

---

---

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 ANALISIS HIDROLOGI

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi, seperti besarnya : curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai yang selalu mengalami perubahan.

Data hidrologi dianalisis untuk membuat keputusan dan menarik kesimpulan mengenai fenomena hidrologi berdasarkan sebagian data hidrologi yang dikumpulkan. Dalam perencanaan bendung, analisis hidrologi akan digunakan untuk menentukan debit banjir rencana dan debit andalan.

#### 2.2 CURAH HUJAN RENCANA

Berdasarkan peta jaringan stasiun hidrologi, dapat diketahui letak titik data terhadap jaringan keseluruhan dan dapat diketahui daerah yang dapat diwakili oleh data tersebut. Data hujan memuat catatan tinggi hujan harian dari stasiun hujan. Data hujan dapat berasal dari stasiun hujan otomatis ataupun manual. Data hujan dari stasiun hujan otomatis menginformasikan catatan hujan setiap waktu, data ini digunakan untuk analisis distribusi hujan.

Dari data hujan yang ada dapat diketahui tinggi hujan pada titik-titik yang ditinjau, dan selanjutnya dapat dipergunakan untuk analisis debit banjir akibat hujan. Analisis selanjutnya diarahkan untuk memperkirakan besarnya debit banjir dengan berbagai kala ulang kejadian.

##### 2.2.1 Cara Rata-rata Hitung

Cara menghitung rata-rata aritmatis (*arithmetic mean*) adalah cara yang paling sederhana. Metode rata-rata hitung adalah dengan menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran selama satu periode tertentu dan

---

---

membaginya dengan banyaknya tempat pengukuran. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut :

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

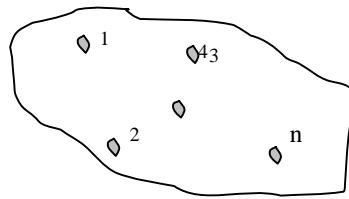
Di mana :

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

$R_1 \dots R_2$  = besarnya curah hujan pada masing-masing stasiun (mm)

n = banyaknya stasiun hujan

(Dalam : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



**Gambar 2.1 Sketsa stasiun curah hujan cara rata-rata hitung**

## 2.2.2 Cara Poligon Thiessen

Cara ini memperhitungkan luas daerah yang mewakili dari stasiun – stasiun hujan yang bersangkutan, untuk digunakan sebagai faktor bobot dalam perhitungan curah hujan rata-rata.

$$\overline{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

$$= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A}$$

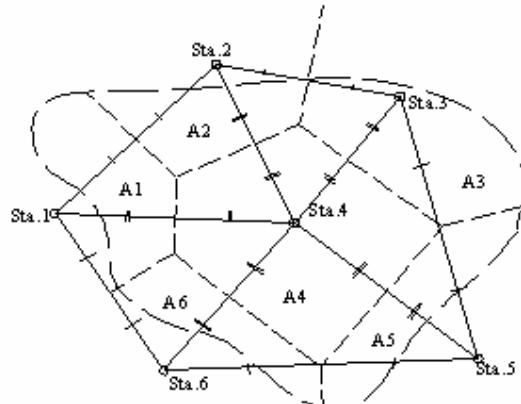
$$\bar{R} = R_1W_1 + R_2W_2 + \dots + R_nW_n \quad \dots \quad (2.2)$$

Di mana :  $\bar{R}$  = curah hujan rata-rata (mm)

R1...R2...Rn = curah hujan masing-masing stasiun (mm)

$W_1 \dots W_2 \dots W_n$  = faktor bobot masing-masing stasiun  
yaitu % daerah pengaruh terhadap luas keseluruhan.

(Dalam : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



**Gambar 2.2 Pembagian daerah pengaruh dengan cara poligon Thiessen**

### 2.2.3 Perhitungan curah hujan rencana dengan periode ulang

Setelah mendapatkan curah hujan rata-rata dari beberapa stasiun yang berpengaruh di daerah aliran sungai, selanjutnya dianalisis secara statistik untuk mendapatkan pola sebaran yang sesuai dengan sebaran curah hujan rata-rata yang ada. Sebaran yang digunakan dalam perhitungan daerah curah hujan adalah :

- a. Sebaran normal

$$C_S = 0$$

- b. Sebaran log normal

- ### c. Sebaran Gumbel

$C_s \leq 1,1396$ ;  $C_k \leq 5,4002$

- d. Sebaran log Pearson III

$$Cs \neq 0$$

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum (Ri - \bar{R})^4 \quad \dots \dots \dots \quad (2.6)$$

Di mana :

Cs = Koefisien Kemencengan (skewness)

Ck = Koefisien Kurtosis

Cv = Koefisien variasi

Ri = Curah hujan masing-masing pos (mm)

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

Sx = Standart deviasi

(Dalam : Hidrologi untuk Pengairan, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Dengan mengikuti pola sebaran yang sesuai selanjutnya dihitung curah hujan rencana dalam beberapa periode ulang yang akan digunakan untuk mendapatkan debit banjir rencana. Sebelum menghitung debit banjir maka dilakukan uji keselarasan.

Uji keselarasan dimaksudkan untuk menetapkan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi *statistic sample* data yang dianalisa. Ada dua jenis keselarasan (*Goodness of Fit Test*), yaitu uji keselarasan ***Chi Kuadrat*** dan ***Smirnov Kolmogorof***. Pada tes ini biasanya yang diamati adalah nilai hasil perhitungan yang diharapkan.

### 1. Uji keselarasan Chi Kuadrat

Prinsip metode ini didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas, dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca dalam kelas tersebut atau dengan membandingkan nilai Chi – kwadrat ( $X^2$ ) dengan nilai Chi Kwadrat kritis ( $X_{Cr}^2$ ).

## Persamaan Chi – Kwadrat:

(Dalam : Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Soewarno)

Di mana:

$\chi^2$  = Harga Chi kwadrat terhitung

$X^2_{Cr}$  = Harga Chi kwadrat kritik

Ef = Frekuensi yang diharapkan

Of = Frekuensi yang terbaca

Prosedur perhitungan uji Chi Kuadrat adalah :

1. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil
  2. Hitunglah jumlah kelas yang ada ( $K$ ) =  $1 + 3,322 \log n$ . Dalam pembagian kelas disarankan agar setiap kelas terdapat minimal tiga buah pengamatan.

$$Ef = \left[ \frac{\sum n}{\sum K} \right] \quad \dots \dots \dots \quad (2.8)$$

4. Hitunglah banyaknya Of untuk masing – masing kelas.
  5. Hitung nilai  $X_{Cr}^2$  untuk setiap kelas kemudian hitung nilai total  $X_{Cr}^2$  dari tabel Chi Kwadrat untuk derajat nyata tertentu yang sering diambil sebesar 5% dengan parameter derajat kebebasan.

Derajat kebebasan dihitung dengan rumus:

$$DK = K - (R + 1)$$

Di mana:      DK      = Derajat kebebasan

K = Banyaknya kelas

R = Banyaknya ketertarikan, untuk sebaran Chi Kwadrat umumnya diambil dua

Nilai  $X_{Cr}^2$  didapat dari Tabel 2.1 untuk derajat kebebasan dan derajat nyata tertentu.

**Tabel 2.1 Nilai kritis untuk Distribusi *Chi Kuadrat***

Dk	Derajat Kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.0000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.100	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.0717	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.69	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	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188

Dk	Derajat Kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	214.92	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.161	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.17	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	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.52	11.524	13.120	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	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

(Sumber : DR. Ir. Suripin, Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan , 2004)

## 2. Uji keselarasan *Smirnov Kolmogorof*

Dengan membandingkan probabilitas untuk tiap variabel dari distribusi empiris dan teoritis didapat perbedaan ( $\Delta$ ) tertentu.

$$\alpha = \frac{P_{\max}}{P_{(x)}} - \frac{P_{(xi)}}{\Delta_{cr}} \quad \dots \dots \dots \quad (2.9)$$

Rumus :

**Tabel 2.2 Nilai Delta Kritis untuk Uji Keselarasan *Smirnov Kolmogorof***

n	A			
	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	0.00
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	1.693/n

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

---

Untuk mendapatkan debit banjir rencana digunakan curah hujan rencana yang didapat berdasarkan perhitungan dengan menggunakan jenis sebaran yang cocok.

### 2.2.3.1 Metode Gumbel

$$\text{Rumus : } X_T = \bar{X} + \frac{(Y_t - Y_n)}{S_n} \times S_x \quad \dots \dots \dots \quad (2.10)$$

Di mana :  $X_T$  = hujan harian dengan periode ulang T tahun (mm)

$\bar{X}$  = curah hujan rata-rata hasil pengamatan (mm)

$Y_t$  = *reduced variate*, parameter Gumbel untuk periode T tahun

$Y_n$  = *reduced mean*, merupakan fungsi dari banyaknya data (n)

$S_n$  = *reduced standar deviasi*, merupakan fungsi dari banyaknya data (n)

$$S_x = \text{standar deviasi} = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad \dots \dots \dots \quad (2.11)$$

$X_i$  = curah hujan maksimum tahun ke i (mm)

n = lamanya pengamatan

(Dalam : DPU Pengairan, metode Perhitungan Debit Banjir, SK SNI M-18-1989-F)

**Tabel 2.3 Reduced Mean (Yn)**

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.507	0.51	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.522
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.53	0.582	0.5882	0.5343	0.5353
30	0.5363	0.5371	0.538	0.5388	0.5396	0.54	0.541	0.5418	0.5424	0.543
40	0.5463	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5468	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.553	0.5533	0.5535	0.5538	0.554	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.555	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.557	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.558	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.8898	0.5599
100	0.56									

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

**Tabel 2.4 Reduced Standard Deviation (S)**

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

## Tabel 2.5 Reduced Variate (Yt)

Periode Ulang	<i>Reduced Variate</i>
2	0.3665
5	1.4999
10	2.2502
20	2.9606
25	3.1985
50	3.9019
100	4.6001
200	5.2960
500	6.2140
1000	6.9190
5000	8.5390
10000	9.9210

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

### **2.2.3.2 Metode distribusi *Log Pearson III***

$$\text{Nilai rata-rata : } \overline{\log x} = \frac{\sum_{l=1}^n \log x}{n} \quad \dots \dots \dots \quad (2.13)$$

$$\text{Standar deviasi : } S_{LogX} = \sqrt{\frac{\sum_{l=1}^n (Log X - \overline{LogX})^2}{n-1}} \quad \dots \dots \dots (2.14)$$

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (LogXi - \overline{LogX})^3}{(n-1)(n-2)S_{LogX}^3} \quad \dots \dots \dots \quad (2.15)$$

Di mana : LogXt = Logaritma curah hujan dalam periode ulang T tahun (mm)

$\overline{\log X}$  = Rata – rata logaritma curah hujan

n = Jumlah pengamatan

Cs = Koefisien Kemencengan

(Dalam : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

**Tabel 2.6 Harga k untuk Distribusi Log Pearson III**

Kemencengan	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
(CS)	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	1.840	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	6.990	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	5.525
0.2	-0.033	0.831	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	0.830	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

Kemencengan	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.200	1.216	1.280
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.089	1.097	1.130
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	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	1.798	0.799	0.800	0.802
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

### **2.3 DEBIT BANJIR RENCANA**

Metode untuk mendapatkan debit banjir rencana dapat menggunakan metode sebagai berikut :

### 2.3.1 Metode Rasional

Metoda ini adalah tertua dan yang terkenal di antara rumus – rumus empiris. Metoda ini banyak digunakan untuk sungai – sungai biasa dengan daerah pengaliran yang luasnya lebih dari  $100 \text{ km}^2$ , dan juga perencanaan drainase daerah pengaliran yang relatif sempit.

### Rumus :

Di mana :

**Q** = Debit maksimum ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )

C = koefisien limpasan (lihat Tabel 2.7)

I = Intensitas curah hujan selama waktu konsentrasi (mm/jam)

A = Luas DAS (km<sup>2</sup>)

**Tabel 2.7 Koefisien limpasan (oleh Dr. Mononobe)**

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

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, Hidrologi Untuk Pengairan)

### 2.3.2 Metode Haspers

Analisis metode ini pada dasarnya merupakan metode empiris dengan persamaan umum sebagai berikut :

1. Koefisien Aliran ( $\alpha$ ) dihitung dengan rumus

Di mana :  $A = \text{luas DAS (km}^2\text{)}$

2. Koefisien Reduksi ( $\beta$ ) dihitung dengan rumus

Di mana :  $\beta$  = koefisien reduksi

$t$  = waktu konsentrasi (jam)

$$A \equiv \text{luas DAS (km}^2\text{)}$$

3. Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus

Di mana :  $t$  = waktu konsentrasi/lama hujan terpusat (jam)

L = panjang sungai (km)

i = kemiringan sungai

4. Modul maksimum menurut Haspers dirumuskan

$$R_t = R + S_x \cdot U$$

Di mana :  $R_t$  = curah hujan dengan kala ulang T tahun (mm)

$t$  = waktu konsentrasi/lama hujan terpusat (jam)

R = curah hujan maksimum rata-rata (mm)

$S_x$  = simpangan baku (standart deviasi)

$U$  = variabel simpangan untuk kala ulang T tahun

## 5. Intensitas Hujan

Untuk  $t < 2$  jam

$$Rt = \frac{t \times R_{24}}{t + 1 - 0,0008(260 - R_{24})(2-t)} \dots \dots \dots (2.22)$$

Untuk  $2 < t < 19$  jam

Untuk  $19 < t < 30$  hari

dengan,

$t$  = waktu konsentrasi/lama hujan terpusat (jam)

R = curah hujan maksimum rata-rata (mm)

**Sx = simpangan baku (standart deviasi)**

### 2.3.3 Metode FSR Jawa Sumatra

Metode ini merupakan suatu cara sederhana untuk memprediksi puncak banjir.

Persamaan yang digunakan :

$$Q = GF \cdot MAF$$

$$\text{MAF} = 8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{AREA}^v \cdot \text{APBAR}^{2,455} \cdot \text{SIMS}^{0,177} \cdot (1 \pm \text{LAKE})^{-0,85}$$

APBAR = PBAR . ARF

SIMS = H / MSL

---


$$\text{LAKE} = \frac{\text{Luas Danau}}{\text{Luas DAS}}$$

$$V = 1,02 - 0,0275 \log (\text{AREA})$$

Parameter yang digunakan :

AREA : Luas DAS ( $\text{km}^2$ )

PBAR : Hujan 24 jam maksimum merata tahunan (mm), diperoleh dengan dua cara sebagai berikut :

- Menggunakan peta hujan 24 jam maksimum merata tahunan di Pulau Jawa.
- Menggunakan rumus PBAR =  $\frac{\text{Jumlah hujan harian maksimum}}{\text{Jumlah pengamatan}}$

APBAR : Rata-rata tahunan dari hujan tahunan terbesar di daerah aliran (mm)

ARF : Faktor reduksi (Tabel 2.8)

SIMS : Indeks kemiringan =  $H / MSL$

H : Beda tinggi antara titik pengamatan dengan ujung sungai tertinggi (m)

MSL : Panjang sungai sampai titik pengamatan (km)

LAKE : Indek danau

AREA : Luas daerah aliran ( $\text{km}^2$ )

V : Eksponen dari AREA

MAF : Debit maksimum rata-rata tahunan ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

GF : *Growth factor* kala ulang T tahun (Tabel 2.9)

Q : Debit banjir rencana

(Dalam : Joesron Loebis, 1990)

**Tabel 2.8 Faktor reduksi (ARF)**

DAS ( $\text{km}^2$ )	ARF
1 - 10	0,99
10 - 30	0,97
30 - 3000	$1,52 - 0,0123 \log A$

(Sumber : Joesron Loebis, 1999)

**Tabel 2.9 Growth Factor (GF)**

Return Period	Luas Catchment area (km <sup>2</sup> )					
T	<180	300	600	900	1200	>1500
5	1,28	1,27	1,24	1,22	1,19	1,17
10	1,56	1,54	1,48	1,49	1,47	1,37
20	1,88	1,84	1,75	1,70	1,64	1,9
50	2,35	2,30	2,18	2,10	2,03	1,95
100	2,78	2,72	2,57	2,47	2,37	2,27

(Sumber : Joesron Loebis, 1999)

#### **2.3.4 Metode *Passing Capacity***

Untuk menentukan besar debit banjir dengan memperhatikan keadaan alam, keadaan sungai juga tinggi air dengan rumus hidrologi. Maka dapat diperkirakan besar debit yang digunakan dalam perencanaan menggunakan rumus:

$$V = k \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots \dots \dots \quad (2.26)$$

Di mana :  $Q$  = volume banjir yang melalui tampang per satuan waktu (  $\text{m}^3/\text{dt}$  )

A = luas penampang basah ( m<sup>2</sup> )

$V$  = kecepatan aliran ( m/dt )

R = jari-jari hidrolis ( m )

P = keliling penampang basah sungai (m)

i = kemiringan sungai

k = koefisien

## 2.4 ANALISIS KETERSEDIAAN AIR

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan umumnya menentukan kebutuhan maksimum air irigasi pada suatu proyek irigasi. Faktor – faktor penting yang menentukan besarnya kebutuhan air untuk penyiapan lahan adalah :

- Lamanya waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan pekerjaan penyiapan lahan.
  - Jumlah air yang diperlukan untuk penyiapan lahan.

---

Untuk perhitungan kebutuhan air dengan data klimatologi diperlukan tabel – tabel koefisien sebagai berikut :

**Tabel 2.10 Koefisien suhu (Tabel 1a – b) ((f(T.ai).10^-2)**

Suhu Udara (0celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	8,370	8,380	8,400	8,410	8,420	8,430	8,440	8,460	8,470	8,480
21	8,430	8,500	8,510	8,520	8,530	8,540	8,550	8,700	8,570	8,590
22	8,600	8,610	8,620	8,630	8,640	8,650	8,670	8,680	8,690	8,710
23	8,720	8,730	8,740	8,760	8,770	8,780	8,790	8,810	8,820	8,930
24	8,840	8,850	8,860	8,880	8,890	8,900	8,910	8,930	8,940	8,950
25	8,960	8,970	9,980	9,000	9,010	9,020	9,030	9,050	9,060	9,070
26	9,080	9,090	9,100	9,120	9,130	9,140	9,150	9,170	9,180	9,190
27	9,200	9,210	9,220	9,240	9,250	9,260	9,270	9,270	9,300	9,310
28	9,320	9,330	9,350	9,366	9,370	9,390	9,400	9,410	9,430	9,440
29	9,450	9,460	9,470	9,490	9,500	9,510	9,520	9,540	9,550	9,560
30	9,570	9,580	9,600	9,610	9,620	9,640	9,650	9,660	9,680	9,690

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

**Tabel 2.11 Koefisien suhu (1a – b) (d.^-1.10^2)**

Suhu Udara (0celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	1,840	1,860	1,870	1,880	8,420	1,910	1,910	1,920	1,930	1,940
21	1,960	1,970	1,980	1,990	8,530	2,020	2,020	2,040	2,050	2,060
22	2,070	2,080	2,090	2,100	8,640	2,120	2,140	2,150	2,160	2,170
23	2,180	2,190	2,210	2,220	8,770	2,240	2,260	2,270	2,280	2,290
24	2,300	2,320	2,330	2,340	8,890	2,370	2,380	2,400	2,410	2,420
25	2,430	2,450	2,460	2,470	9,010	2,500	2,510	2,520	2,540	2,550
26	2,560	2,570	2,590	2,600	9,130	2,630	2,640	2,660	2,670	2,690
27	2,700	2,710	2,730	2,740	9,250	2,780	2,890	2,810	2,820	2,840
28	2,860	2,870	2,880	2,900	9,370	2,920	2,940	2,950	2,960	2,980
29	2,990	3,010	3,020	3,040	9,500	3,070	3,080	3,100	3,110	3,130
30	3,140	3,160	3,180	3,190	9,620	3,230	3,240	3,260	3,280	3,290

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

---

---

---

**Tabel 2.12 Tekanan udara (Tabel 1a – b) ((Pwa.z)sa)**

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

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

**Tabel 2.13 Koefisien tekanan udara (tabel 1a – b) (g+d)**

Suhu Udara (0celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	1,58	1,58	1,59	1,60	1,60	1,61	1,61	1,62	1,63	1,63
21	2,64	1,65	1,66	1,66	1,66	1,67	1,68	1,68	1,69	1,70
22	1,70	1,71	1,72	1,72	1,73	1,74	1,75	1,75	1,75	1,76
23	1,77	1,78	1,78	1,79	1,83	1,80	1,81	1,82	1,82	1,83
24	1,83	1,84	1,85	1,86	1,87	1,87	1,88	1,89	1,89	1,90
25	1,91	1,92	1,92	1,93	1,94	1,94	1,95	1,96	1,97	1,98
26	1,98	1,99	2,00	2,01	2,01	2,01	2,03	2,04	2,04	2,05
27	2,06	2,07	2,08	2,08	2,09	2,09	2,10	2,11	2,12	2,13
28	2,14	2,15	2,16	2,17	2,18	2,18	2,19	2,20	2,21	2,22
29	2,23	2,24	2,25	2,25	2,26	2,26	2,28	2,29	2,30	2,31
30	2,32	2,33	2,34	2,35	2,36	2,36	2,38	2,38	2,39	2,40

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

---

**Tabel 2.14 Koefisien tekanan udara dan angin (Tabel Pennman 2) (f(T.dp))**

Harga Pz.wa	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
15	0.195	0.194	0.194	0.193	0.192	0.191	0.190	0.189	0.188	0.187
16	0.186	0.185	0.184	0.183	0.182	0.181	0.180	0.179	0.178	0.177
17	0.176	0.175	0.175	0.174	0.173	0.172	0.171	0.170	0.169	0.168
18	0.167	0.166	0.165	0.164	0.163	0.162	0.161	0.160	0.159	0.158
19	0.157	0.156	0.156	0.155	0.154	0.153	0.152	0.151	0.150	0.149
20	0.148	0.147	0.146	0.145	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.139
21	0.137	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128
22	0.127	0.126	0.125	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120	0.119	0.117
23	0.116	0.115	0.114	0.113	0.112	0.111	0.110	0.109	0.108	0.107
24	0.106	0.105	0.104	0.103	0.102	0.101	0.100	0.099	0.097	0.096
25	0.095	0.094	0.093	0.092	0.091	0.090	0.089	0.088	0.087	0.086

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

**Tabel 2.15 Koefisien angin (Tabel Pennman 3) (g.f(u2))**

Kec.Pd U <sup>2</sup> M/dt	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0,086	0,095	0,104	0,123	0,132	0,142	0,151	0,151	10,160	0,169
1	0,178	0,187	0,197	0,206	0,215	0,225	0,234	0,244	0,258	0,262
2	0,271	0,280	0,290	0,299	0,308	0,318	0,327	0,337	0,346	0,355
3	0,364	0,373	0,382	0,392	0,401	0,410	0,420	0,429	0,438	0,447
4	0,456	0,465	0,475	0,484	0,493	0,503	0,512	0,522	0,531	0,540
5	0,549	0,558	0,570	0,548	0,586	0,599	0,605	0,614	0,624	0,633
6	0,642	0,651	0,550	0,670	0,678	0,688	0,698	0,707	0,716	0,725
7	0,734	0,743	0,752	0,762	0,771	10,780	0,790	0,799	0,808	0,817
8	0,826	0,835	0,845	0,854	0,863	0,873	0,882	0,891	0,901	0,910
9	0,919	0,928	0,938	0,947	0,956	0,966	0,975	0,984	0,994	1,003
10	1,012	0,021	1,031	1,040	1,049	1,059	1,068	1,077	1,087	1,096

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

---

**Tabel 2.16 Tekanan udara (Tabel Pennman 4) (OA.Hsh.10^-2)**

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

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

**Tabel 2.17 Koefisien radiasi matahari (Tabel Pennman 5) (a.sh.f@)**

Lintang Selatan	r										
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
0	0,218	0,257	0,265	0,335	0,374	0,413	0,452	0,491	0,530	0,569	0,603
6	0,216	0,255	0,294	0,333	0,372	0,411	0,450	0,489	0,280	0,567	0,606
10	0,214	0,253	0,292	0,331	0,370	0,409	0,449	0,487	0,526	0,565	0,604
20	0,204	0,243	0,282	0,321	0,360	0,399	0,438	0,477	0,526	0,555	0,591
30	0,188	0,227	0,266	0,305	0,344	0,383	0,422	0,461	0,500	0,539	0,573
40	0,167	0,206	0,245	0,284	0,323	0,362	0,401	0,440	0,479	0,518	0,557
50	0,140	0,179	0,218	0,257	0,296	0,335	0,374	0,413	0,452	0,491	0,530
60	0,120	0,159	0,198	0,237	0,276	0,315	0,354	0,393	0,432	0,471	0,510
70	0,074	0,113	0,152	0,191	0,230	0,269	0,308	0,347	0,386	0,425	0,461
80	0,019	0,058	0,097	0,136	0,175	0,214	0,253	0,292	0,331	0,370	0,409
90	0,00	0,039	0,078	0,117	0,156	0,195	0,234	0,273	0,312	0,351	0,390

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

---

---

**Tabel 2.18 Kebutuhan air selama penyiapan lahan**

Eo+p Mm/hari	T=30 Hari		T=45 hari	
	S=250 mm	S=300 mm	S=250 mm	S=300 mm
5,0	11,1	12,7	8,4	9,5
5,5	11,4	13,0	8,8	9,8
6,0	11,7	13,3	9,1	10,4
6,5	12,0	13,6	9,4	10,4
7,0	12,3	13,9	9,8	10,8
7,5	12,6	14,2	10,1	11,4
8,0	13,0	14,5	10,5	11,4
8,5	13,3	14,8	10,8	11,8
9,0	13,6	15,2	11,2	12,1
9,5	14,0	15,5	11,6	12,5
10,0	14,3	15,8	12,0	12,9
10,5	14,7	16,2	12,4	13,2
11,0	15,0	16,5	12,8	13,6

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

**Tabel 2.19 Koefisien Curah Hujan Untuk Padi**

Bulan	Golongan					
	1	2	3	4	5	6
0,5	0,36	0,18	0,12	0,09	0,07	0,06
1,0	0,70	0,53	0,35	0,26	0,21	0,18
1,5	0,40	0,55	0,46	0,36	0,29	0,24
2,0	0,40	0,40	0,50	0,46	0,37	0,31
2,5	0,40	0,40	0,40	0,48	0,45	0,37
3,0	0,40	0,40	0,40	0,40	0,46	0,44
3,5	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,45
4,0	0,20	0,20	0,27	0,30	0,32	0,33
4,5			0,13	0,20	0,24	0,27
5,0				0,10	0,16	0,20
5,5					0,08	0,13
6,0						0,07

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

**Tabel 2.20 Koefisian Tanaman Padi dan Palawija Menurut Nedeco / Prosida**

Periode Tengah Bulanan ke	PADI		PALAWIJA	KETERANGAN
	Varitas biasa	Varitas unggul	Jagung	
1	1,20	1,2	0,50	*) untuk sisanya = 5 hari
2	1,20	1,27	0,59	
3	1,32	1,33	0,96	
4	1,40	1,30	1,05	
5	1,35	1,15	1,02	
6	1,24	0,00	0,95*)	
7	1,12			
8	0,00			

(Sumber : PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program 1985)

### 2.4.1 Evapotranspirasi

Untuk perhitungan evapotranspirasi digunakan rumus sebagai berikut :

$$ETo = \frac{1}{L^{-1}.\delta + \Delta(H_{sh}^{ne} - H_{10}^{ne})} + \frac{\delta Eq}{\delta + \Delta} \quad \dots \dots \dots (2.28)$$

(Dalam : Petunjuk Perhitungan Kebutuhan Air Irigasi, Subdin Pengairan DPU Jateng)

Di mana :

Eto : indeks evaporasi yang besarnya sama dengan evapotranspirasi dari rumput yang dipotong pendek (mm/hari).

$H_{sh}^{ne}$  : jaringan radiasi gelombang pendek ( Longley/day ).

$$-(1-\alpha)(0.29 \cos \Omega + 0.52 r \times 10^{-2})R$$

$$-(1-0,25)(0,29\cos\Omega+0,52r\times10^{-2})\times\alpha a^H sh*10^{-2}$$

$$= [ash * f(r)]^* \alpha a^H * sh * 10^{-2}$$

$\alpha$  : albedo, tergantung lapis permukaan yang ada, untuk rumput = 0,25

$\Omega$  : derajat lintang ( utara dan selatan )

R<sub>a</sub> : radiasi gelombang pendek maksimum secara teori (Longley/day)

$$-\alpha a^H s h * 10^{-2}$$

$H_{10}^{ne}$ : jaringan radiasi gelombang panjang (longlevs/day)

---

---

$$= 0,97 * \alpha * Tai^{-4} * (0,47 - 0,77\sqrt{e_d}) * [1 - 8/10(1-r)]$$

$$= f(Tai) * f(Tdp) * f(m)$$

$f(Tai)$ : efek dari temperatur radiasi gelombang panjang

$$= 0,47 - 0,77\sqrt{e_d}$$

$$m = 8(1-r)$$

$f(m)$  : efek dari angka nyata dan jam penyinaran matahari terang maksimum pada radiasi gelombang panjang.

$$= 1-m/10$$

$r$  : lama penyinaran sinar matahari relatif

$Eq$  : evaporasi yang dihitung pada saat temperatur permukaan sama dengan temperatur udara (mm/hr)

$$= 0,35(0,50+0,54*\mu_2)*(ea-ed)$$

$$= f(U2)*\left(Pz^{wa}\right)_{sa} - Pz^{wa}$$

$U^2$  : kecepatan angin ketinggian 2 m di atas tanah (m/dt)

$(Pz^{wa})_{sa} = ea =$  tekanan uap jenuh (mmHg)

$Pz^{wa} = ed =$  tekanan uap yang terjadi (mm/Hg)

$L$  : panas laten dari penguapan (longleys/minute)

$\Delta$  : kemiringan tekan uap air jenuh yang berlawanan dengan kurva temperatur pada temperatur udara (mmHg/oC)

$\delta$  : konstanta Bowen (0,49 mmHg/oC)

#### 2.4.2 Perkolasi dan Rembesan

Perkolasi adalah kehilangan air di petak sawah karena meresap ke bawah atau meresap ke samping. Besar perkolasi dipengaruhi oleh sifat – sifat tanah terutama sifat fisik tanah, yaitu tekstur tanah dan struktur tanah selain itu, juga dipengaruhi oleh kedalaman air tanah.

Koefisien perkolasi adalah sebagai berikut :

a. Berdasarkan kemiringan :

– lahan datar = 1 mm/hari

- 
- lahan miring > 5% = 2 – 5 mm/hari
- b. Berdasarkan tekstur :
- berat (lempung) = 1 – 2 mm/hari
  - sedang (lempung kepasiran) = 2 -3 mm/hari
  - ringan = 3 – 6 mm/hari
- (Dalam : Ir CD. Soemarto,BIE,Dipl.H,Hidrologi Teknik)

#### 2.4.3 Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit minimum sungai yang dapat dipakai untuk keperluan irigasi dengan kemungkinan 80 % terpenuhi. Perhitungan debit andalan bertujuan untuk menentukan areal persawahan yang dapat diairi. Perhitungan ini menggunakan cara analisis *water balance* dari DR. F.J. Mock berdasarkan data curah hujan, jumlah hari hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran.

Rumus :  $Q = (DRO+BF)*A$  .....(2.29)

(Dalam : Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

Di mana :

- $Q$  : debit andalan ( $m^3/dt$ )  
 $DRO$  : *direct run off* (mm/ha)  
= RSO+Ws-I  
 $RSO$  : *run off storm*  
 $Ws$  : *water surplus* (mm)  
 $BF$  : *base flow* (mm)  
= I-dVn  
 $dVn$  : perubahan volume *storage* (mm)  
 $A$  : luas *catchment area* ( $km^2$ )

Perhitungan debit andalan meliputi :

##### A. Data Curah Hujan

Data curah hujan yang dibutuhkan meliputi :

- $Rs$  : curah hujan bulanan (mm)  
 $n$  : jumlah hari hujan

---

## B. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi terbatas dihitung dari evapotranspirasi potensial metode Penman.

$$dE/Eto = (m/20)*(18-n)$$

$$dE = (m/20)*(18-n)*Eto$$

$$ET1 = Eto - dE$$

(Dalam : Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

Di mana :

$dE$  : selisih antara evapotranspirasi potensial dengan evapotranspirasi terbatas.

$Eto$  : evapotranspirasi potensial.

$ET1$  : evapotranspirasi terbatas.

$m$  : prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi

= 10%-40% untuk lahan yang tererosi

= 30%-50% untuk lahan pertanian yang diolah

## C. Keseimbangan Air Pada Permukaan Tanah

Rumus mengenai air hujan yang mencapai permukaan tanah sebagai berikut :

$$S = Rs - ET1$$

$$SMC(n) = SMC(n-1) + IS(n)$$

$$WS = S - IS$$

(Dalam : Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

Di mana :

$S$  : kandungan air tanah

$Rs$  : curah hujan bulanan (mm)

$ET1$  : evapotranspirasi terbatas

$IS$  : tampungan awal/*Innital storage* (mm)

$IS(n)$  : tampungan awal/*Innital storage* bulan ke-n (mm)

$SMC$  : kelembaban tanah/soil moisture content (mm) biasanya diambil antara 50-250 mm, jika porositas tanah lapisan atas besar maka SMC semakin tinggi.

$SMC(n)$  : kelembaban tanah bulan ke-n

$SMC(n-1)$  : kelembaban tanah bulan ke-(n-1)

$WS$  : water surplus (mm)

---

#### D. Run Off dan Ground Water Storage

$$V(n) = k * V(n-1) + 0,5 * (1-k) * I(n)$$

$$DV_n = V(n) - V(n-1)$$

(Dalam : Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

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 (0-1,0)

Nilainya tinggi jika tanah tersebut memiliki Permeable yang baik

I : koefisien infiltrasi (0-1,0)

Berdasarkan keadaan tanah, nilai infiltrasi semakin besar jika tanahnya seperti pasir halus, sedangkan lahan terjal dimana air tidak sempat terinfiltasi ke tanah nilainya akan kecil

## E. Aliran Sungai

Aliran dasar : infiltrasi – perubahan volume air dalam tanah

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

Aliran permukaan : volume air lebih-infiltrasi

DRO = WS-I

Aliran sungai : aliran permukaan + aliran dasar

$$Q = DRO + BF(n)$$

Debit : (aliran sungai \*luas DAS)/waktu

$$Q = \frac{DRO \times 10^{-3} \times A}{n \times 24 \times 3600} \quad (2.30)$$

(Dalam : Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

Di mana : n adalah jumlah hari dalam satu bulan

Hasil perhitungan debit andalan disajikan dalam tabel, kemudian hasil analisis tersebut dibandingkan dengan hasil analisis angka kebutuhan air.

---

## **2.5 TIPE-TIPE BENDUNG**

### **2.5.1 Umum**

Bangunan bendung merupakan bangunan yang dipakai untuk mengatur elevasi air di sungai atau dengan memperlebar pengambilan di dasar sungai.

Ada dua tipe bendung yang digunakan untuk mengatur elevasi air di sungai yaitu :

1. Bendung tetap
2. Bendung gerak

Sementara bendung pengambilan air di dasar sungai disebut juga bendung saringan bawah atau bendung *Tyroller*.

### **2.5.2 Bendung Tetap**

Bendung tetap adalah bangunan melintang sungai yang memberikan tinggi muka air minimum kepada bangunan tetap untuk keperluan irigasi.. Tipe ini paling umum di Indonesia.

### **2.5.3 Bendung Gerak**

Merupakan bangunan berpintu yang dibuka selama aliran besar. Bendung gerak dapat mengatur muka air di depan pengambilan agar air yang masuk tetap sesuai dengan kebutuhan irigasi, kesulitan pada bendung gerak adalah pintu harus tetap dijaga dan dioperasikan dengan baik dalam keadaan apapun.

---

## **2.6 PERENCANAAN HIDROLIS BENDUNG TETAP**

### **2.6.1 Bentang Bendung**

Bentang bendung adalah jarak antara pangkal-pangkal (*Abutment*) sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Persamaannya sebagai berikut:

(Dalam : Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Di mana :  $B_e$  = lebar efektif mercu ( m )

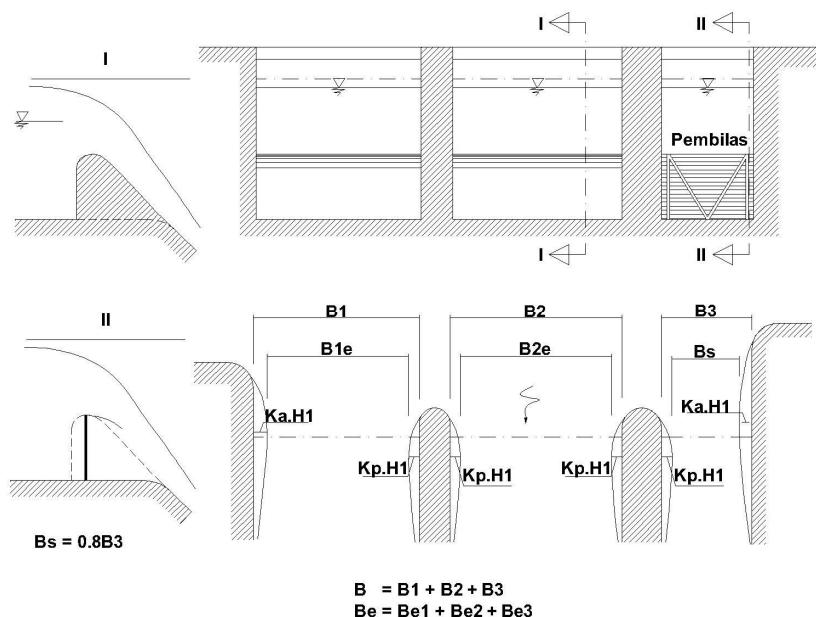
B = lebar mercu yang sebenarnya ( m )

n = jumlah pilar

Kp = koefisien konstraksi pilar

Ka = Koefisien konstraksi pangkal bendung

$H_1$  = tinggi energi (m )



Gambar 2.3 Lebar efektif mercu

### 2.6.2 Perencanaan Mercu

Di Indonesia pada umumnya menggunakan mercu tipe Ogee dan mercu tipe bulat.

#### 2.6.2.1 Mercu bulat

Bendung dengan mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi dibandingkan dengan koefisien bendung ambang lebar. Pada sungai, hal ini akan banyak memberikan keuntungan karena bangunan ini akan

mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisien debit menjadi lebih tinggi karena lengkung *streamline* dan tekanan negatif pada mercu.

Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara  $hd$  dan  $r$  ( $H_l/r$ ). Untuk bendung dengan dua jari – jari ( $R_2$ ), jari – jari hilir akan digunakan untuk menemukan harga koefisien debit.

Untuk menghindari bahaya *cavitas local*, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai  $-4$  m tekanan air jika mercu tersebut dari beton. Untuk pasangan batu tekanan *sub atmosfer* sebaiknya dibatasi sampai  $-1$  m tekanan air. Untuk menghitung debit yang melimpas di atas mercu digunakan rumus sebagai berikut:

(Dalam : Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi, PU Pengairan, Hal :80)

Di mana :  $Q$  = debit ( $m^3 / dt$ )

$C_d$  = koefisien debit ( $C_d = C_0C_1C_2$ )

**g = Percepatan gravitasi ( 9,8 m / dt<sup>2</sup> )**

Be = bentang efektif bendung ( m )

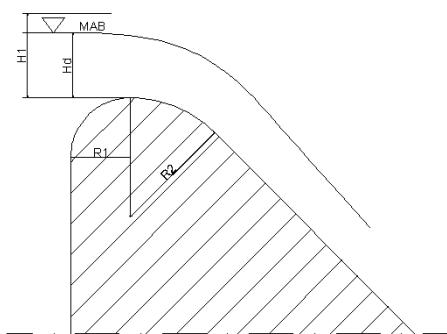
$H_1$  = Tinggi di atas mercu ( m )

$$C_0 = \text{fungsi } H_1/r$$

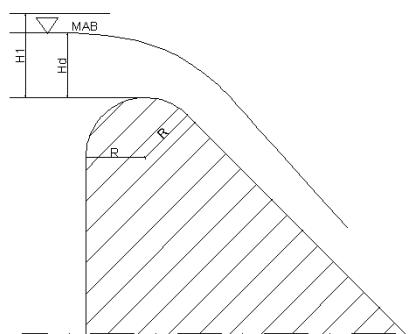
$$C_1 = \text{fungsi } p/H_1$$

$C_2 = \text{fungsi } p/H_1$  dan kemiringan muka hulu bendung

Bentuk - bentuk mercu bulat dapat dilihat pada Gambar 2.4 sebagai berikut :



( Dengan dua jari-jari )



( Dengan satu jari-jari )

**Gambar 2.4 Tipe Mercu Bulat**

### 2.6.2.2 Mercu Ogee

Mercu Ogee berbentuk tirai luapan bawah dari bendung ambang tajam (aerasi). Oleh karena itu, mercu tidak akan memberikan tekanan sub atmosfer pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu.

Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir U.S Army Corps of Engineers mengembangkan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{k} \left[ \frac{X}{hd} \right]^n \quad \dots \dots \dots \quad (2.33)$$

Di mana : X dan Y = koordinat-koordinat permukaan hilir

Hd = tinggi air rencana atas mercu ( m )

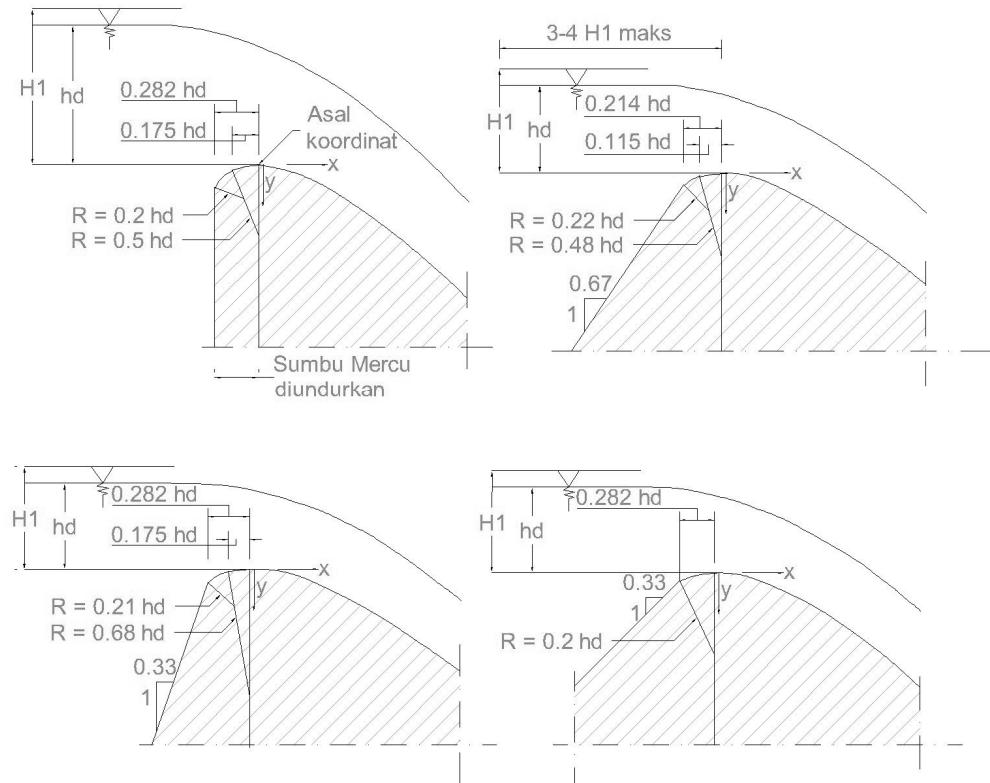
k dan n = parameter yang tergantung dari kemiringan permukaan hilir

**Tabel 2.21 Harga – harga k dan n**

Kemiringan permukaan hilir	k	n
Vertikal	2,000	1,850
3 : 1	1,936	1,836
3 : 2	1,939	1,810
1 : 1	1,873	1,776

( Sumber : Kp-02 Standar Perencanaan Irigasi )

Bentuk - bentuk mercu Ogee dapat dilihat pada Gambar 2.5 sebagai berikut :



**Gambar 2.5 Tipe Mercu Ogee**

Bangunan hulu mercu bervariasi disesuaikan dengan kemiringan permukaan hilir. Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung Ogee adalah :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2/3 \cdot g} \cdot Be \cdot H_1^{1.5}$$

Di mana :  $Q$  = debit ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )

$C_d$  = koefisien debit ( $C_d = C_0 C_1 C_2$ )

$g$  = Percepatan gravitasi ( $9,8 \text{ m} / \text{dt}^2$ )

$Be$  = bentang efektif bendung (m)

$H_1$  = Tinggi di atas mercu (m)

$C_0$  = fungsi  $H_1/r$

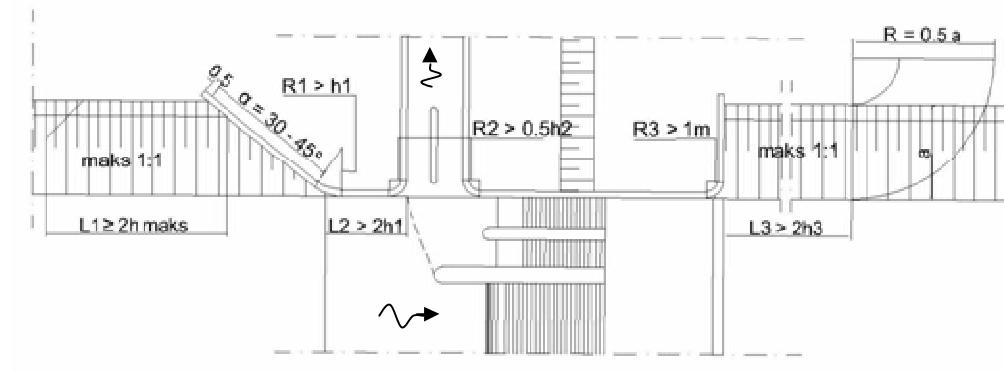
$C_1$  = fungsi  $p/H_1$

$C_2$  = fungsi  $p/H_1$  dan kemiringan muka hulu bendung

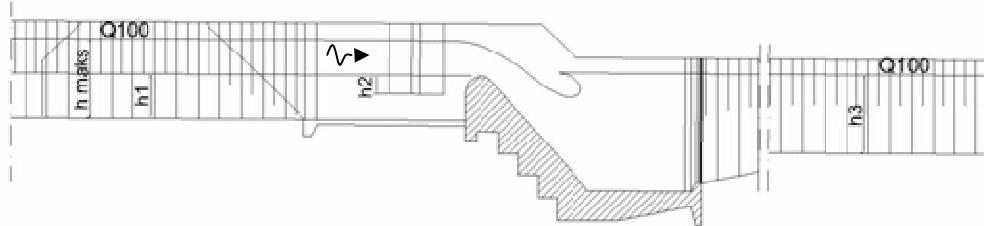
---

### 2.6.3 Pangkal Bendung

Pangkal bendung menghubungkan bendung dengan tanggul-tanggul sungai dan tanggul-tanggul banjir. Pangkal bendung harus mengalirkan air tanah dan tidak menimbulkan turbulensi. Elevasi pangkal bendung di sisi hulu sebenarnya lebih tinggi dari elevasi air ( yang tergantung ) selama terjadi debit rencana. Tinggi jagaan yang diberikan adalah 0,75 m sampai dengan 1,5 m dilihat dari kurva debit. Gambar pangkal bendung dapat dilihat pada Gambar 2.6 sebagai berikut :



( Tampak Atas )



( Tampak Samping )

**Gambar 2.6 Pangkal bendung**

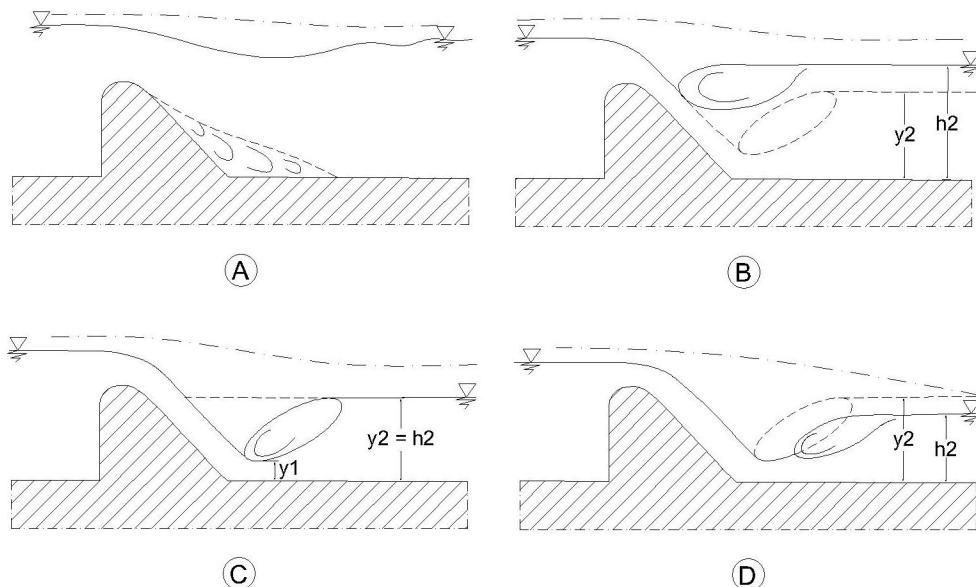
### 2.6.4 Peredam Energi

Aliran di atas mercu bendung di sungai dapat menunjukkan berbagai perilaku di sebelah hilir bendung akibat kedalaman air yang ada. Gambar 2.7 menyajikan kemungkinan-kemungkinan yang terjadi dari pola air diatas bendung.

- Gambar A menunjukkan aliran tenggelam yang menimbulkan gangguan di permukaan berupa timbulnya gelombang.

- 
- Gambar B menunjukkan loncatan tenggelam diakibatkan oleh kedalaman air di hilir besar.
  - Gambar C keadaan loncat air di mana kedalaman air di hilir sama dengan kedalaman konjugasi loncat air.
  - Gambar D terjadi apabila kedalaman air di hilir kurang dari kedalaman konjungsi sehingga loncatan akan bergerak ke hilir.

Semua tahap ini biasa terjadi di bagian hilir bendung yang dibangun di sungai. Kasus D keadaan yang tidak boleh terjadi, karena loncatan air akan menghempas bagian sungai yang tak terlindungi dan menyebabkan penggerusan luas.



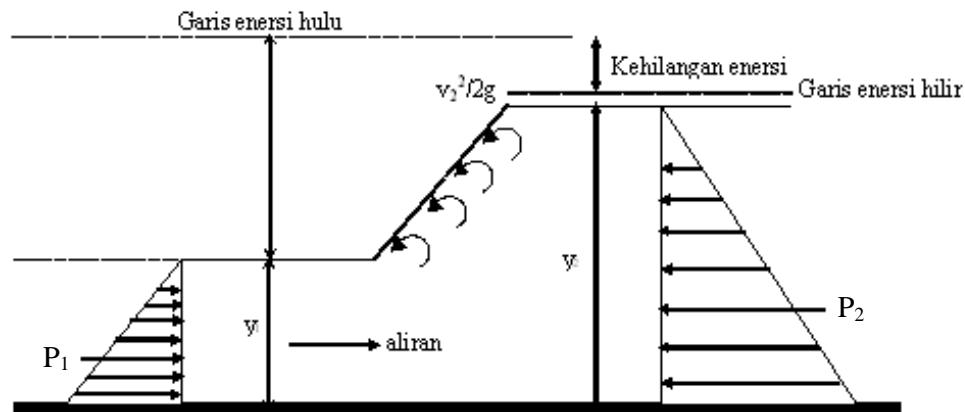
**Gambar 2.7 Kondisi Aliran di atas Mercu**

Cara menentukan debit untuk peredaman energi, semua debit dicek dengan muka air di hilir. Apabila terjadi degradasi dibuat perhitungan dengan muka air hilir terendah yang mungkin terjadi degradasi. Degradasi harus diperhitungkan jika :

1. bendung dibangun pada sudetan
2. sungai alluvial dan bahan tanah yang dilalui rawan terhadap erosi.
3. terdapat waduk di hulu bangunan.

### 2.6.5 Kolam Olak

Tipe kolam olak yang akan direncana di sebelah hilir bangunan tergantung pada energi yang masuk, yang dinyatakan dengan bilangan *Froude*, dan pada bahan konstruksi kolam olak. Gambar 2.8 menunjukkan hubungan antara kedalaman air hulu dan hilir.



**Gambar 2.8 Hubungan kedalaman air hulu dan hilir**

$$y_1 = \frac{y_2}{2} \left[ -1 + \sqrt{1 + 8Fr_2^2} \right] \quad \dots \dots \dots \quad (2.35)$$

Di mana :  $y_2$  = kedalaman air di atas ambang ujung ( m )

$y_1$  = kedalamam air di awal loncat air ( m )

Fr = bilangan *Froude*

$V_1$  = kecepatan awal loncatan (m/dt)

$g$  = percepatan gravitasi ( $9,8 \text{ m/dt}^2$ )

Berdasarkan bilangan *Froude*, dapat dibuat pengelompokan – pengelompokan dalam perencanaan kolam sebagai berikut :

- 
- 
1. Untuk  $Fr \leq 1,7$  tidak diperlukan kolam olak. Pada saluran tanah bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi.
  2. Bila  $1,7 < Fr \leq 2,5$  maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif. Kolam olak dengan ambang ujung mampu bekerja dengan baik.
  3. Jika  $2,5 < Fr \leq 4,5$  maka loncatan air tidak terbentuk dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Kolam olak yang digunakan untuk menimbulkan turbulensi (olakan) yakni tipe USBR tipe IV.
  4. Untuk  $Fr \geq 4,5$  merupakan kolam olak yang paling ekonomis, karena kolam ini pendek. Kolam olak yang sesuai adalah kolam USBR tipe III.

Terlepas dari kondisi hidrolik, bilangan *Froude* dan kedalaman air hilir, berdasarkan kondisi dasar sungai dan tipe sedimen maka kolam olak bisa ditentukan sebagai berikut :

- Bendung di sungai yang mengangkut bongkah atau batu – batu besar dengan dasar yang relatif tahan gerusan, biasanya cocok dengan kolam olak tipe bak tenggelam (*sub merged bucket*).
- Bendung di sungai yang mengangkut batu – batu besar, tetapi sungai itu mengandung bahan *alluvial*, dengan dasar tahan gerusan, akan menggunakan kolam loncat air tanpa blok – blok halang atau tipe bak tenggelam.
- Bendung di sungai yang hanya mengangkut bahan – bahan sedimen halus dapat direncanakan dengan kolam loncat air yang diperpendek dengan menggunakan blok – blok halang.

#### **2.6.5.1 Kolam Olak Tipe USBR**

Beberapa tipe kolam olak ini telah dikembangkan oleh USBR. Pinggir dari tipe ini adalah vertikal dan pada umumnya mempunyai lantai yang panjang, blok – blok dan ambang hilir biasa maupun ambang hilir bergigi. Ruang olak dengan blok – blok dan ambang tidak baik untuk sungai yang mengangkut batu.

---

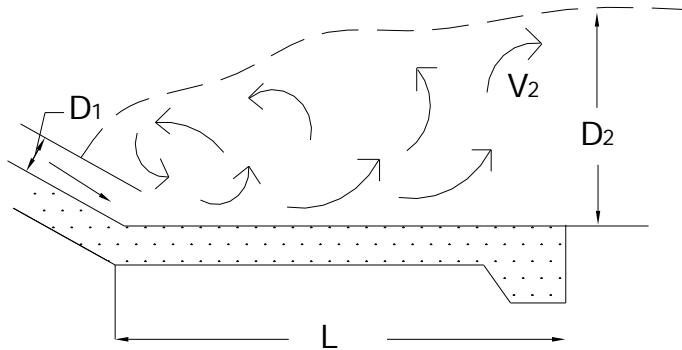
---

---

---

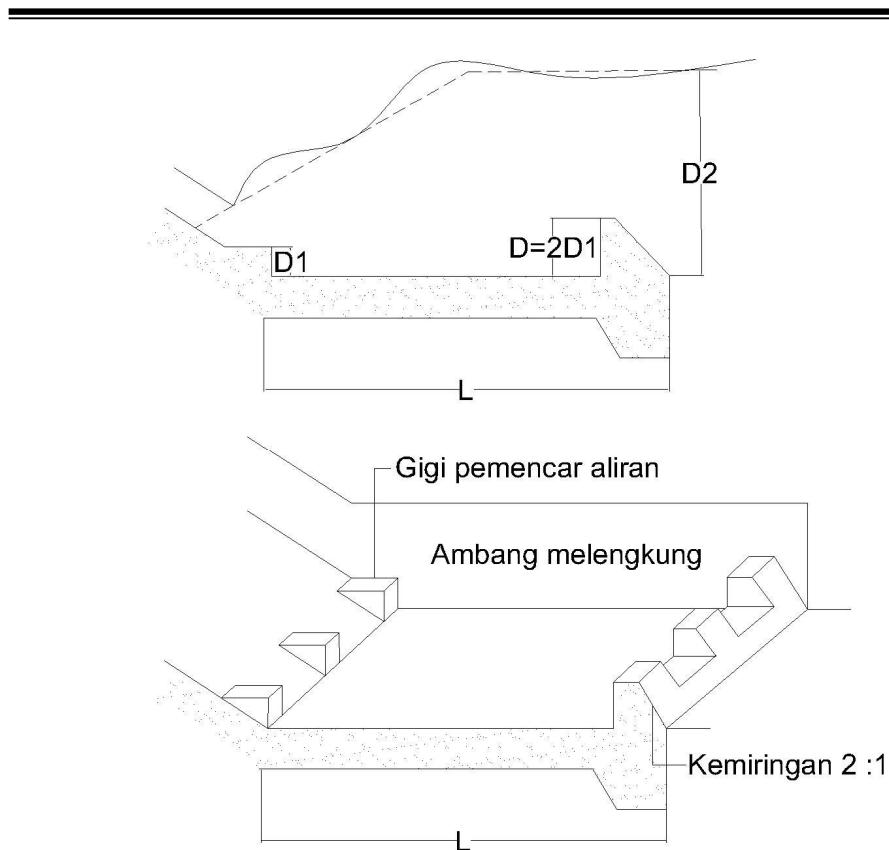
Macam – macam kolam olak tipe USBR sebagai berikut :

1. Kolam olak USBR I, kolam yang terbentuk oleh loncatan hidraulik yang terjadi pada lantai dasar. Tipe ini biasanya tidak praktis karena terlalu panjang dan di pakai untuk bilangan *Froude* ( $Fr = 2,5-4,5$ ). Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.9 sebagai berikut :



**Gambar 2.9 Kolam Olak Tipe USBR I**

2. Kolam olak USBR II, dikembangkan untuk kolam olak yang banyak digunakan pada bendungan tinggi, bendungan urug tanah dan struktur – struktur saluran besar. Kolam olak dilengkapi dengan blok – blok di ujung hulu dan ambang bergigi di ujung hilir. Panjang kolam olak dapat diperoleh dari kurva yang dibuat oleh biro tersebut. Kolam olak USBR II dapat dipakai pada bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ( $Fr \geq 4,5$  ), dengan catatan kecepatan  $V_1 \leq 16$  m/dt untuk menghindari kavitasasi ). Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.10 sebagai berikut :

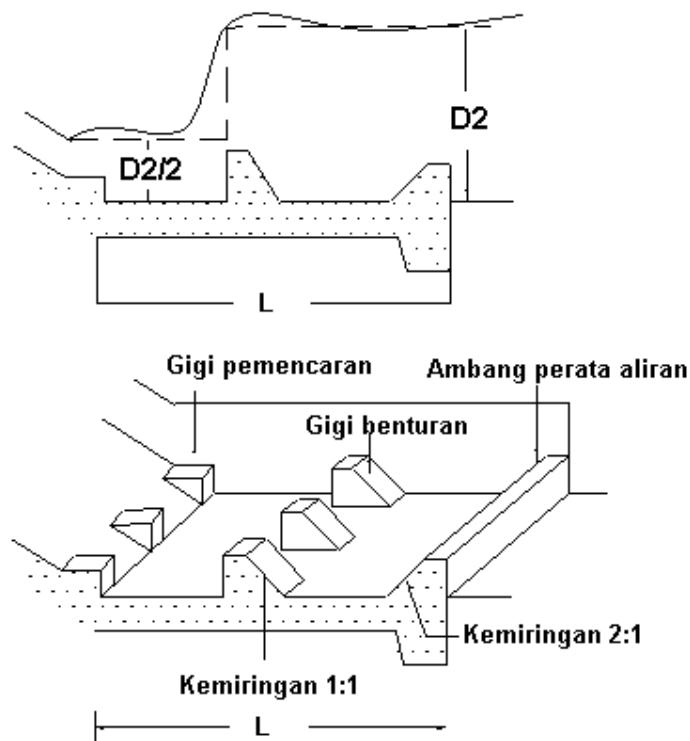


**Gambar 2.10 Kolam Olak Tipe USBR II**

3. Kolam olak USBR III, digunakan pada bangunan drainase kecil dengan

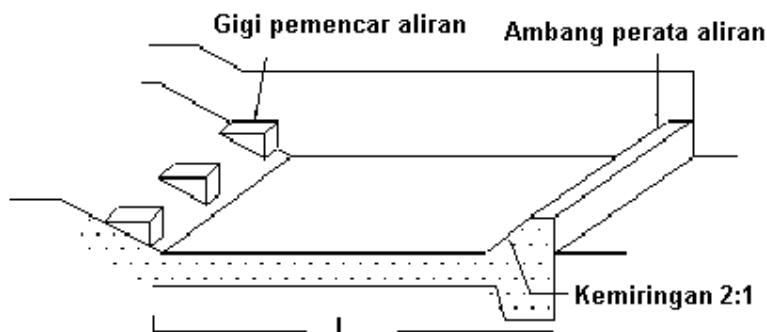
$$\text{panjang ruang olak} : L_B = \left( \frac{4,5y_2}{F_r^{0,76}} \right) \text{ tetapi mempunyai faktor keamanan}$$

yang lebih tinggi. Kolam USBR dapat dipakai untuk bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ( $Fr \geq 4,5$ ), tetapi bila kecepatan  $V_1 = 16$  m/dt. Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.11 sebagai berikut :



**Gambar 2.11 Kolam olak Tipe USBR III**

4. Kolam olak USBR IV dirancang untuk mengatasi persoalan pada loncatan hidrolis yang berosilasi. Kolam olak ini hanya dapat digunakan untuk penampang persegi panjang. Kolam olak USBR IV dipakai untuk bilangan *Froude* 2,5 sampai 4,5. Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.12 sebagai berikut :



**Puncak gigi pemencar hendaknya dibuat 5 condong ke hilir**

**Gambar 2.12 Kolam olak Tipe USBR IV**

### **2.6.5.2 Kolam olak *Vlugther***

Kolam Olak *Vlughter*, (Gambar 2.13) Kolam ini tidak bisa digunakan pada tinggi air hilir di atas dan di bawah tinggi muka air yang telah diuji di laboratorium. Penyelidikan menunjukkan bahwa tipe bak tenggelam yang perencanaannya hampir sama dengan kolam *Vlughter* lebih baik. Karena kolam *Vlughter* tidak bisa digunakan pada bendung yang debitnya selalu mengalami fluktuasi. Kolam olak untuk bangunan terjun di saluran irigasi mempunyai batas – batas yang diberikan untuk  $z/h_c$  0,5; 2,0 dan 1,5 dihubungkan dengan bilangan *Froude* yaitu 1,0; 2,8 dan 12,8. Bilangan – bilangan *Froude* diambil pada kedalaman  $z$  di bawah tinggi energi hulu, bukan pada lantai kolam untuk kolam loncat air.

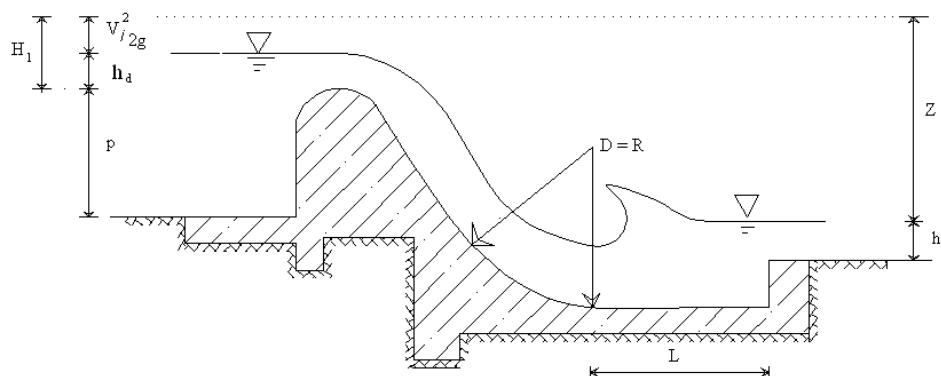
Rumus :  $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$  .....(2.37)

Jika  $0,5 < \frac{z}{h_c} \leq 2,0$  maka  $t = 2,4h_c + 0,4z$

Jika  $2,0 < \frac{z}{h_c} \leq 15,0$  maka  $t = 3,0h_c + 0,1z$

$$a = 0,28 h_c \sqrt{\frac{h_c}{z}}$$

D=R=L (satuan dalam meter )



**Gambar 2.13 Kolam olak Tipe *Vlugther***

### **2.6.5.3 Kolam Olak Bak Tenggelam**

Kolam olak tipe bak tenggelam telah digunakan pada bendung – bendung rendah dan untuk bilangan – bilangan *Froude* rendah. Kriteria yang digunakan untuk perencanaan diambil dari bahan – bahan oleh Peterka dan hasil – hasil penyelidikan dengan model. Bahan ini diolah oleh Institut Teknik Hidrolik di Bandung untuk menghasilkan serangkaian perencanaan untuk kolam dengan tinggi energi rendah ini.

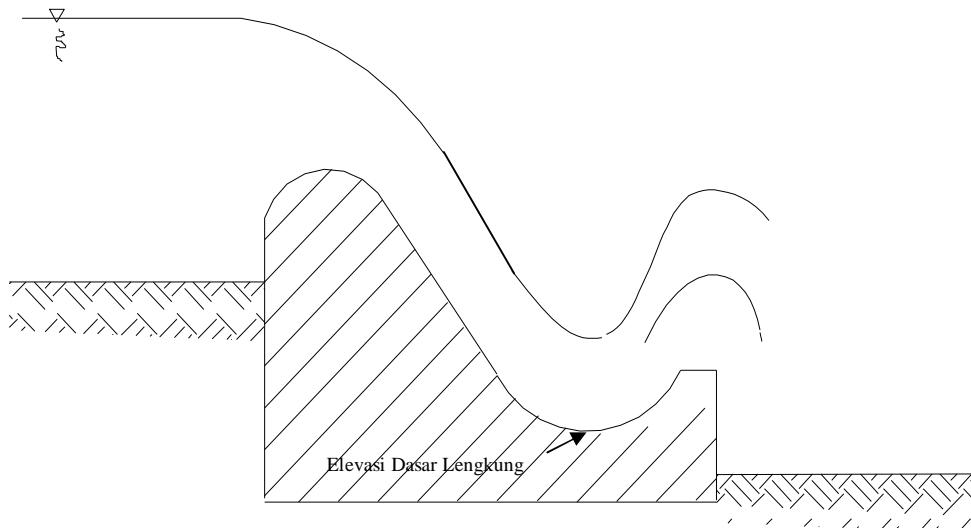
Rumus :  $h_C = \sqrt[3]{\frac{q^2}{z}}$  .....(2.38)

Di mana :  $hc$  = kedalaman air kritis ( m )

$q$  = debit per lebar satuan (  $m^2/dt$  )

$g = \text{percepatan gravitasi (} 9,8 \text{ m/dt}^2 \text{)}$

Gambar kolam olak tipe bak tenggelam dapat dilihat pada Gambar 2.14 sebagai berikut :



**Gambar 2.14 Kolam olak Tipe Bak Tenggelam**

### **2.6.6 Bangunan Pengambilan / *Intake* Pada Bendung**

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang terletak di samping kanan atau kiri bendung. Fungsi bangunan ini adalah untuk mengelakkan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan untuk kebutuhan

irigasi. Pembatas pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga jika terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu tergantung dengan kecepatan aliran masuk yang diinginkan. Kecepatan ini tergantung pada ukuran butir bahan yang diangkut.

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

Rumus :  $Q_n = 1,2 * Q$  .....(2.39)

Dimana :

$Q_n$  = debit rencana ( $m^3/dt$ )

**Q** = kebutuhan air di sawah ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )

$\mu$  = koefisien debit

a = tinggi bukaan (m)

b = lebar bukaan (m)

$g$  = gaya gravitasi ( $m/dt^2$ )

**z** = kehilangan tinggi energi pada saat bukaan antara 0,15 – 0,3 m

### 2.6.7 Sedimentasi

Tampungan sedimen di luar (di bawah) potongan melintang air bebas dapat mempunyai beberapa macam bentuk. Gambar 2.15 memberikan beberapa metode pembuatan volume tampungan. Volume tampungan tergantung pada banyaknya sedimen (sedimen dasar maupun sedimen layang) yang akan diendapkan sampai pada saat pembilasan. Banyaknya sedimen yang terbawa oleh aliran masuk dapat ditentukan oleh :

1. Pengukuran langsung di lapangan. Kantong lumpur yang ada di lokasi lain yang sejenis.
  2. Rumus angkutan sedimen yang cocok ( Einstein – Brown, Meyer – Peter Muller ) atau data yang andal.

Sebagai perkiraan kasar yang masih harus dicek ketepatannya , jumlah bahan dalam aliran masuk yang akan diendapkan adalah 0,5 %. Kedalaman tampungan di ujung kantong Lumpur biasanya sekitar 1,0 m untuk jaringan kecil ( sampai  $10 \text{ m}^3/\text{dt}$  ) hingga 2,5 m untuk saluran yang sangat besar (  $100 \text{ m}^3/\text{dt}$  ).

### **2.6.8 Perencanaan Kantong Lumpur**

### **2.6.8.1 Panjang dan lebar kantong Lumpur**

Untuk merencanakan dimensi kantong lumpur harus diperhatikan partikel yang masuk ke kolam dengan kecepatan endap partikel sedimen ( $w$ ) dan kecepatan aliran air ( $V$ ) dengan waktu ( $H/w$ ) yang diperlukan untuk mencapai dasar dan akan berpindah secara horizontal sepanjang kantong lumpur ( $L$ ) dalam waktu ( $L/V$ ). Maka persamaannya sebagai berikut :

$$\frac{H}{w} = \frac{L}{V}, \text{ dengan } V = \frac{Q}{HB} \rightarrow \text{Maka } LB = \frac{Q}{w}$$

Di mana :  $H$  = kedalam aliran saluran ( m )

w = kecepatan endap partikel sedimen ( m/dt )

L = panjang kantong Lumpur ( m )

**V** = kecepatan aliran air ( m/dt )

$Q$  = debit saluran (  $m^3/dt$  )

B = lebar kantong Lumpur ( m )

Karena rumus sangat sederhana maka untuk perencanaan yang lebih detail harus ada faktor koreksi yang berguna untuk menyelaraskan faktor – faktor yang mengganggu seperti : turbulensi air, pengendapan yang terhalang, bahan layang yang sangat banyak. *Velikanov* menganjurkan faktor – faktor koreksi dalam rumus sebagai berikut :

---

---

Di mana : L = panjang kantong Lumpur ( m )

B = lebar kantong Lumpur ( m )

Q = debit saluran (  $m^3/dt$  )

w = kecepatan endap partikel sedimen ( m/dt )

$\lambda$  = koefisien pembagian / distribusi Gauss

$\lambda$  adalah fungsi D/T, dimana D = jumlah sedimen yang diendapkan dan T = jumlah sedimen yang diangkut.  $\lambda = 0$  untuk  $D/T = 0,5$ ;  $\lambda = 1,2$  untuk  $D/T = 0,95$ ;  $\lambda = 1,55$  untuk  $D/T = 0,98$ .

V = kecepatan rata – rata aliran ( m/dt )

H = kedalaman aliran air di saluran ( m )

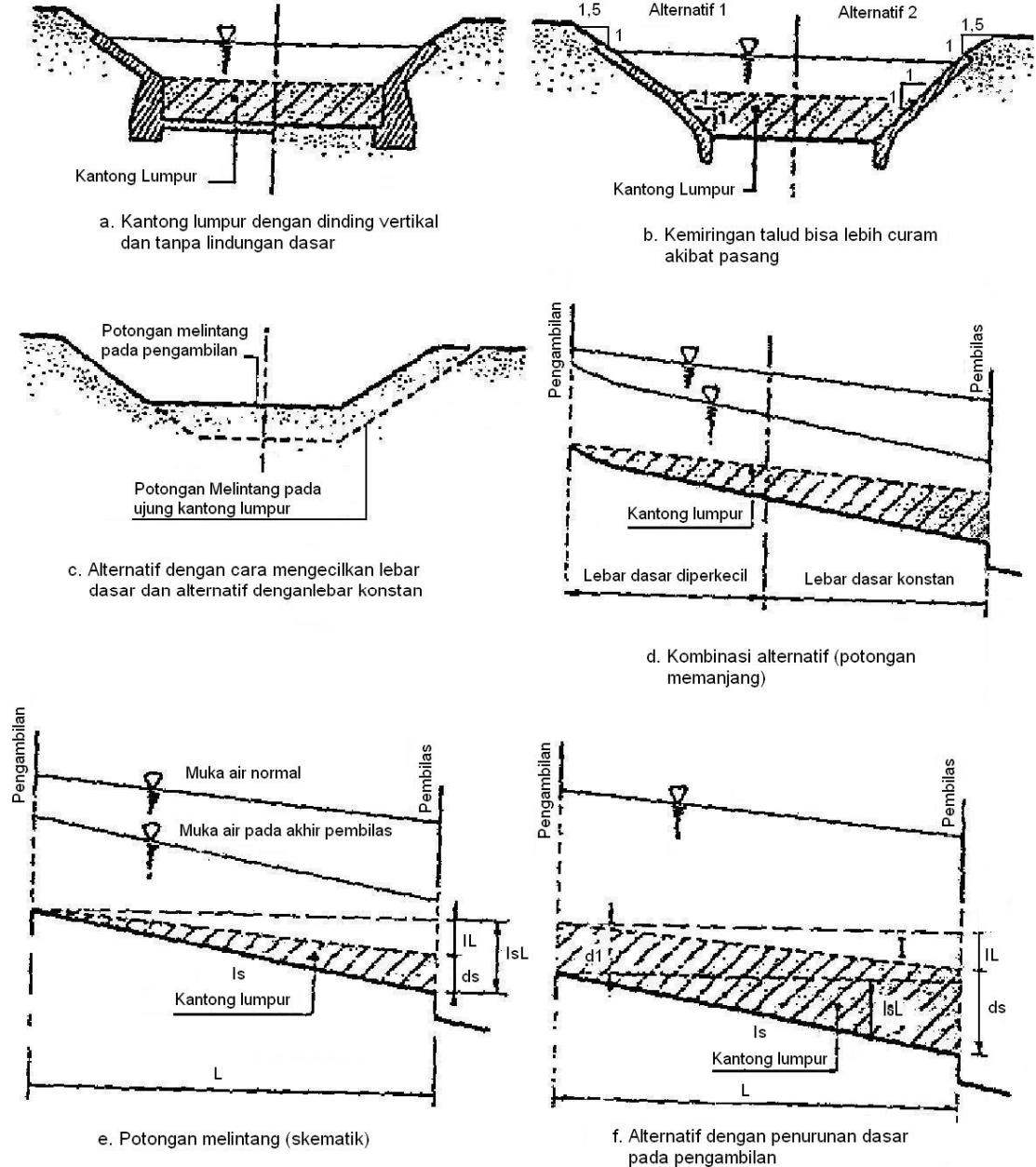
Dimensi kantong sebaiknya sesuai dengan kaidah bahwa  $L/B > 8$ , untuk mencegah agar aliran tidak *meander* di dalam kantong. Apabila topografi tidak memungkinkan kaidah ini, maka kantong harus dibagi ke arah memanjang dengan dinding – dinding pemisah (*divider wall*) untuk mencapai perbandingan antara L dan B. Ada dua metode untuk menentukan kecepatan endap :

1. Pengukuran di tempat

Pengukuran kecepatan endap terhadap contoh – contoh yang diambil dari sungai metode agar akurat dilaksanakan oleh tenaga berpengalaman. Metode ini dijelaskan dalam “ Konstruksi Cara-cara untuk Mengurangi Angkutan Sedimen yang Akan Masuk ke *Intake* dan Saluran Irigasi ” dan dilakukan analisis tabung pengendap terhadap contoh air yang diambil dari lapangan.

2. Dengan rumus atau grafik

Metode ini menggunakan grafik *Shields* untuk kecepatan endap bagi partikel – partikel individual dalam air yang tenang. Rumus *Velikanov* menggunakan faktor koreksi guna mengkompensasi penggunaan harga – harga kecepatan endap.



**Gambar 2.15 Potongan melintang dan memanjang kantong Lumpur**

---

#### **2.6.8.2 Perhitungan In (eksploitasi normal, kantong sedimen hampir penuh)**

Rumus :  $In = \left( \frac{Vn}{Rn^{2/3} \times Ks} \right)^2 \rightarrow Rn = An/Pn$

Di mana :  $In$  : kemiringan saluran

$Vn$  : kecepatan ( m/dt )

$Rn$  : Jari – jari hidrolis ( m )

$An$  : Luas penampang basah (  $m^2$  )

$Pn$  : Keliling basah ( m )

#### **2.6.8.3 Perhitungan Is ( pembilas, Kantong Lumpur kosong )**

Rumus :  $Is = \left( \frac{Vs}{Rs^{2/3} \times Ks} \right)^2 \rightarrow Rs = As/Ps$

Agar pembilasan dilakukan dengan baik maka kecepatan aliran harus dijaga agar tetap sub-kritis di mana aliran sub-kritis mempunyai  $Fr < 1$  maka persamaannya

sebagai berikut :  $Fr < \frac{V}{\sqrt{g * h}}$

#### **2.6.8.4 Tata Letak Kantong Lumpur, Pembilas Kantong Lumpur dan Pengambilan di Saluran Primer**

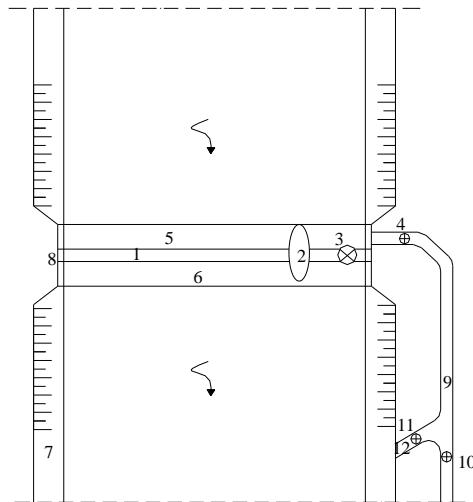
Tata letak yang baik apabila saluran pembilas merupakan kelanjutan dari kantong lumpur dan saluran primer mulai dari samping kantong ( lihat Gambar 2.16 ). Ambang pengambilan di saluran primer sebaiknya tinggi di atas tinggi maksimum sedimen guna mencegah masuknya sedimen ke dalam saluran. Saluran primer terletak di arah yang sama dengan kantong lumpur.

Jika pembilas terletak di samping kantong Lumpur, agar pembilasan berlangsung mulus perlu dibuat dinding pengarah rendah yang mercunya sama dengan tinggi maksimum sedimen dalam kantong. Dalam hal – hal tertentu, misalnya air yang tersedia di sungai tetap, pembilas dapat direncanakan sebagai pengelak sedimen / *sand ejector*. Karena keadaan topografi, kantong lumpur dibuat jauh dari pengambilan dan kedua bangunan tersebut dihubungkan dengan

---

saluran pengarah / *feeder canal*. Tata letak kantong lumpur dengan saluran primer berada pada trase.

Kecepatan aliran dalam saluran pengarah harus memadai agar dapat mengangkut semua fraksi sedimen yang masuk ke jaringan saluran pada pengambilan kantong lumpur. Di mulut kantong lumpur kecepatan aliran banyak dikurangi dan dibagi secara merata di lebar kantong. Oleh karena itu peralihan antara saluran pengarah dan kantong lumpur hendaknya direncanakan dengan menggunakan dinding pengarah dan alat – alat distribusi aliran lain.



**Gambar 2.16 Tata letak kantong Lumpur**

Keterangan :

- |                           |                                     |
|---------------------------|-------------------------------------|
| 1. Mercu bendung          | 7. Lembah sayap                     |
| 2. Pilar                  | 8. Dinding tegak                    |
| 3. Pintu penguras bendung | 9. Kantong lumpur                   |
| 4. Pintu Pengambilan      | 10. Pintu pengambilan saluran       |
| 5. Lantai muka            | 11. Pintu penguras kantong lumpur   |
| 6. Lantai olakan          | 12. Saluran penguras kantong lumpur |

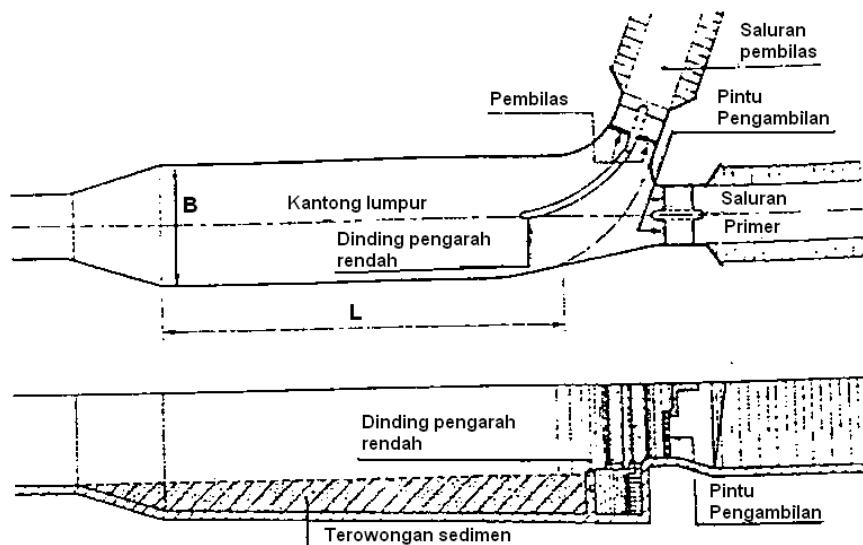
---

### 2.6.8.5 Saluran Pembilas

Selama pembilasan, air yang penuh dengan sedimen dialirkan kembali ke sungai asal atau sungai yang sama tetapi di hilir bangunan utama dan sungai lain / ke cekungan (Gambar 2.17). Kecepatan dalam saluran pembilas antara 1 m/dt sampai 1,5 m/dt. Perencanaan potongan memanjang saluran menggunakan kurve muka air dan debit sungai pada aliran keluar dan bagan frekuensi terjadinya muka air tinggi di tempat itu.

Perencanaan yang didasarkan pada pembilasan dengan menggunakan muka air sungai dengan periode ulang lima kali per tahun akan memberikan hasil yang memadai. Untuk lebih baiknya saluran pembilas dihubungkan langsung dengan dasar sungai. Bila sungai sangat dalam pada aliran keluar, maka pembuatan salah satu dari kemungkinan – kemungkinan berikut hendaknya dipertimbangkan :

1. Bangunan terjun dengan kolam olak dekat sungai
2. Got miring di sepanjang saluran
3. Bangunan terjun dengan kolam olak dengan kedalaman yang cukup tepat di hilir bangunan pembilas.



**Gambar 2.17 Tata letak kantong lumpur dan saluran primer berada pada trase yang sama**

---

---

## 2.7 STABILITAS BANGUNAN

### 2.7.1 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung ini dipakai rumus teori daya dukung *Terzaghi* :

Rumus :  $q = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma$  .....(2.42)

Di mana :  $q$  = daya dukung keseimbangan ( $t/m^2$ )

$B$  = lebar pondasi (m)

$D$  = kedalaman pondasi (m)

$c$  = kohesi

$\gamma$  = berat isi tanah ( $t/m^3$ )

$N_c, N_q, N\gamma$  = faktor daya dukung yang tergantung dari besarnya sudut geser dalam ( $\phi$ )

(Dalam : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

### 2.7.2 Stabilitas Terhadap Guling

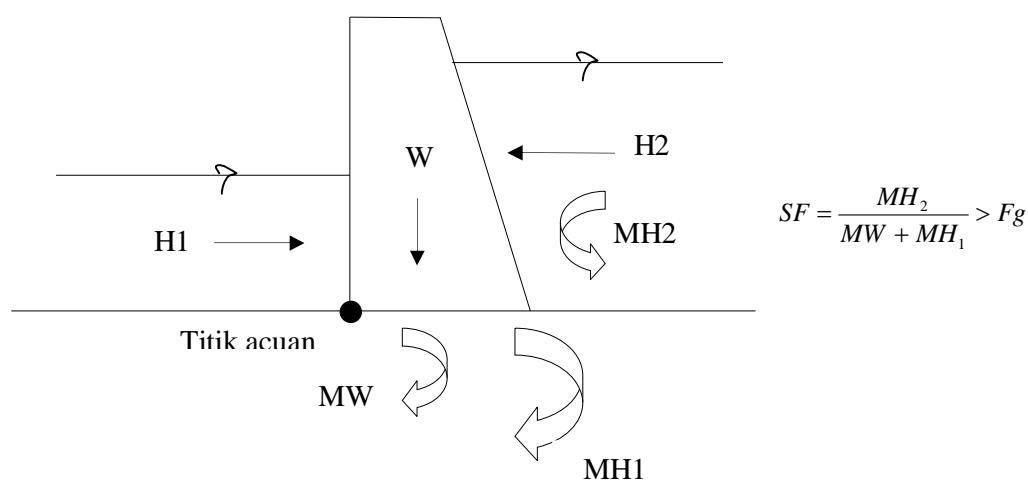
Rumus :  $S_f = \frac{\sum M_T}{\sum M_G} \geq 1,5$  .....(2.43)

Di mana :  $S_f$  = faktor keamanan

$\sum M_T$  = besarnya momen tahan (KNm)

$\sum M_G$  = besarnya momen guling (KNm)

(Dalam : Teknik Bendung, Ir.Soedibyo )



**Gambar 2.18 Tahanan Guling**

### 2.7.3 Stabilitas Terhadap Geser

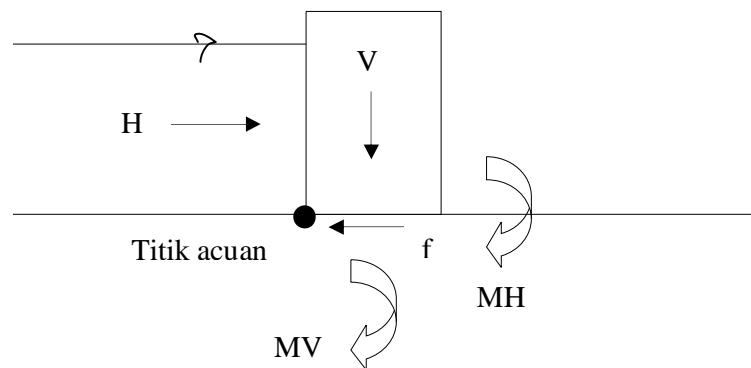
Rumus :  $Sf = \frac{\sum V}{\sum H} \geq 1,2$  .....(2.44)

Di mana: Sf = faktor keamanan

$\Sigma V$  = besarnya gaya vertikal (KN)

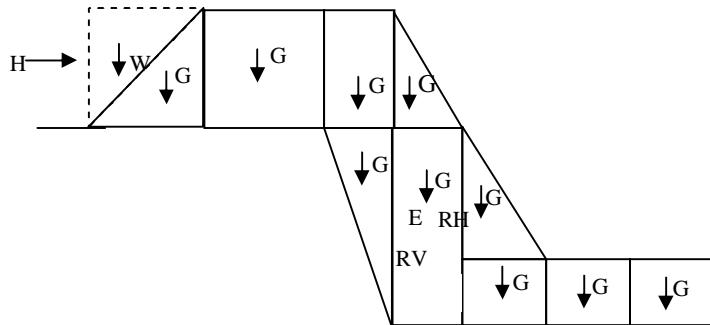
$\Sigma W$  = besarnya gaya horisontal (KN)

(Dalam : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-02)



**Gambar 2.19 Tahanan Geser**

#### **2.7.4 Stabilitas Terhadap Eksentrisitas**



**Gambar 2.20 Gaya-gaya eksentrisitas pada bendung**

Rumus :  $e < 1/6 \cdot B$

Dengan : B = lebar dasar bendung yang ditinjau ( m )

( Dalam : DPU, Standar Perencanaan Irigasi KP-02 )

### 2.7.5 Stabilitas Terhadap Erosi Bawah Tanah (*Piping*)

Rumus : 
$$CL = \frac{\sum L_v + \sum 1/3L_h}{\Delta H} \quad \dots \dots \dots \quad (2.46)$$

Di mana : CL = angka rembesan Lane ( lihat Tabel 2.22 )

$\Sigma L_v$  = jumlah panjang vertikal (m)

$\Sigma L_h$  = jumlah panjang horisontal (m)

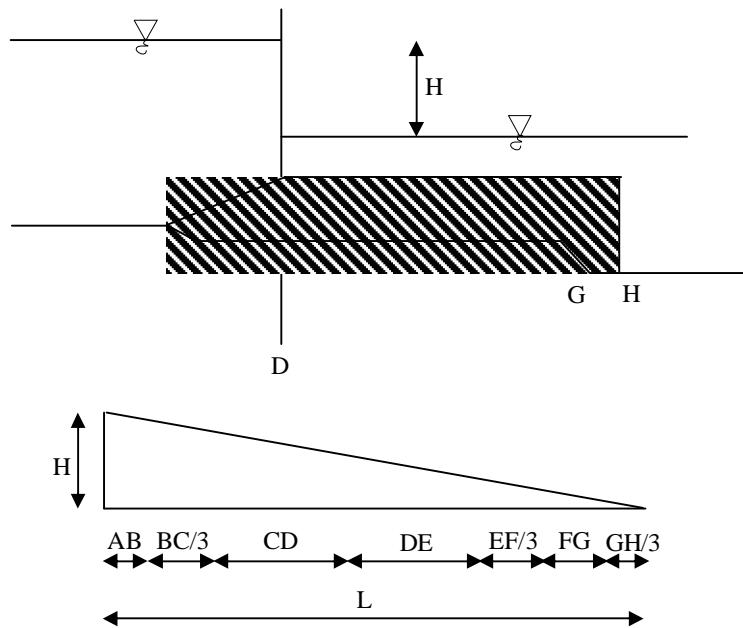
$\Delta H$  = beda tinggi muka air (m)

**Tabel 2.22 Harga – harga minimum angka rembesan Lane (CL)**

Uraian	Angka rembesan lane
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0

Uraian	Angka rembesan lane
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

( Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-06 )



**Gambar 2.21 Metode Angka Rembesan Lane**

### **2.7.6 Stabilitas Terhadap Gempa**

Rumus:  $A_d = n(a_c x z)^m$  ..... (2.47)

( Dalam : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-06 )

$$E = \frac{a_d}{g}$$

Di mana:

$A_d$  = percepatan gempa rencana ( $\text{cm}/\text{dt}^2$ )

n, m = koefisien untuk masing-masing jenis tanah  
 $a_d$  = percepatan kejut dasar  
 z = faktor yang tergantung dari letak geografis/ peta zone seismik (untuk perencanaan bangunan air tahan gempa = 0,56)  
 E = koefisien gempa  
 g = percepatan gravitasi =  $9,8 \text{ m/dt}^2$ .

Dari koefisien gempa di atas, kemudian dicari besarnya gaya gempa dan momen akibat gaya gempa dengan rumus:

## Gaya Gempa:

$$K = E \times G$$

Di mana:

E = 0,10 (Koefisien gempa)

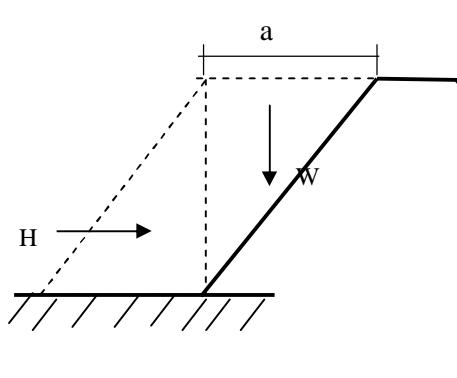
**K = gaya gempa**

G = berat bangunan (ton)

Momen:

$$M = K \times Jarak (m)$$

### **2.7.7 Stabilitas Terhadap Gaya Lumpur**



$$H = \frac{1}{2} \gamma_L * h_1^2 * K_a \dots \dots \dots (2.48)$$

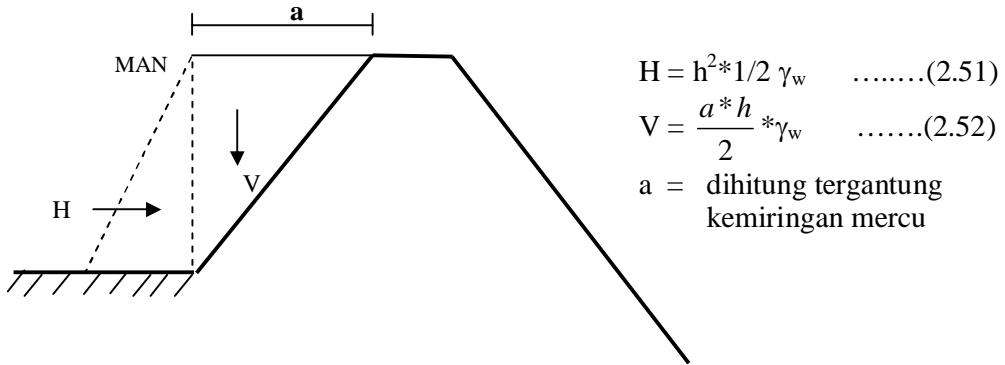
$$W = \frac{a^* H}{\gamma} * \gamma_L \dots \dots \dots \quad (2.49)$$

$\gamma_L = \gamma$  Lumpur

$$Ka = \tan^2(45 - \phi/2) \dots \dots \dots (2.50)$$

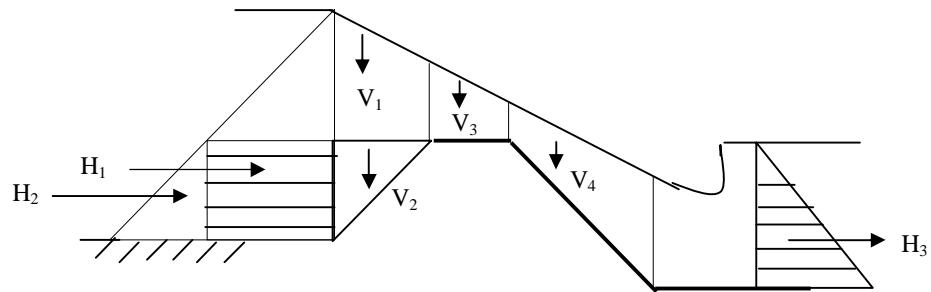
**Gambar 2.22 Gaya akibat tekanan lumpur**

### 2.7.8 Stabilitas Tekanan Hidrostatis Kondisi Normal



**Gambar 2.23 Tekanan hidrostatis pada kondisi normal**

### 2.7.9 Stabilitas Tekanan Hidrostatis Kondisi Banjir



**Gambar 2.24 Tekanan hidrostatis pada kondisi banjir**

Rumus :  $H_1 = P * (h - P) * \gamma_w \quad \dots\dots\dots(2.53)$

$H_2 = \frac{1}{2} * P_2 * \gamma_w \quad \dots\dots\dots(2.54)$

$H_3$  diabaikan

---

---

## BAB III

### METODOLOGI

#### 3.1 PENGUMPULAN DATA

Untuk pengumpulan data yang dipergunakan dalam studi evaluasi Bendung Juwero Kabupaten Kendal ini didapatkan 2 sumber yaitu sumber data primer dan sekunder.

##### 3.1.1 Pengumpulan Data Primer

Sumber data primer ini diperoleh dari :

- Pengamatan langsung di lapangan
- Dengan adanya pengamatan dan peninjauan langsung di lapangan ini, diharapkan dapat memahami keadaan dan kondisi lapangan dengan baik, sehingga studi ini dapat berjalan dengan baik.
- Wawancara dengan petugas Balai PSDA Jawa Tengah.
- Wawancara dengan petugas lapangan Bendung Juwero.

##### 3.1.2 Pengumpulan Data Sekunder

Sumber data sekunder ini diperoleh dari instansi-instansi terkait seperti DPU Pengairan, Balai PSDA, dan lain-lain. Adapun data-data sekunder yang dimaksud adalah :

- Data topografi
- Data hidrologi
- Data klimatologi
- Data tanah
- Data morfologi

---

### **a. Data Topografi**

Data topografi digunakan untuk mengetahui kondisi lapangan di mana bangunan itu akan dibuat. Pada DAS Kali Bodri, kondisi topografinya berupa pegunungan dan hutan.

### **b. Data Hidrologi**

Data hidrologi menyangkut data curah hujan pada daerah yang mempengaruhi dalam perencanaan. Untuk mendapatkan data curah hujan diambil dari stasiun pengamatan :

- Stasiun Puguh
- Stasiun Candiroto
- Stasiun Sumowono

Untuk data curah hujan tersedia selama 20 tahun, yaitu dari tahun 1988 – 2007. Data hidrologi digunakan untuk menghitung besar debit banjir rencana.

( Sumber : Balai PSDA Jawa Tengah )

### **c. Data Klimatologi**

Data klimatologi terdiri dari :

- Temperatur bulanan rata-rata (°C)
- Kecepatan angin rata-rata (m/dt)
- Kelembaban udara relatif rata-rata (%)
- Lamanya penyinaran matahari rata-rata (%)

Dengan mengetahui kondisi klimatologi dari daerah tersebut, maka dapat dihitung evapotranspirasi yang dipakai untuk menghitung kebutuhan air yang diperlukan.

### **d. Data Morfologi**

Morfologi Sungai Bodri cenderung berubah baik perubahan ke arah vertikal maupun perubahan ke arah horisontal, sehingga morfologi Sungai Bodri di sekitar bendung juga sering mengalami perubahan. Perubahan yang terjadi ini

---