

BAB III

TINJAUAN PUSTAKA

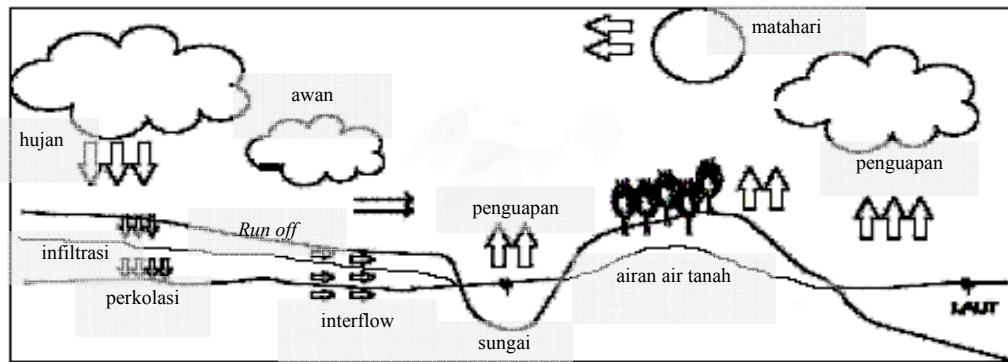
3.1 URAIAN UMUM

Dalam perencanaan bangunan pengendali dasar sungai diperlukan penguasaan berbagai disiplin ilmu. Hal ini mutlak diperlukan agar desain bangunan yang dihasilkan dapat dipertanggungjawabkan baik secara teknis maupun fungsinya. Beberapa diantaranya adalah ilmu hidrologi, hidrolika, fisika, teknik sungai, mekanika tanah dan ilmu bahan bangunan. Dalam perencanaan nantinya berbagai disiplin ilmu diatas akan digunakan untuk menganalisis data-data yang ada dan memberikan solusi bagi permasalahan yang timbul di dalamnya. Beberapa teori dari berbagai disiplin ilmu yang dipaparkan dalam bab ini merupakan dasar dari analisis yang akan dilakukan pada bab-bab berikutnya.

3.2 ANALISIS HIDROLOGI

Dalam siklus hidrologi, air hujan yang turun akibat dari penguapan air dipermukaan bumi sebagian akan mengalir melalui permukaan bumi ke arah horisontal sebagai limpasan (*run off*). Sebagian lagi akan bergerak secara vertikal, meresap kedalam tanah untuk nantinya akan keluar lagi menuju kepermukaan sebagai sumber mata air ataupun sebagai sungai bawah tanah, sedangkan sisanya akan menguap lagi menuju atmosfer. Air yang terinfiltrasi ke tanah mula-mula akan mengisi pori-pori tanah sampai mencapai kadar air jenuh. Apabila kondisi tersebut telah tercapai, maka air tersebut akan bergerak dalam dua arah, arah horisontal sebagai *interflow* dan arah vertikal sebagai perkolasi.

(Sumber : Sri Harto, Hidrologi Terapan, 1994)



Gambar 3.1 Siklus Hidrologi

Analisis hidrologi diperlukan untuk memperoleh besarnya debit banjir rencana. Debit banjir rencana merupakan debit maksimum rencana di sungai atau saluran alamiah dengan periode ulang tertentu yang dapat dialirkan tanpa membahayakan lingkungan sekitar dan stabilitas sungai.

Untuk mendapatkan debit rencana tersebut dapat dengan cara melakukan pengamatan dan pengukuran langsung di lokasi sungai ataupun dengan menganalisis data curah hujan maksimum pada stasiun-stasiun pengukuran hujan yang berada di Daerah Aliran Sungai tersebut.

3.2.1 Perhitungan curah hujan rata-rata daerah aliran sungai

Ada tiga metode yang biasa digunakan untuk mengetahui besarnya curah hujan rata-rata pada suatu DAS, yaitu sebagai berikut :

3.2.1.1 Cara Rata-rata Aljabar

Cara menghitung rata-rata aritmetis (*arithmetic mean*) adalah cara yang paling sederhana. Metode rata-rata hitung 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 :

$$\bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 \dots + R_n}{n} \quad (3.1)$$

Di mana :

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

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

n = banyaknya pos hujan

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)

3.2.1.2 Cara Poligon *Thiessen*

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

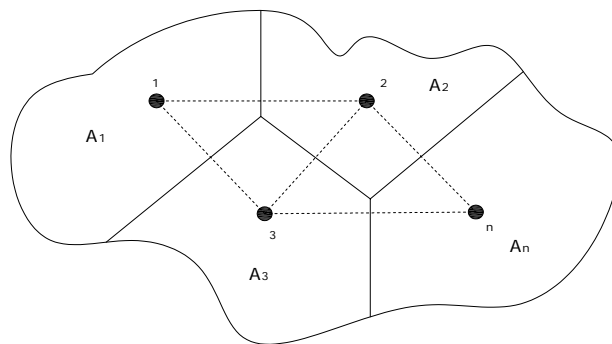
Rumus : $\bar{R} = R_1W_1 + R_2W_2 + \dots + R_nW_n$ (3.2)

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

$R_1 \dots R_2 \dots R_n$ = 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.

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.2 Pembagian daerah dengan cara *Thiessen*

3.2.1.3 Cara *Isohyet*

Isohyet adalah garis lengkung yang merupakan harga curah hujan yang sama. Umumnya sebuah garis lengkung menunjukkan angka yang bulat. *Isohyet* ini diperoleh dengan cara interpolasi harga-harga curah hujan yang tercatat pada penakar hujan lokal (R_{ni}).

Rumus :

$$\bar{R} = \frac{\sum A_i \times R_i}{\sum A_i} \quad (3.3)$$

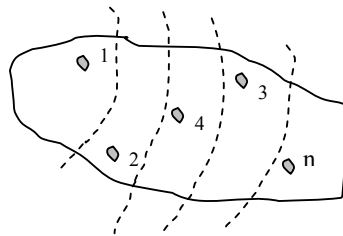
Keterangan :

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

R_i = curah hujan stasiun i (mm)

A_i = luas DAS stasiun i (km²)

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.3 Pembagian daerah cara garis *Isohyet*

3.2.2. Perhitungan curah hujan rencana

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. Syarat yang memenuhi dalam pemilihan sebaran adalah :

a. Sebaran normal

$$C_s = 0 \quad C_k = 3$$

b. Sebaran log normal

$$C_s = 1,104 \quad C_k = 5,24$$

c. Sebaran *Gumbel*

$$C_s = 1,14 \quad C_k = 5,4$$

d. Sebaran log Pearson III

$$C_s \neq 0 \quad C_k = 0,3$$

(Sumber : Soewarno, 1995)

Distribusi di atas dipilih bila cocok dengan analisa, rumus yang digunakan adalah :

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^3 \quad (3.4)$$

$$C_v = (S_x / \bar{R}) \quad (3.5)$$

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^4 \quad (3.6)$$

Dengan :

C_s = Koefisien Kemencengan (*skewness*)

C_k = Koefisien Kepuncakan / Keruncingan (*Kurtosis*)

C_v = Koefisien variansi perbandingan deviasi standart dengan rata-rata

R_i = Curah hujan masing-masing pos (mm)

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

S_x = *Standart deviasi*

n = Jumlah data hujan

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

BAB III
TINJAUAN PUSTAKA

Dengan mengikuti pola sebaran yang sesuai selanjutnya dihitung curah hujan rencana dalam beberapa periode ulang yang akan digunakan untuk mendapatkan debit banjir rencana dengan metode sebagai berikut :

3.2.2.1 Metode Gumbel.

$$\text{Rumus : } X_T = \bar{X} + \frac{(Y_t - Y_n)}{S_n} \times S_x \quad (3.7)$$

Dimana : X_T = curah hujan rencana dalam 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)

$$S_x = \text{standar deviasi} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (3.8)$$

X_i = curah hujan maksimum pengamatan (mm)

n = lamanya pengamatan

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

Tabel 3.1 Reduced Mean (Y_n)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5300	0.5820	0.5882	0.5343	0.5353
30	0.5363	0.5371	0.538	0.5388	0.5396	0.5400	0.5410	0.5418	0.5424	0.5430
40	0.5463	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5468	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.554	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	0.8898	0.5599
100	0.5600									

(Sumber : Hidrologi Teknik, CD Soemarto)

Tabel 3.2 Reduced Standard Deviation (S)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.108
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.148	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.159
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.177	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.189	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.193
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.198	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2046	1.2049	1.2055	1.206
100	1.2065									

(Sumber : Hidrologi Teknik, CD Soemarto)

Tabel 3.3 Reduced Variate (Yt)

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

(Sumber : Hidrologi Teknik, CD Soemarto)

3.2.2.2 Metode distribusi *Log Pearson III*

$$\text{Rumus : } \quad \text{Log } X_T = \overline{\text{Log} X} + S_{\text{Log} X} \quad (3.9)$$

$$\text{Nilai rata-rata : } \overline{\text{Log} X} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } x_i}{n} \quad (3.10)$$

$$\text{Standar deviasi : } S_{\text{Log} X} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log} x_i - \overline{\text{Log} X})^2}{n-1}} \quad (3.11)$$

BAB III
TINJAUAN PUSTAKA

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log}x_i - \overline{\text{Log}x})^3}{(n-1)(n-2)(S_{\text{Log}x})^3} \quad (3.12)$$

Logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus :

$$\text{Log} X = \overline{\text{Log}X} + k (S_{\text{Log}x}) \quad (3.13)$$

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) S_{\text{Log}x}^4} \sum_{i=1}^n (\text{Log}x_i - \overline{\text{Log}x})^4 \quad (3.14)$$

Di mana : $\text{Log}X_t$ = Logaritma curah hujan dalam periode ulang T tahun (mm)

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

n = Jumlah pengamatan

C_s = Koefisien Kemencengan

C_k = Koefisien Kurtosis

(Sumber : DPU Pengairan, Metode Perhitungan Debit Banjir, SK SNI M-18-1989-F).

Tabel 3.4 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
-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 : Hidrologi Untuk Insinyur, Ray K. Lisle, dkk, 1986)

3.2.3. Uji Keselarasan

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

1. Uji keselarasan **Chi Kuadrat**

$$\text{Rumus : } x^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (3.15)$$

Di mana :

x^2 = harga chi kuadrat.

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke – i.

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke – i.

G = jumlah sub kelompok.

Prosedur uji **Chi Kuadrat** adalah sebagai berikut :

- Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- Kelompokkan data menjadi G sub-grup yang masing – masing beranggotakan minimal 4 data pengamatan
- Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap – tiap sub-grup.
- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
- Pada tiap sub-grup hitung nilai : $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
- Jumlah seluruh G sub-grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.
- Tentukan derajat kebebasan $dk = n - 3$

Interprestasi hasil uji sebagai berikut :

- Apabila peluang $\geq 5 \%$, maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang $\leq 1 \%$, maka persamaan distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.

BAB III
TINJAUAN PUSTAKA

- Apabila peluang 1-5 %, maka tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu data tambahan.

Tabel 3.5 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
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 : Hidrologi Teknik, CD Soemarto)

2. Uji keselarasan *Smirnov Kolmogorof*

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

$$\text{Rumus : } \alpha = \frac{P_{\max} - P_{(xi)}}{P_{(x)} \Delta_{cr}} \quad (3.16)$$

Tabel 3.6 Nilai Delta Kritis untuk Uji Keselarasan
Smirnov Kolmogorof

N	α			
	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	1.693/n

(Sumber : Hidrologi Teknik, CD Soemarto)

3.2.4. Debit Banjir Rencana

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

3.2.4.1 Metode *Haspers*

$$\text{Rumus : } Q_t = \alpha \cdot \beta \cdot q_t \cdot A \quad (3.17)$$

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \cdot A^{0,70}}{1 + 0,075 \cdot A^{0,70}} \quad (3.18)$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,70 \cdot 10^{-0,40t}}{t^2 + 15} \cdot \frac{A^{0,75}}{12} \quad (3.19)$$

$$q_t = \frac{t \cdot R_t}{3,6 \cdot t} \quad (3.20)$$

$$t = 0,10 \cdot L^{0,80} \cdot i^{-0,30} \quad (3.21)$$

Intensitas Hujan :

a. Untuk $t < 2$ jam

$$R_t = \frac{t \cdot R_{24}}{t + 1 - 0,0008 * (260 - R_{24}) (2 - t)^2} \quad (3.22)$$

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

$$R_t = \frac{t R_{24}}{t + 1} \quad (3.23)$$

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

$$R_t = 0,707 R_{24} \sqrt{t + 1} \quad (3.24)$$

Dimana : t : Dalam jam

R_t dan R₂₄ : Dalam mm

Di mana :

Q_t = Debit banjir (m³/dt)

R_t = Curah hujan harian maksimum (mm/hari)

α = Koefisien limpasan air hujan (*run off*)

β = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS

q_t = Curah hujan (m³/dt.km²)

A = Luas daerah aliran (km²)

t = Lamanya curah hujan (jam)

L = Panjang sungai (km)

i = Kemiringan sungai

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

3.2.4.2 Metode Manual Jawa Sumatra

Digunakan untuk luas DAS > 100 km²

Persamaan yang digunakan :

$$APBAR = PBAR \cdot ARF \quad (3.25)$$

$$SIMS = H / MSL \quad (3.26)$$

$$LAKE = \frac{\text{Luas DAS di hulu bendung}}{\text{Luas DAS total}} \quad (3.27)$$

$$V = 1,02 - 0,0275 \text{ Log } (\text{ AREA }) \quad (3.28)$$

$$MAF = 8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{ AREA }^v \cdot \text{ APBAR }^{2,455} \cdot \text{ SIMS }^{0,177} \cdot (1 \pm \text{ LAKE })^{-0,85} \quad (3.29)$$

$$Q = GF \cdot MAF \quad (3.30)$$

Parameter yang digunakan :

AREA : Luas DAS (km²)

BAB III
TINJAUAN PUSTAKA

- PBAR : Hujan 24 jam maksimum merata tahunan (mm)
 ARF : Faktor reduksi areal (lihat Tabel 3.7)
 SIMS : Indeks kemiringan = H / MSL (m/km)
 H : Beda tinggi antara titik pengamatan dengan ujung sungai tertinggi (m)
 MSL : Panjang sungai sampai titik pengamatan (km)
 LAKE : Indeks danau
 GF : *Growth factor* (lihat Tabel 3.8)
 Q : Debit banjir rencana

Tabel 3.7 Faktor reduksi (ARF)

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

(Sumber : Banjir Rencana Untuk Bangunan Air, Joesron Loebis, 1990)

Tabel 3.8 Growth Factor (GF)

Return Period T	Luas <i>cathment</i> area (km ²)					
	<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	1.59
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 : Banjir Rencana Untuk Bangunan Air, Joesron Loebis, 1990)

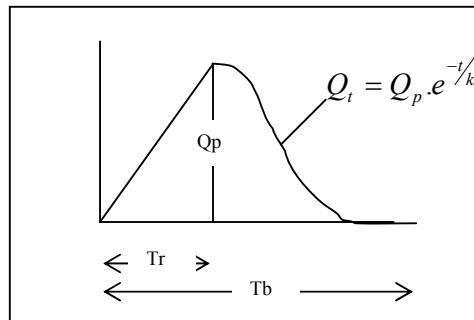
3.2.4.3 Metode USS *Gamma I*

Cara ini dipakai sebagai upaya untuk memperoleh hidrograf satuan suatu DAS yang belum pernah terukur, dengan pengertian lain tidak tersedia data pengukuran debit maupun data AWLR (*Automatic Water Level Recorder*) pada suatu tempat tertentu dalam sebuah DAS (tidak ada stasiun hidrometer).

Hidrograf satuan sintetik secara sederhana dapat disajikan empat sifat dasarnya yang masing-masing disampaikan sebagai berikut :

1. Waktu naik (*Time of Rise*, TR), yaitu waktu yang diukur dari saat hidrograf mulai naik sampai terjadinya debit puncak.

2. Debit puncak (*Peak Discharge, Qp*).
3. Waktu dasar (*Base Time, TB*), yaitu waktu yang diukur dari saat hidrogaf mulai naik sampai berakhirnya limpasan langsung atau debit sama dengan nol.
4. Koefisien tampungan (*Storage Coefficient*), yang menunjukkan kemampuan DAS dalam fungsi sebagai tampungan air.



Gambar 3.4 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis

Sisi naik hidrograf satuan diperhitungkan sebagai garis lurus sedang sisi resesi hidrograf satuan disajikan dalam persamaan *exponensial* berikut :

$$Q_t = Q_p \cdot e^{-t/k} \quad (3.31)$$

Di mana :

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

Q_p = Debit puncak (m^3/dt)

t = Waktu yang diukur pada saat terjadinya debit (jam)

k = Koefisien tampungan dalam jam

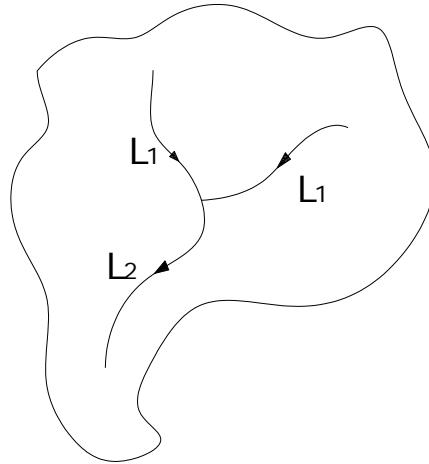
$$Tr = 0,43 \left[\frac{L}{100.SF} \right]^3 + 1,0665.SIM + 1,2775 \quad (3.32)$$

Di mana :

Tr = Waktu naik (jam)

L = Panjang sungai (km)

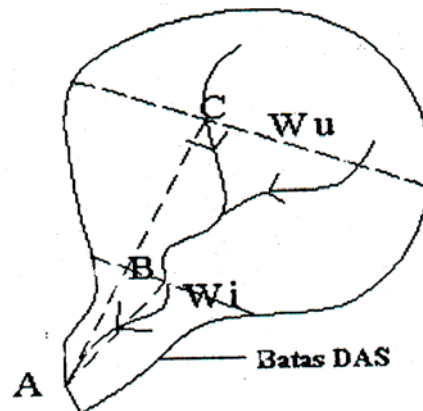
SF = Faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat 1 dengan jumlah panjang sungai semua tingkat



Gambar 3.5 Sketsa Penetapan Panjang dan Tingkat Sungai

$$SF = (L1+L1)/(L1+L1+L2) \quad (3.33)$$

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



Gambar 3.6 Sketsa Penetapan WF

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

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

BAB III
TINJAUAN PUSTAKA

$$WF = W_u/W_i \quad (3.34)$$

$$Q_p = 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot T_r^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381} \quad (3.35)$$

Di mana :

Q_p = Debit puncak (m^3/dt)

JN = Jumlah pertemuan sungai

$$T_B = 27,4132 \cdot T_r^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \quad (3.36)$$

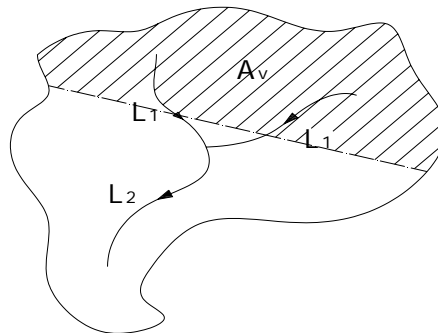
Di mana :

T_B = Waktu dasar (jam)

S = Landai sungai rata-rata

SN = Frekwensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1 dengan jumlah sungai semua tingkat.

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



Gambar 3.7 Sketsa penetapan RUA

$$RUA = A_u/A \quad (3.37)$$

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

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} (A/SN)^4 \quad (3.38)$$

Untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan berikut ini. Persamaan ini merupakan pendekatan untuk aliran dasar yang tetap, dengan memperhatikan pendekatan *Kraijenhoff Van Der Leur* (1967) tentang hidrograf air tanah :

$$QB = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \quad (3.39)$$

Di mana :

QB = Aliran dasar

A = Luas DAS (km²)

D = Kerapatan jaringan kuras (*drainage density*)/indeks kerapatan sungai yaitu perbandingan jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.

$$k = 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0897} \cdot D^{0,0452} \quad (3.40)$$

Di mana :

k = koefisien tampungan

3.2.4.4 Metode *Passing Capacity*

Cara ini dipakai dengan jalan mencari informasi yang dipercaya tentang tinggi muka air banjir maksimum yang pernah terjadi. Selanjutnya dihitung besarnya debit banjir rencana dengan rumus :

$$Q = AxV \quad (3.41)$$

BAB III
TINJAUAN PUSTAKA

$$V = c \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{Rumus Chezy}) \quad (3.42)$$

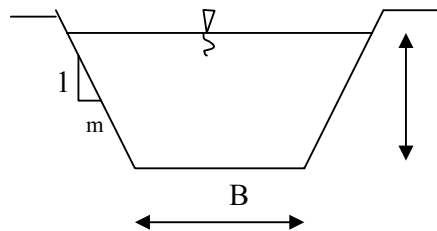
$$c = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad (3.43)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (3.44)$$

Di mana :

- Q = Volume banjir yang melalui penampang (m³/dtk)
- A = Luas penampang basah (m²)
- V = Kecepatan aliran (m/dtk)
- R = Jari – jari hidrolis (m)
- I = Kemiringan sungai
- P = Keliling penampang basah sungai(m)
- c = Koefisien *Chezy*
- B = Lebar sungai (m)

a. Trapesium

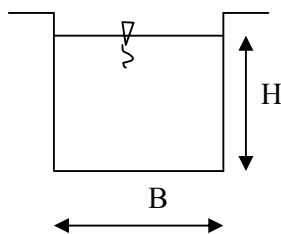


$$A = (B + mH)H \quad (3.45)$$

$$P = B + 2H(1 + m^2)^{0.5} \quad (3.46)$$

$$R = A/P \quad (3.47)$$

b. Persegi



$$A = B \times H \quad (3.48)$$

$$P = B + 2H \quad (3.49)$$

$$R = A/P \quad (3.50)$$

Gambar 3.8 Bentuk-bentuk penampang sungai

3.3 GERUSAN PADA SUNGAI

3.3.1 Uraian Umum

Dasar sungai selalu mengalami perubahan bentuk dan elevasinya. Hal ini terjadi disebabkan karena sungai senantiasa berusaha mencapai keseimbangan dinamisnya. Pada dasar sungai senantiasa terjadi proses penggerusan dan pengendapan akibat adanya karakteristik aliran yang berbeda pada sungai. Dua proses ini akan menyebabkan bentuk dan elevasi dasar sungai senantiasa mengalami perubahan untuk jangka waktu tertentu perubahan tersebut akan nampak jelas.

Proses gerusan terjadi karena adanya perubahan pola aliran yang melewati suatu penampang sungai sehingga partikel-partikel dasar sungai akan terangkut dan ditransportasikan dari daerah asalnya selapis demi selapis dan proses tersebut terjadi berulang-ulang sampai mencapai suatu keseimbangan dasar sungai yang baru.

Menurut *Raudkivi* dan *Eltema* (1982) ada tiga gerusan yaitu :

1. Gerusan umum dialur sungai. Gerusan ini tidak berkaitan sama sekali ada atau tidaknya bangunan sungai.
2. Gerusan lokalisir di alur sungai. Gerusan terjadi karena menyempitnya alur sungai sehingga aliran menjadi terpusat.
3. Gerusan lokal disekitar bangunan. Gerusan terjadi karena pola aliran lokal disekitar bangunan sungai.

Peristiwa ketiga jenis gerusan tersebut dapat terjadi bersamaan tetapi pada lokasi yang berbeda.

Selanjutnya ada beberapa fenomena yang berhubungan dengan gerusan, yaitu sebagai berikut (*Larsen 1952*):

1. Besarnya gerusan akan sama dengan selisih antara jumlah material yang ditranspor keluar daerah gerusan dengan jumlah material yang masuk kedalam daerah gerusan.
2. Besarnya gerusan akan berkurang apabila tampang basah didaerah gerusan bertambah (misal karena erosi)
3. Untuk suatu kondisi aliran akan ada suatu keadaan gerusan yang disebut gerusan batas, besarnya akan *asimtoti* terhadap waktu.

Fenomena pertama dapat ditulis kedalam persamaan :

$$df(\mathbf{B}) / dt = g(\mathbf{B}) - g(\mathbf{S}) \quad (3.51)$$

Dimana :

$f(\mathbf{B})$ = Batasan diskripsi gerusan

t = Waktu

$g(\mathbf{B})$ = Jumlah material yang ditranspor keluar daerah gerusan, merupakan fungsi tampang basah sungai dan posisi geometri.

$g(\mathbf{S})$ = Jumlah material yang ditranspor kedalam daerah gerusan

Fenomena kedua dan ketiga merupakan keadaan batas yang melengkapi persamaan diatas agar dapat menunjukkan adanya gerusan serta keseimbangan antara erosi dan desposisi. Apabila $g(\mathbf{B}) > g(\mathbf{S})$ maka $df(\mathbf{B}) / dt$ positif dan terjadi gerusan /erosi. Sebaliknya bila $g(\mathbf{B}) < g(\mathbf{S})$ maka $df(\mathbf{B}) / dt$ negatif dan terjadi desposisi selanjutnya dasar akan stabil. Bila $g(\mathbf{B}) = g(\mathbf{S})$ atau $df(\mathbf{B}) / dt = 0$, maka tidak akan terjadi gerusan maupun desposisi. Perubahan pola aliran sungai sebagai akibat adanya bangunan sungai seperti jembatan ternyata dapat membahayakan bangunan itu sendiri karena dapat terjadi gerusan lokal pilar dan abutmennya.

3.3.2 Faktor – faktor yang Mempengaruhi Gerusan

Faktor – faktor yang mempengaruhi terjadinya penggerusan pada sungai antara lain adalah :

1. Tinggi muka air disungai
2. Kemiringan dasar sungai
3. Debit aliran sungai
4. Jenis butiran dasar sungai dan jenis butiran yang dibawa aliran.
5. Penampang sungai beserta bangunan yang ada.

3.3.3 Gaya Seret (*Tractive Force*)

Bila air mengalir dalam saluran maka akan timbul suatu gaya yang bekerja searah dengan arah saluran. Gaya ini yang merupakan gaya tarik pada penampang basah yang disebut gaya seret (*Tractive Force*) atau juga disebut gaya geser. Untuk aliran seragam, gaya seret tersebut sama dengan komponen efektif dari gaya

BAB III
TINJAUAN PUSTAKA

gravitasi yang bekerja pada tubuh air, sejajar dengan dasar saluran dan besarnya sama dengan :

$$\tau : \gamma_w \cdot A \cdot L \cdot I,$$

dimana : γ_w = Berat satuan air

A = Luas penampang basah

L = Panjang bentang saluran

I = Kemirigan

Harga rata-rata dari gaya seret persatuan luas basah disebut gaya seret satuan τ_o dan besarnya sama dengan :

$$\frac{\gamma_o \cdot A \cdot L \cdot I}{P \cdot L} = \gamma_w \cdot R \cdot I \quad (3.52)$$

Dimana :

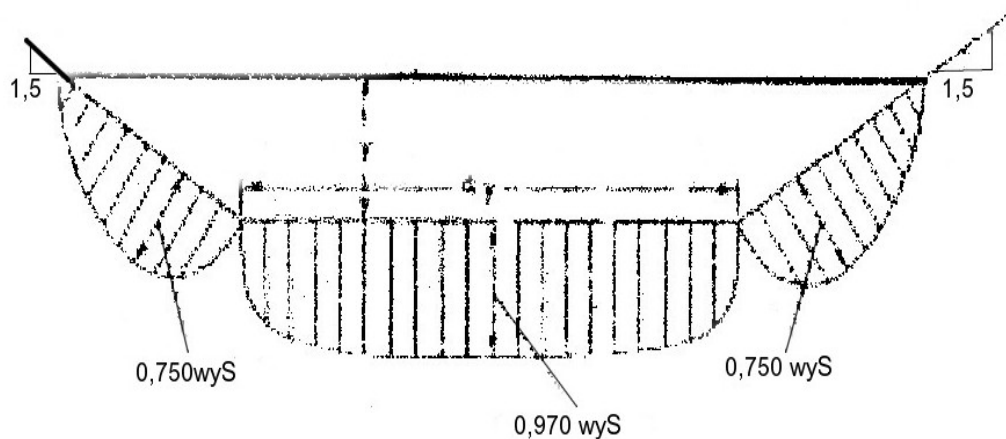
P = Keliling basah

R = Jari - jari hidrolis

Jadi Gaya Seret Satuan : $\tau_o = \gamma_w \cdot R \cdot I$ (3.53)

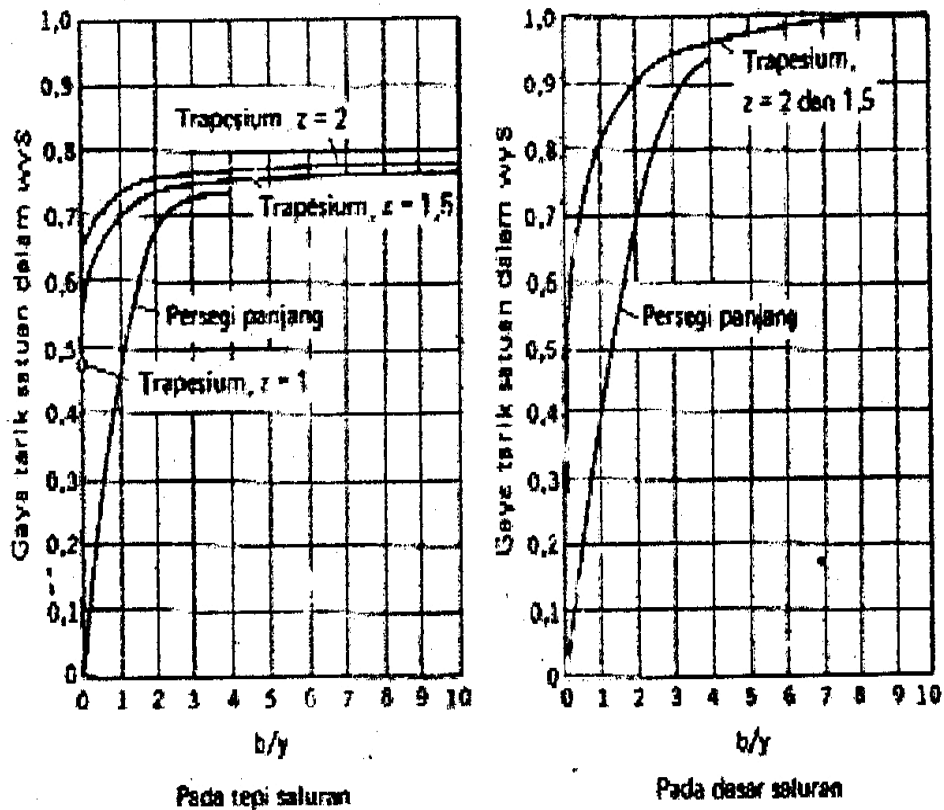
Untuk saluran terbuka yang lebar maka jari-jari hidrolis sama dengan dalamnya air (y) sehingga persamaannya menjadi $\tau_o = \gamma_w \cdot y \cdot I$ (3.54)

Distribusi gaya seret pada saluran (USBR) berdasarkan analogi membran dapat di lihat pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9 : Distribusi gaya pada penampang saluran

Gambar 3. 10 memperlihatkan gaya – gaya seret satuan maksimum pada tebing dan dasar beberapa tipe saluran. Umumnya untuk saluran dengan penampang trapesium gaya seret maksimum pada dasar saluran mendekati $\gamma_w \cdot I$, sedang pada tebing mendekati $0,76 \gamma_w \cdot I$.

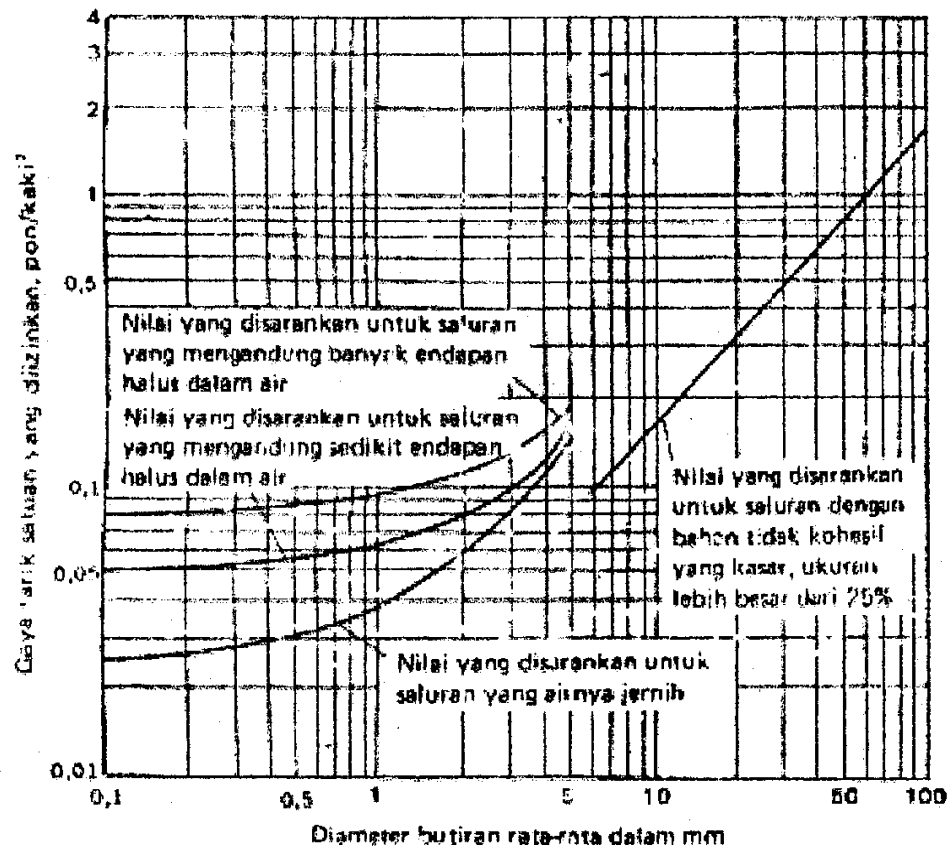


Gambar 3.10 : Gaya seret satuan maksimum

3.3.4 Gaya Seret Yang Diijinkan

Gaya seret yang diijinkan adalah gaya seret satuan maksimum yang tidak menyebabkan erosi dari tanah (bahan) dasar saluran. Gaya seret satuan ini ditentukan di laboratorium dan harga – harga yang didapat disebut gaya seret kritis. Saluran yang tanahnya terdiri dari bahan yang non kohesif dapat menahan gaya – gaya seret yang lebih besar daripada gaya seret kritis, hal ini mungkin dapat disebabkan oleh adanya sejumlah bahan – bahan koloid dan organis yang terdapat dalam air dan

tanah yang bisa memberikan tenaga pengikat. Sifat – sifat tanah yang lain diantaranya seperti : *Index lasticity* atau kerja kimiawi dapat juga diperhitungkan untuk menentukan gaya seret yang diijinkan dengan lebih teliti.

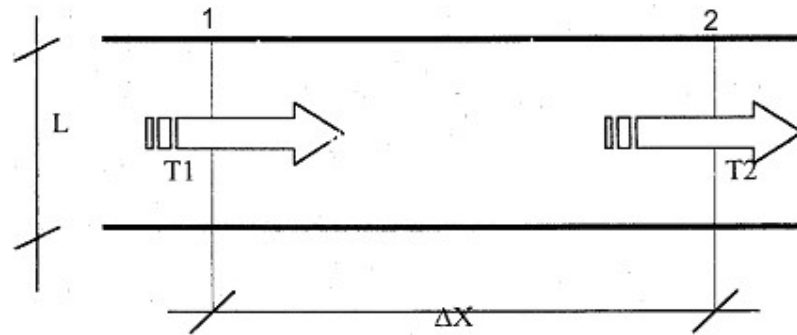


Gambar 3.11 : Gaya seret saluran yang diijinkan untuk saluran pada material non Kohesif (USBR).

3.3.5 Keseimbangan Penggerusan

Terjadinya penggerusan disebabkan karena gaya seret (*tractive force*) lebih besar daripada gaya – gaya tanah dasar, atau akibat gaya seret (*tractive force*) yang bertambah pada suatu waktu untuk lokasi tertentu. Akan tetapi selain gaya tersebut juga ditentukan oleh sejumlah sedimen yang dibawa oleh aliran tersebut, seperti yang dikemukakan oleh H.C Frijlink (1968), bahwa kriteria

penggerusan dan pengendapan pada suatu sungai sejauh ΔX dapat dijelaskan sebagai berikut :



Gambar 3.12 : Penampang memanjang sungai

Ditinjau penampang sungai seperti pada Gambar 3.12, pergerakan aliran dari penampang 1 (satu) ke penampang 2 (dua) sejauh ΔX akan terjadi penggerusan apabila kapasitas sediment (T) yang terjadi $T_2 > T_1$ dan dapat diekspresikan secara formula yaitu $dT/dx > 0$, dimana x adalah panjang koordinat yang diukur sepanjang garis sumbu (garis tengah) sungai. Jika $T_2 < T_1$ maka material dibawa T_1 , akan diendapkan sebesar ΔT , dimana $\Delta T = T_1 - T_2$ pada penampang 1 (satu) dan penampang 2 (dua) sejauh ΔX dan dapat diformulasikan $dT/dx < 0$. Secara umum bahwa kondisi keseimbangan aliran air tercapai ($h = h_e$, dimana h_e adalah *equilibrium* atau keseimbangan kedalaman). Jika kondisi hal ini tercapai, maka tidak akan terjadi gerusan (*scouring*) maupun pengendapan.

$$\text{Keseimbangan kedalaman } (h_e) = (q^2 / (C^2 \cdot B^2 \cdot h^3))^{1/3} \quad (3.55)$$

$$I_{bed} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot B^2 \cdot h^3} \quad (3.56)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (3.57)$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^c}{C^2 \cdot i_{bed}}} \quad (3.58)$$

Tabel 3.9 : Harga Koefisien *manning*

Bahan	Koefisien Manning (n)
Besi tuang dilapis	0,014
Kaca	0,010
Saluran beton	0,013
Bata dilapis mortar	0,015
Pasangan batu disemen	0,025
Saluran tanah bersih	0,022
Saluran tanah	0,030
Saluran dengan dasar batu dan tebing rumpun	0,040
Saluran pada galian batu padas	0,040

3.3.6 Analisis Stabilitas Dasar Sungai

Untuk perencanaan penampang dasar sungai yang stabil ada beberapa teori pendekatan, salah satunya adalah teori *Tractive force* yang memberikan harga tegangan geser didasar (τ_c) yang besarnya tergantung diameter butiran.

Rumus yang digunakan :

$$\tau_c = (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d \quad (3.59)$$

Sedangkan untuk menghitung tegangan geser maksimum pada dasar sungai dipergunakan rumus :

$$\tau_b = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot I \quad (3.60)$$

Dimana :

- τ_c = Tegangan geser titik dasar
- ρ_s = Rapat massa butir
- ρ_w = Rapat massa air
- g = Percepatan gravitasi
- d = Diameter butiran
- τ_b = Tegangan geser maksimum yang terjadi di dasar

h = Ketinggian air
I = Kemiringan dasar sungai

Dengan membandingkan harga τ_b dan τ_c , maka dapat diketahui sungai tersebut stabil atau tidak stabil.

$\tau_b > \tau_c \rightarrow$ Kondisi dasar sungai stabil

$\tau_b < \tau_c \rightarrow$ Kondisi dasar sungai tidak stabil.

3.4 SUNGAI

3.4.1 Definisi Sungai

Suatu alur yang panjang diatas permukaan bumi tempat mengalirnya air yang berasal dari hujan disebut alur sungai. Perpaduan antara alur sungai dan aliran air didalamnya disebut sebagai sungai. Proses terbentuknya sungai itu sendiri berasal dari mata air yang berasal dari gunung/pegunungan yang mengalir di atas permukaan bumi. Dalam proses selanjutnya aliran air ini akan bertambah seiring dengan terjadinya hujan, karena limpasan air hujan yang tidak dapat diserap bumi akan ikut mengalir ke dalam sungai, mengakibatkan terjadinya banjir. Dari pengertian tersebut dapat diambil kesimpulan bahwa sungai adalah saluran drainase yang terbentuk secara alamiah akibat dari pergerakan air diatas permukaan bumi yang tidak dapat diserap oleh bumi. Jika ditelaah lebih jauh, disekitar sungai juga terdapat bangunan-bangunan pelengkap yang tidak dapat dipisahkan dari sungai, karena juga berfungsi memperlancar kinerja sungai itu sendiri. Dengan kata lain daerah sungai meliputi aliran air dan alur sungai termasuk bantaran, tanggul, dan areal yang dinyatakan sebagai daerah sungai. Sebagai tambahan daerah sungai meliputi tempat-tempat kedudukan bangunan persungai seperti tanggul dan daerah-daerah yang harus ditangani bersama dengan daerah sungai yang diuraikan diatas.

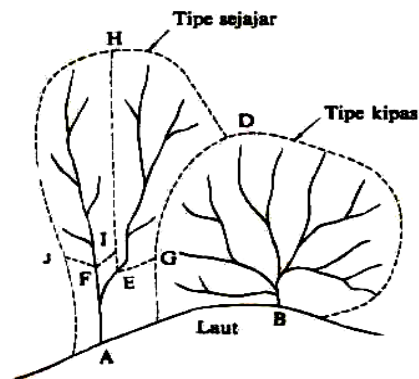
Dalam perjalanannya dari hulu menuju hilir, aliran sungai secara berangsur-angsur berpadu dengan banyak sungai lainnya. Perpaduan ini membuat tubuh sungai menjadi semakin besar. Apabila suatu sungai mempunyai lebih dari dua cabang, maka sungai yang daerah pengaliran, panjang dan volume airnya paling besar

disebut sebagai sungai utama (*main river*). Sedangkan cabang yang lain disebut anak sungai (*tributary*). Suatu sungai kadang-kadang sebelum aliran airnya mencapai laut, sungai tersebut membentuk beberapa cabang yang disebut cabang sungai (*enfluent*) (Sumber : Perbaikan dan Pengaturan Sungai, Dr. Ir. Suyono Sosrodarsono, 1984)

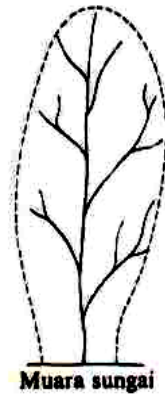
3.4.2 Morfologi Sungai

Sifat-sifat suatu sungai dipengaruhi oleh luas, dan bentuk daerah pengaliran serta kemiringannya. Topografi suatu daerah sangat berpengaruh terhadap morfologi sungai yang ada, daerah dengan bentuk pegunungan pendek-pendek mempunyai daerah pengaliran yang tidak luas dan kemiringan dasarnya besar. Sebaliknya daerah dengan kemiringan dasarnya kecil biasanya mempunyai daerah pengaliran yang luas. Hal-hal yang berkaitan erat dengan morfologi sungai antara lain bentuk aliran, dimensi aliran, bentuk badan aliran, kemiringan saluran, daya tampung, dan sifat alirannya. Lokasi anak sungai dalam suatu daerah pengaliran terutama ditentukan oleh keadaan daerahnya. (lihat Gambar 3.12 Sungai A) mempunyai dua anak sungai yang mengalir bersama-sama dan bertemu setelah mendekati muara yang disebut sungai tipe sejajar. Sebaliknya Sungai B yang anak-anak sungainya mengalir menuju suatu titik pusat yang disebut tipe kipas. Ada juga tipe-tipe lainnya seperti tipe cabang pohon (Lihat Gambar 3.13) yang mempunyai beberapa anak sungai yang mengalir ke sungai utama di kedua sisinya pada jarak-jarak tertentu.

Dalam keadaan sesungguhnya kebanyakan sungai-sungai tidaklah sesederhana sebagaimana tersebut diatas, akan tetapi merupakan perpaduan dari ketiga tipe tersebut.



Gambar 3.13 DPS dan pola susunan anak-anak sungai

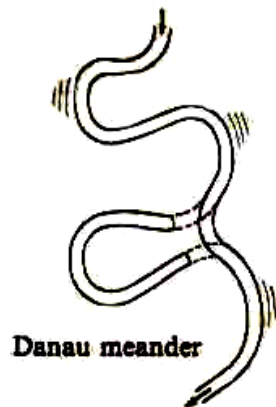


Gambar 3.14 DPS dan pola susunan anak-anak sungai tipe cabang pohon

3.4.3 Perilaku Sungai

Sungai adalah saluran drainase yang terbentuk secara alamiah. Akan tetapi disamping fungsinya sebagai saluran drainase dan dengan adanya air yang mengalir didalamnya, sungai menggerus tanah dasarnya terus menerus dan terbentuklah lembah-lembah sungai. Volume sedimen yang sangat besar yang dihasilkan dari keruntuhan tebing-tebing sungai di daerah pegunungan dan tertimbun di dasar sungai tersebut, terangkut ke hilir oleh aliran sungai. Karena di daerah pegunungan kemiringan sungainya curam, gaya tarik aliran airnya cukup besar. Tetapi setelah mencapai dataran, maka gaya tariknya menurun drastis. Dengan demikian beban yang terdapat dalam arus sungai berangsur-angsur diendapkan.

Dengan adanya perubahan kemiringan yang mendadak pada alur sungai dari curam ke landai, maka pada lokasi ini terjadi proses pengendapan yang sangat intensif yang menyebabkan mudah berpindahannya alur sungai dan terbentuklah kipas pengendapan. Pada daerah dataran yang rata alur sungai tidak stabil dan apabila sungai mulai membelok, maka terjadilah erosi pada tebing belokan luar yang berlangsung sangat intensif, sehingga terbentuklah meander seperti pada Gambar 3.14.



Gambar 3.15 Proses meander sungai

Meander semacam ini umumnya terjadi pada ruas-ruas sungai di dataran rendah dan apabila proses meander berlangsung terus menerus, maka pada akhirnya terjadilah sudetan alam pada dua belokan luar yang sudah sangat berdekatan, dan terbentuklah sebuah danau.

Di dekat muara air menjadi tidak deras dan intensitas pengendapan sangat meningkat, lebih-lebih dengan adanya air asin di muara tersebut dan terjadilah pengendapan dalam volume yang sangat besar. Dataran yang terjadi di muara sungai, bentuknya sangat berbeda satu dengan yang lainnya tergantung dari keadaan sungai dan laut/danau tempat bermuaranya sungai tersebut dan tergantung dari tingkat kadar sedimen berbutir halus yang terdapat di dalam air sungai. Apabila volume sedimen yang hanyut besar, sedangkan laut atau danaunya dangkal dan gelombangnya tidak besar atau arusnya tidak deras, maka akan terbentuk delta.

3.5 GROUND SILL (Ambang)

3.5.1 Uraian Umum

Ground Sill (Ambang/drempel) adalah bangunan yang dibangun melintang sungai untuk menjaga agar dasar sungai tidak turun terlalu berlebihan.

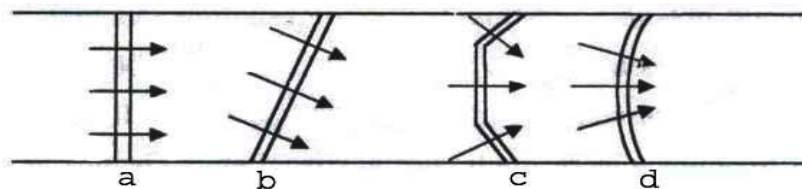
Penurunan berlebihan tersebut terjadi karena berkurangnya pasokan sedimen dari hulu ataupun karena aktifitas penambangan yang berlebihan. Akibat dari aktifitas tersebut pada waktu banjir akan terjadi arus air yang tak terkontrol sehingga akan mengakibatkan rusak/hancurnya bangunan pondasi perkuatan lereng ataupun

pilar-pilar jembatan. Akibat yang lebih parah adalah tergerusnya dasar sungai dan hancurnya tanggul-tanggul sungai. Penggerusan dasar sungai secara lokal dapat juga terjadi akibat berubahnya arus air di suatu lokasi akibat dibangunnya pilar jembatan ditengah alur sungai. Dalam keadaan seperti diatas perlu adanya pembangunan *ground sill* untuk menghindari terjadinya penurunan dasar sungai (*degradasi*).

3.5.2. Tipe dan Bentuk *Ground Sill*

Agar tidak terjadi gerusan yang berlebihan di bagian hilir ambang, maka desain ambang hendaknya tidak terlalu tinggi, akan tetapi jika ambang terlalu rendah, pengamanan dasar sungai akan tidak terlalu efektif terutama saat banjir. Paling tidak terdapat dua (2) tipe umum ambang, yaitu ambang datar (*bed gindle work*) dan ambang pelimpah (*head work*). Ambang datar hampir tidak mempunyai terjunan dan elevasi mercunya hampir sama dengan permukaan dasar sungai dan berfungsi untuk menjaga agar permukaan dasar sungai tidak turun lagi. Sedangkan ambang pelimpah mempunyai terjunan, sehingga elevasi permukaan dasar sungai di sebelah hulu ambang lebih tinggi dari elevasi permukaan dasar di sebelah hilirnya dan tujuannya adalah untuk lebih melandaikan kemiringan dasar sungai.

Ambang pelimpah hendaknya direncanakan agar secara hidrolis dapat berfungsi dengan baik, antara lain denahnya ditempatkan sedemikian rupa sehingga tegak lurus dengan arah sungai, khususnya saat banjir. Pada Gambar 3.15 terdapat 4 jenis ambang, tetapi yang sering dibangun adalah tipe tegak lurus (a) karena murah dan mudah pelaksanaannya, adapun tipe diagonal (d) jarang digunakan karena ambang menjadi lebih panjang dan limpasan air terpusat di tengah ambang, selain itu biaya pengerjaan juga lebih mahal.



Gambar 3.16 Denah ambang dan arah limpasan air

3.5.3 Desain *Ground Sill*

Untuk menghindari terjadinya gerusan disebelah hilir ambang, maka ketinggian ambang perlu direncanakan secara matang. Karena jika ambang terlalu rendah maka fungsinya akan kurang berarti apalagi jika banjir melanda.

3.5.3.1 Perhitungan Ketinggian air

Tinggi air di atas *Ground Sill* (h)

Untuk mencarinya digunakan rumus :

$$Q = 2m_2 \frac{2}{15} C \sqrt{(2g)(3B_1 + 2B_2)h^{3/2}} \quad (3.61)$$

Dimana : Q = Debit rencana (m^3/dt)

m_2 = Kemiringan tepi peluap

g = Percepatan grafitasi (m^2/dt)

C = Koefisien debit (0,6-0,68)

B_1 = Lebar bagian bawah sungai

B_2 = Lebar bagian atas sungai

$B_1 = a x Q^{1/2}$ (Teori Regim)

Tabel 3.10 Tabel Nilai α

Luas DAS (Km ²)	α
$A \leq 1$	2 - 3
$1 < A \leq 10$	2 - 4
$10 < A \leq 100$	2 - 5
$A > 100$	2 - 6

(Sumber : Design of Sabo Facilities, JICA 1985 dalam Diktat Kuliah Bangunan Air, Ir. Salamun MS)

h = Tinggi air diatas *ground sill*

Untuk penampang trapesium

$$B_2 = B_1 + 2 m_2 h$$

Jika : $m_2 = 0,5$

$$C = 0,60$$

BAB III
TINJAUAN PUSTAKA

Maka :

$$Q = (0,71 h + 1,77 B_1) h^{3/2} \quad (3.62)$$

(Sumber : Design of Sabo Facilities, JICA 1985 dalam Diktat Kuliah Bangunan Air, Ir. Salamun MS)

➤ Kecepatan Aliran diatas Mercu

$$A_1 = 0,5(B_1+B_2) h \quad (3.63)$$

$$V_1 = Q/A_1 \quad (3.64)$$

$$h_v = \frac{v_1^2}{2g} \quad (3.65)$$

$$E = h + h_v \quad (3.66)$$

➤ Kedalaman Aliran diatas Mercu

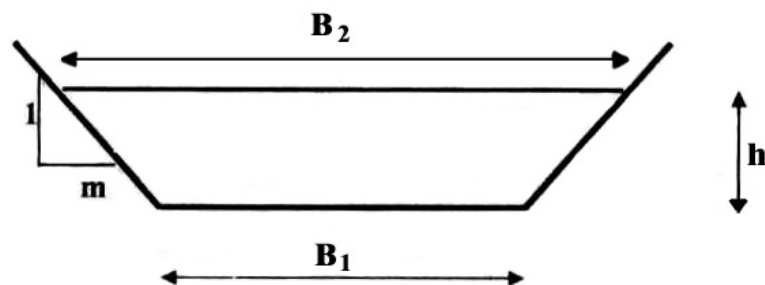
$$h_1 = 2/3 h \quad (3.67)$$

$$A_2 = (B_1+0,5d) d \quad (3.68)$$

$$V_2 = Q/A_2 \quad (3.69)$$

$$V_{rata-rata} = 1/2 (V_1+V_2) \quad (3.70)$$

(Sumber : Design of Sabo Facilities, JICA 1985 dalam Diktat Kuliah Bangunan Air, Ir. Salamun MS)



Gambar 3.17 Sketsa penampang melintang saluran

3.5.3.2 Desain Mercu *Ground Sill*

Dalam perencanaan *ground sill* diambil tinggi kisaran 0-2 m. Hal ini didasarkan karena fungsinya yang hanya untuk menjaga agar kemiringan sungai agar tidak tergerus, selain itu jika tinggi *ground sill* berlebihan dikhawatirkan terjadi bahaya piping.

Jika dikaitkan dengan fungsinya, maka desain mercu *ground sill* harus kuat menahan aliran sedimen, jadi harus kuat menahan benturan, baik benturan karena aliran sedimen, maupun benturan karena batang pohon yang hanyut. Adapun lebar mercu yang disarankan dapat dilihat pada Tabel 3.11

Tabel 3.11 Perkiraan lebar mercu *ground sill*

Lebar mercu	B = 1,5 ~ 2,5 m	B = 3 ~ 4 m
Material	Pasir dan kerikil atau kerikil dan batu	Batu-batu besar
Hidrologis	Kandungan sedimen sedikit sampai banyak	Debris flow kecil sampai besar

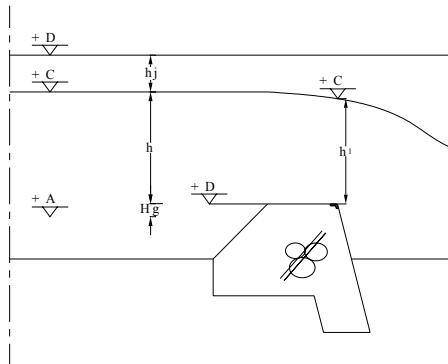
(Sumber : Design of Sabo Facilities, JICA 1985 dalam Diktat Kuliah Bangunan Air, Ir. Salamun MS)

Untuk menghitung tinggi jagaan dapat digunakan pedoman :

Untuk $Q < 200$ (m^3/dt) → 0,6 m

Untuk $200 < Q < 500$ (m^3/dt) → 0,8 m

Untuk $Q > 500$ (m^3/dt) → 1 m



Gambar 3.18 Sketsa mercu *ground sill*

BAB III
TINJAUAN PUSTAKA

Dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan di atas maka dapat diketahui :

- Untuk elevasi muka air di hulu dapat dihitung dari :

$$\begin{array}{rcl} \text{Elevasi tanah} & & = +A \\ \text{Tinggi mercu} & & = Hg \\ \text{Tinggi air di hulu mercu} & & = h \\ \hline \text{Elevasi muka air di hulu} & & = + C \end{array}$$

- Untuk elevasi mercu dapat dihitung dari :

$$\begin{array}{rcl} \text{Elevasi tanah} & & = +A \\ \text{Tinggi mercu} & & = Hg \\ \hline \text{Elevasi mercu} & & = + B \end{array}$$

- Untuk tinggi sayap dapat dihitung dari :

$$\begin{array}{rcl} \text{Elevasi tanah} & & = +A \\ \text{Tinggi mercu} & & = Hg \\ \text{Tinggi air di hulu mercu} & & = h \\ \text{Tinggi jagaan} & & = hj \\ \hline \text{Elevasi sayap} & & = + D \end{array}$$

- Kemiringan hulu dan hilir *ground sill*

Kemiringan hilir ditentukan dengan

$$1 : n \Rightarrow \text{dimana } n \text{ diambil } 0,2 \Rightarrow 1 : 0,2$$

Kemiringan hulu ditentukan dengan

Untuk $h < 15$ m, nilai m dicari dengan rumus :

$$(1+\alpha)m^2 + [2(0,2+\beta) + 0,2(4\alpha+\gamma)]m - (1+3\alpha) + \alpha\beta(4n+\beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \quad (3.71)$$

$$\alpha = \frac{h}{H} \quad (3.72)$$

$$\beta = \frac{b}{H} \quad (3.73)$$

Dimana :

γ = Berat volume bahan *ground sill*

n = kemiringan hilir *ground sill*

m = kemiringan hulu *ground sil*

b = lebar mercu *ground sill*

h = tinggi air diatas mercu *ground sill*

H = tinggi air diatas mercu + tinggi mercu *ground sill*

(Sumber : Design of Sabo Facilities, JICA 1985 dalam Diktat Kuliah Bangunan Air, Ir. Salamun MS)

- Kedalaman pondasi (d)

$$d = \frac{1}{3}(H_{\text{eff}} + h) \quad (3.74)$$

Dimana :

H_{eff} = Tinggi efektif mercu *ground sill*

h = tinggi muka air di atas mercu *ground sill*

3.5.3.3 Analisis stabilitas

- **Gaya-gaya yang bekerja pada *ground sill***

Karena dimensi *ground sill* yang relatif kecil, maka gaya-gaya yang dianalisis terdiri dari gaya

- a. Berat Sendiri (W)
- b. Gaya tekanan air static (P)

Adapun gaya-gaya yang lain dapat diabaikan.

❖ **Berat sendiri**

$$W = \gamma_s \cdot A \quad (3.79)$$

Dimana :

γ_s = Berat volume (beton 2,4 ton/m², pasangan batu 2,2 ton/m²)

A = Volume/m²

W = Berat sendiri/m²

❖ **Gaya tekan air statis**

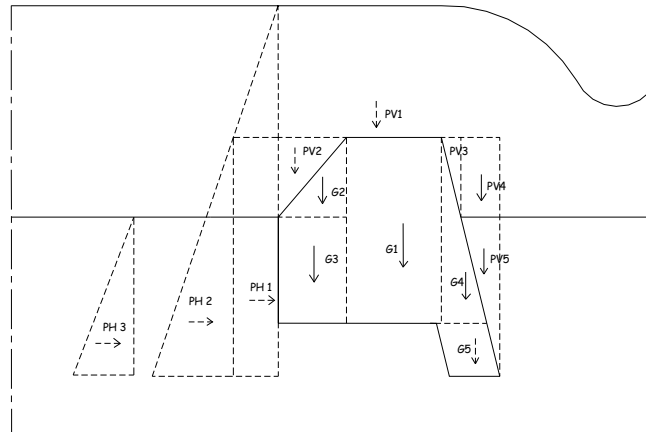
$$P = \gamma_w \cdot H_w \quad (3.80)$$

Dimana :

γ_w = Berat volume air (1,2 ton/m³)

H_w = Kedalaman air (m)

P = Gaya tekan air statis (ton/m²)



Gambar 3.19 Sketsa gaya-gaya yang bekerja pada *ground sill*

- **Chek terhadap guling**

Momen pasif :

$$M \text{ pasif} = MG1 + MG2 + MG3 + MG4 + MG5 + MPV1 + MPV2 + MPV3 + MPV4 + MPV5 \quad (3.81)$$

Momen aktif :

$$M \text{ aktif} = MPH1 + MPH2 + MPH3 \quad (3.82)$$

Syarat :

$$M \text{ pasif} / M \text{ aktif} > 1,5$$

- **Chek terhadap eksentrisitas**

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{\sum M}{\sum V} \right) \quad (3.83)$$

$$e \text{ ijin} = \frac{B}{6} \quad (3.84)$$

Dimana :

B = Lebar total *ground sill* (m)

$\sum M$ = Jumlah selisih momen (M pasif – M aktif) (ton.m)

$\sum V$ = Jumlah gaya vertikal (ton)

Syarat :

$$e < e \text{ ijin}$$

- **Stabilitas terhadap geser**

Syarat :

$$((\tan \varphi * \sum V) + (C * B)) / \sum H > SF \quad (3.85)$$

Dimana :

SF = Safety Factor = 1,2

φ = Sudut geser tanah

V = Gaya Vertikal

C = Nilai kohesi tanah

B = Lebar dasar *ground sill*

H = Gaya horizontal

- **Tegangan yang terjadi pada dasar pondasi**

Rumus yang digunakan :

$$\sigma_{1.2} = \frac{\sum V}{B} * (1 \pm \frac{6e}{B}) < \sigma_{ijin} \quad (3.86)$$

Dimana :

B = Lebar total *ground sill* (m)

e = Eksentrisitas

$\sum V$ = Jumlah gaya vertikal (ton)

σ_{ijin} = Tegangan ijin = 60 t/m²

- **Cek kekuatan tanah**

Untuk menghitung daya dukung tanah digunakan rumus terzaghi

$$q_{ult} = c.Nc + \gamma.Nq.Df + 0,5.\gamma.B.N\gamma \quad (3.87)$$

Dimana :

γ = berat volume tanah (ton/m³)

c = kohesi

\emptyset = sudut geser dalam (°)

Df = kedalaman pondasi (m)

Nc, Nq, N γ didapat dari grafik Terzaghi.

Syarat :

$$\sigma_{1.2} < q_{ult}$$