaan antara pintu-pintu air dan katub adalah pintu air terdiri dari dua bagian yang terpisah yaitu pintu yang bergerak dan bingkai yang merupakan tempat dimana pintu dipasang. Sedangkan pada katub antara katub yang bergerak dan dinding katub (yang berfungsi sebagai bingkai) merupakan satu kesatuan.

Perhitungan konstruksi pintu air dan katub didasarkan pada beban-beban yang bekerja yaitu :

1. Berat daun pintu sendiri
2. Tekanan hidrostatis pada pintu
3. Tekanan sedimen
4. Kekuatan apung
5. Kelembaman dan tekanan hidrodinamika pada saat terjadinya gempa bumi.

Tekanan air yang bekerja pada bidang bulat yang miring (P_0), dengan skema pada Gambar 2-20.



Gambar 2-20 Tekanan hidrostatis yang bekerja pada bidang bulat yang miring
(Sosrodarsono & Takeda, 1977)

di mana :

- P = Resultan seluruh tekanan air (t)
- γ = berat per unit volume air ($l \text{ t/m}^3$)
- B = lebar daun pintu yang menampung tekanan air (m)
- H = tinggi daun pintu yang menampung tekanan air (m)
- H_1 = tinggi air di udik daun pintu (m)
- H_2 = perbedaaan antara elevasi air di udik dan hilir daun pintu (m)
- H_3 = tinggi air di hilir daun pintu (m).

2.12 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.

2.13 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 :

$$H_{net} = H_{bruto} - \Delta H \dots\dots\dots Rumus 2-52$$

$$\sum H_f = \Delta H + \sum k \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots Rumus 2-53$$

(O.F. Patty, 1995, Tenaga Air, hal. 40)

dimana :

- ΔH = 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 :

$$H_f = \left(\frac{\delta}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots Rumus 2-54$$

(O.F. Patty, 1995, Tenaga Air, hal. 40)

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)

2.14 DAYA YANG DIHASILKAN PLTM

2.14.1 Macam daya yang dihasilkan

Daya yang dihasilkan oleh PLTM dapat digolongkan sebagai berikut :

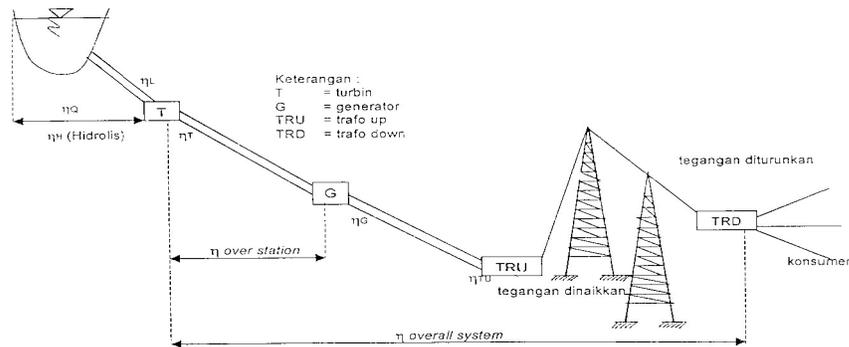
1. Daya maksimum yaitu daya terbesar yang dapat dibangkitkan PLTM. Pada umumnya yang disebut output dari PLTM adalah daya maksimum ini.
2. Daya pasti (firm output) yaitu daya yang dibangkitkan selama 355 hari dalam setahun untuk PLTM aliran langsung dan 365 hari dalam setahun untuk PLTM jenis waduk.

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.

2.14.2 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 2-21 berikut :



Gambar 2-21 Skema Perjalanan air hingga menjadi tenaga listrik

Daya teoritis = $9,8 Q H$ (kW)
 Daya turbin = $9,8 \eta_t Q H$ (kW)
 Daya generator = $9,8 \eta_g Q H$ (kW)
 (M.M. Dandekar, 1991, PLTA, hal.12)

Daya generator pada umumnya disebut output PLTM. Sedangkan pada PLTA 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 :

$$P_i = \frac{9.8 \cdot Q \cdot H}{(\eta_m - \eta_p)} \dots\dots\dots Rumus 2-55$$

(O.F. Patty, 1995, Tenaga Air, hal. 157)

Pada umumnya, daya yang masuk (input) untuk PLTA 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 :

$$P_{keluar} = 9,81 * Q_r * H_n * EOV(kW) \dots\dots\dots Rumus 2-56$$

dimana :

Q_r = debit rencana

H_n = terjun bersih

EOV = overall efisiensi

2.14.3 Perhitungan tenaga yang dibangkitkan

Tenaga yang dihasilkan adalah tenaga listrik yang dibangkitkan oleh PLTM. 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 :

$$\eta_{TG} = \eta_T * \eta_G \dots\dots\dots Rumus 2-57$$

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

2.15 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

$$\Delta h = \frac{\varphi \left(\frac{S}{b} \right)^3 V}{2g \sin \alpha} \dots\dots\dots Rumus 2-58$$

(O.M. Fatty, 1995, Tenaga Air, hal. 40)

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

2.16 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 :

$$Q = A * V \dots\dots\dots Rumus 2-59$$

(M.M. Dandekar, 1991, PLTA, hal. 362)

dimana :

Q = debit air

A = luas penampang basah

V = kecepatan air

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

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

B = lebar saluran

H = tinggi air

P = keliling basah

R = jari – jari hidrolis

N = koefisien manning

I = kemiringan dasar saluran

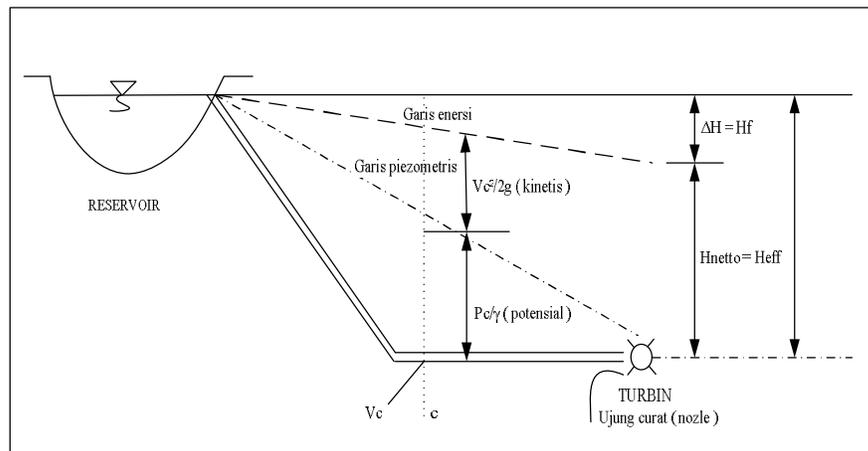
2.17 PEMILIHAN JENIS TURBIN

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 waduk. 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 2-22.



Gambar 2-22 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 PLTA 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 mendapatkan H efektif sebesar mungkin, turbin harus ditempatkan serendah mungkin.

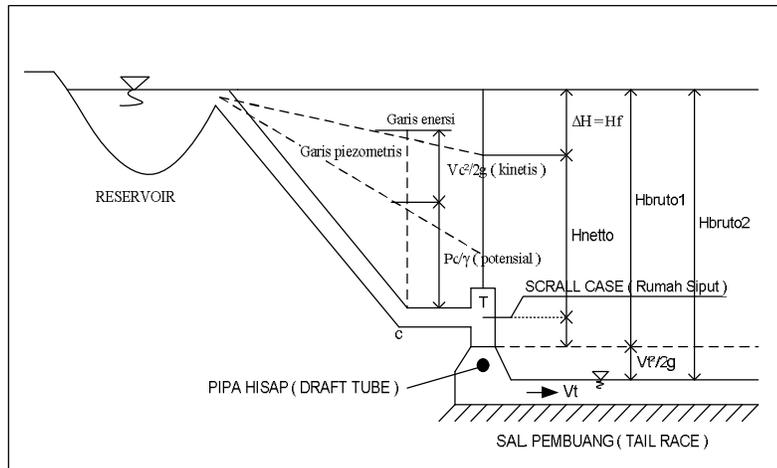
b. Turbin *Banki*

Turbin *Banki* merupakan salah satu turbin yang sangat berguna bagi PLTM, 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. PLTM 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 2-23.



Gambar 2-23 Perjalanan air dari reservoir ke turbin pada turbin reaksi

Pada turbin reaksi memerlukan *draft tube* (pipa hisap). Contoh turbin reaksi :

a. Turbin *Francis*

Turbin *Francis* dilengkapi rumah spiral yang berfungsi membagi rata air yang diterima dari pipa 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.