

BAB III

TINJAUAN PUSTAKA

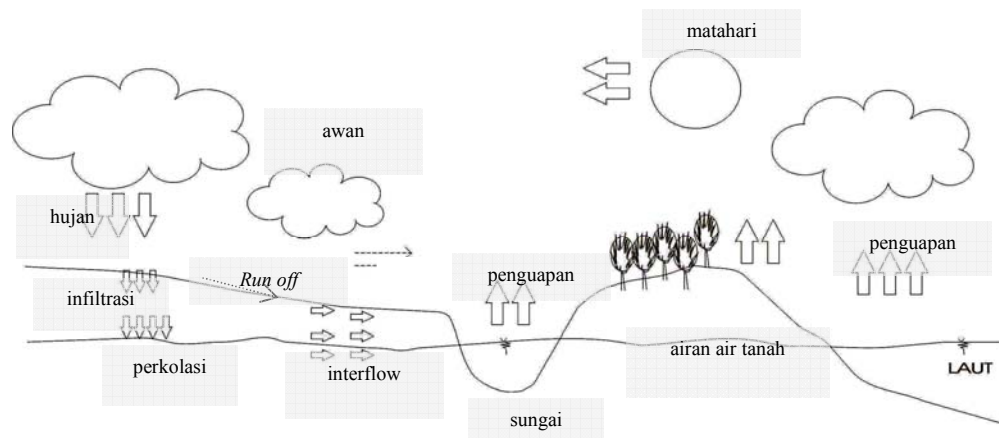
3.1 URAIAN UMUM

Dalam perencanaan bangunan pengendali dasar sungai diperlukan penguasaan berbagai disiplin ilmu. Hal ini mutlak diperlukan agar desain bangunan yang dihasilkan dapat dipertanggung jawabkan 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 didalamnya. 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 kearah 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 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 :

3.1.1.1 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 :

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

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)

3.1.1.2 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.

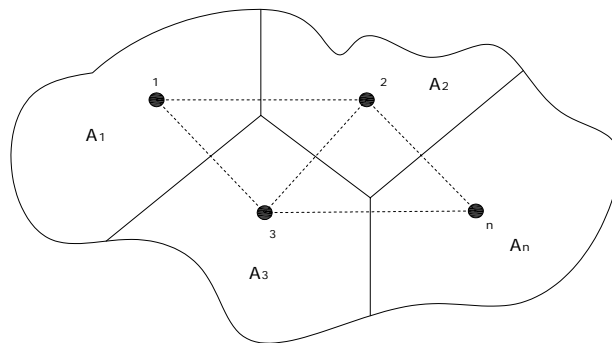
Rumus : $\bar{R} = R_1W_1 + R_2W_2 + \dots + R_nW_n$

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

3.1.1.3 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 :

$$\bar{R} = \frac{\sum A_i \times R_i}{\sum A_i}$$

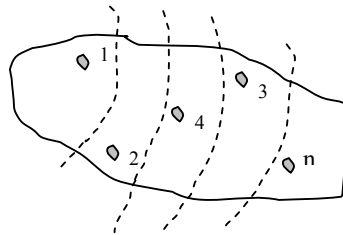
Keterangan :

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

R_i = curah hujan stasiun i (mm)

A_i = luas DAS stasiun i (km^2)

(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. Sebaran yang digunakan dalam perhitungan daerah curah hujan adalah :

a. Sebaran normal

$$C_s = 0 \qquad C_k = 3$$

b. Sebaran log normal

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

c. Sebaran *Gumbel*

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

d. Sebaran log Pearson III

$$C_s > 0 \quad C_k = 1,5 C_s^2 + 3$$

(Sumber : Sutiono, dkk 1996)

Dipilih jika metode di atas tidak cocok dengan analisa, maka rumus yang digunakan adalah :

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum (R_i - \bar{R})^3$$

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

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)S^4} \sum (R_i - \bar{R})^4$$

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*

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

Dengan mengikuti pola sebaran yang sesuai selanjutnya dihitung curah hujan rencana dalam beberapa metode ulang yang akan digunakan untuk mendapatkan debit banjir rencana. Analisa statistik tersebut terdiri atas beberapa metode, yaitu :

3.2.2.1 Metode Gumbel.

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

Dimana : X_T = curah hujan rencana dalam periode ulang T tahun (mm)

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

Y_t = *reduced variabel*, 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)

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

X_i = curah hujan maksimum (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*

Rumus : $\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + k.S_x.\text{Log } X$

Nilai rata-rata : $\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } x}{n}$

Standar deviasi : $S_x = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } x - \overline{\text{Log } X})^2}{n-1}}$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})}{(n-1)(n-2)S^2}$$

Logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus :

$$\text{Log } Q = \overline{\text{Log } X} + G.Sx$$

$$G = \frac{n \sum (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)S_i^3}$$

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

Cs = Koefisien Kemencengan

$$G = \frac{n \sum (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)S_i^3}$$

(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 statistic sample 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*

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

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 $\frac{(O_i - E_i)}{E_i}$
- Jumlah seluruh G sub-grup nilai $\frac{(O_i - E_i)}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.
- Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R=2$ untuk distribusi normal dan binormal)

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.
- 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 variable dari distribusi empiris dan teoritis didapat perbedaan (Δ) tertentu.

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

**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	0.00
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 : 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*

$$\text{Rumus : } Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$$

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

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

$$q_n = \frac{t \cdot R_n}{3,6 \cdot t}$$

$$t = 0,10.L^{0,80}.i^{-0,30}$$

$$R_n = \frac{t.R_t}{t+1}$$

Di mana :

Q_n = Debit banjir (m^3/dt)

R_n = Curah hujan harian maksimum (mm/hari)

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

β = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS

q_n = Curah hujan ($m^3/dt.km^2$)

A = Luas daerah aliran (km^2)

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 $> 100 km^2$

Persamaan yang digunakan :

APBAR = PBAR . ARF

SIMS = H / MSL

LAKE = $\frac{\text{Luas DAS di hulu bendung}}{\text{Luas DAS total}}$

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

MAF = $8.10^{-6} . AREA^v . APBAR^{2,455} . SIMS^{0,177} . (1\pm LAKE)^{-0,85}$

Q = GF . MAF

Parameter yang digunakan :

AREA : Luas DAS (km^2)

PBAR : Hujan 24 jam maksimum merata tahunan (mm)

ARF : Faktor reduksi areal (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 : Indek danau
- GF : *Growth factor* (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>catchment</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 *Melchior*

Rumus yang digunakan adalah :

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

Dimana :

- Koefisien Run off (α)
 $\alpha = 0,42-0,62$. *Melchior* menganjurkan untuk memakai $\alpha = 0,52$

- Koefisien Reduksi (β)

$$F = \frac{1970}{\beta - 0.12} - 3960 + 1720$$

- Hujan Maksimum (q)

Waktu konsentrasi (t)

$$t = 0,186 L Q^{-0,2} I^{-0,4}$$

$$q_n = \frac{Rn}{3,6 * t}$$

- Dimana :
- Qt = Debit banjir rencana (m³/det)
 - Rn = Curah hujan maksimum (mm/hari)
 - α = Koefisien pengaliran
 - β = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS
 - qn = Debit persatuan luas (m³/det.Km²)

Syarat batas dalam perhitungan debit banjir menggunakan metode Melchior ini adalah sebagai berikut :

- Luas daerah pengaliran sungai > 100 Km²
- Hujan dengan durasi t < 24 jam

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

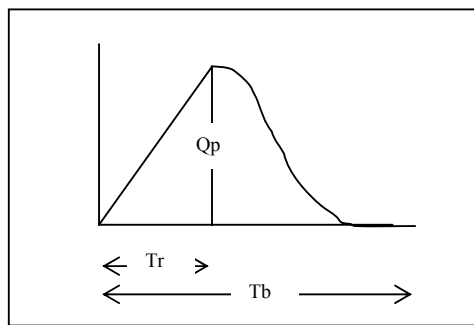
- Menentukan besarnya curah hujan sehari untuk periode ulang rencana yang dipilih.
- Menentukan α untuk daerah aliran sungai
- Menghitung A, L dan I untuk daerah aliran sungai
- Memperkirakan harga untuk waktu konsentrasi t₀
- Menghitung q_n dan Q₀ = $\alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$
- Menghitung waktu konsentrasi t = 0,186 L Q^{-0,2} I^{-0,4}
- Ulangi sampai harga t₀ ≈ t

3.2.4.4 Metode *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
4. waktu yang diukur dari saat hidrograf mulai naik sampai berakhirnya limpasan langsung atau debit sama dengan nol.
5. 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 (*resesion climb*) hidrograf satuan disajikan dalam persamaan *exponensial* berikut :

$$Q_t = Q_p \cdot e^{-t/k}$$

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 puncak
(jam)

k = Koefisien tampungan dalam jam

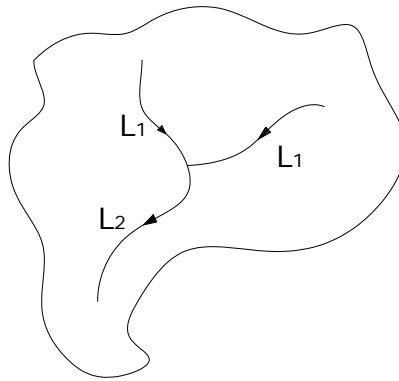
$$Tr = 0,43 \left[\frac{L}{100.SF} \right]^3 + 1,0665.SIM + 1,2775$$

Di mana :

Tr = Waktu naik (jam)

L = Panjang sungai (km)

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



Gambar 3.5 Sketsa Penetapan Panjang dan Tingkat Sungai

$$SF = (L1+L1)/(L1+L1+L2)$$

SIM = Faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara factor lebar (WF) dengan luas relative DAS sebelah hulu

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

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

$$WF = Wu/Wi$$

$$Qp = 0,1836 . A^{0,5886} . Tr^{-0,4008} . JN^{0,2381}$$

Di mana :

Qp = Debit puncak (m^3/dt)

JN = Jumlah pertemuan sungai

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

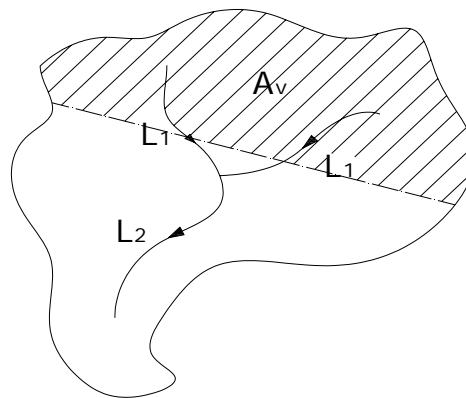
Di mana :

TB = 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 3.6 Sketsa penetapan RUA

$$RUA = A_u/A$$

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 :

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

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 :

$$QB = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430}$$

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.

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

Di mana :

k = koefisien tampungan

3.2.4.5 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 :

$$Q = AxV$$

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

$$c = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

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

Di mana :

Q = Volume banjir yang melalui tampang (m^3/dtk)

A = Luas penampang basah (m^2)

V = Kecepatan aliran (m/dtk)

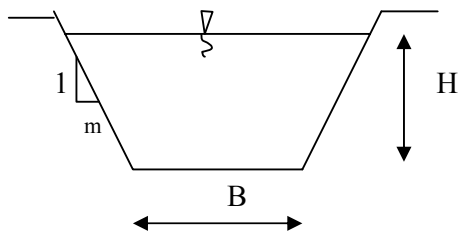
R = Jari – jari hidrolis (m)

I = Kemiringan sungai

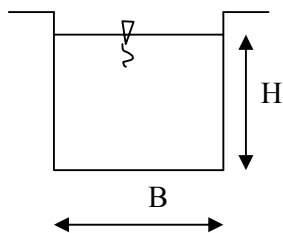
P = Keliling penampang basah sungai(m)

c = Koefisien *Chezy*

B = Lebar sungai (m)



$$A = (B+mH)H$$
$$P = B+2H(1+m^2)^{0,5}$$
$$R = A/P$$



$$A = B \times H$$
$$P = B+2H$$
$$R = A/P$$

Gambar 3.7 Bentuk-bentuk Penampang Sungai

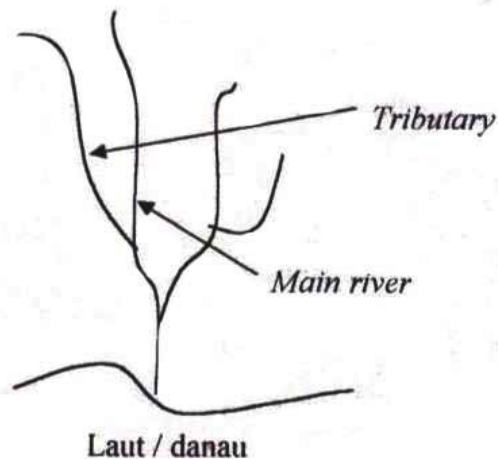
3.3 SUNGAI

3.3.1 Definisi Sungai

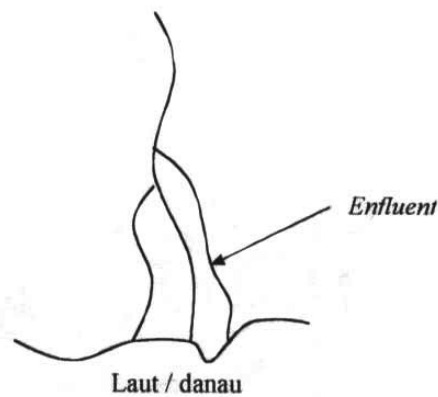
Suatu alur yang panjang diatas permukaan bumi tempat mengalirnya air yang berasal dari hujan disebut alur sungai. Perpaduan antara alur sungai dan aliran air didalamnya disebut sebagai sungai. Proses terbentuknya sungai itu sendiri berasal dari mata air yang berasal dari gunung/pegunungan yang mengalir 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 kedalam 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 : Perbikan dan Pengaturan Sungai, Dr. Ir. Suyono Sosrodarsono, 1984)



Gambar 3.8 *Main River* dan *Tributary*



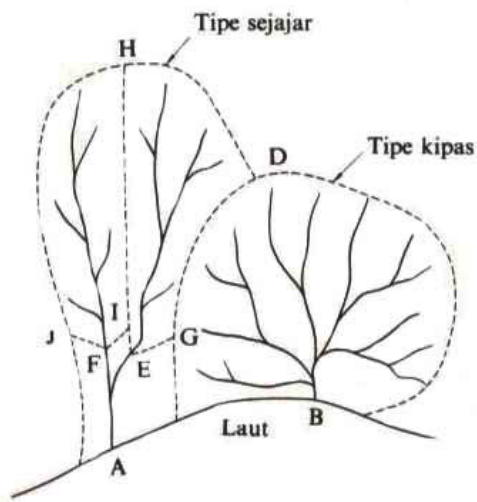
Gambar 3.9 Percabangan sungai sebelum masuk ke laut/danau

3.3.2 Morfologi Sungai

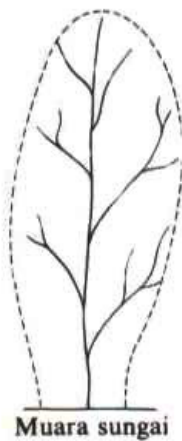
Sifat-sifat suatu sungai dipengaruhi oleh luas, dan bentuk daerah pengaliran serta kemiringannya. Topografi suatu daerah sangat berpengaruh terhadap morfologi sungai yang ada, daerah dengan bentuk pegunungan pendek-pendek mempunyai daerah pengaliran yang tidak luas dan kemiringan dasarnya besar. Sebaliknya 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. (Sungai A gambar 3.6)

mempunyai dua anak sungai yang mengalir bersama-sama dan bertemu setelah mendekati muara yang disebut sungai tipe sejajar. Sebaliknya ada pula sungai yang anak-anak sungainya mengalir menuju suatu titik pusat (Sungai B gambar 3.6) yang disebut tipe kipas. Ada juga tipe-tipe lainnya seperti tipe cabang pohon (gambar 3.7) 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 3.10 Daerah pengaliran sungai dan pola susunan anak-anak sungainya

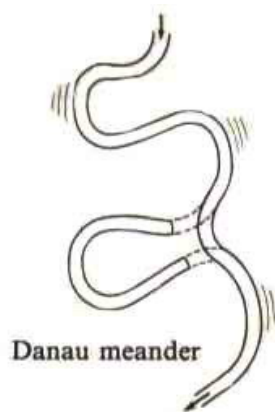


Gambar 3.11 Susunan anak-anak sungai (tipe cabang pohon)

3.3.3 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 berpindahnya 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 3.9.



Gambar 3.12 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 dananya dangkal dan gelombangnya tidak besar atau arusnya tidak deras, maka akan terbentuk delta.



Gambar 3.13 Pembentukan delta

3.4 ***GROUND SILL* (Ambang)**

3.4.1 **Uraian Umum**

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

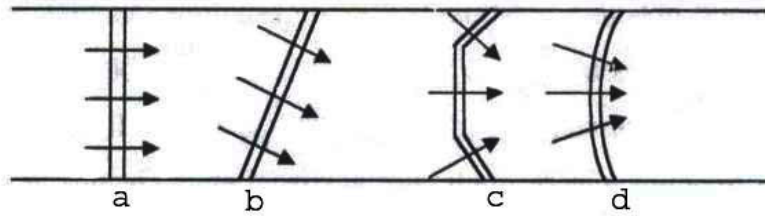
Penurunan berlebihan tersebut terjadi karena berkurangnya pasokan sedimen dari hulu ataupun karena aktifitas penambangan yang berlebihan. Akibat dari aktifitas tersebut pada waktu banjir akan terjadi arus air yang tak terkontrol sehingga akan mengakibatkan rusak/hancurnya bangunan pondasi perkuatan lereng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

3.4.2 Tipe dan Bentuk *Ground Sill*

Tujuan utama pembangunan *Ground Sill* adalah untuk mencegah gerusan dasar sungai dengan cara lebih melandaikan kemiringan dasarnya, guna mengurangi daya tarik alirannya. 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 3.17 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 3.14 Denah ambang dan arah limpasan air

3.4.3 Desain *Ground Sill*

Tujuan utama dibangunnya ambang adalah untuk mencegah terjadinya gerusan dasar sungai dengan cara lebih melandaikan kemiringan dasarnya, guna mengurangi gaya tarik alirannya. 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.

3.4.3.1 Perhitungan Ketinggian air

Tinggi air di atas *Ground Sill* (h)

Untuk mencarinya digunakan rumus :

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

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

h = Tinggi air diatas *ground sill*

Untuk penampang trapesium

$$B_2 = B_1 + 2 m_2 h$$

Jika : $m_2 = 0,5$

$$C = 0,60$$

Maka :

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

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

➤ Kecepatan Aliran diatas Mercu

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

$$V_1 = Q/A_1$$

$$h_v = \frac{v_1^2}{2g}$$

$$E = h + h_v$$

➤ Kedalaman Aliran diatas Mercu

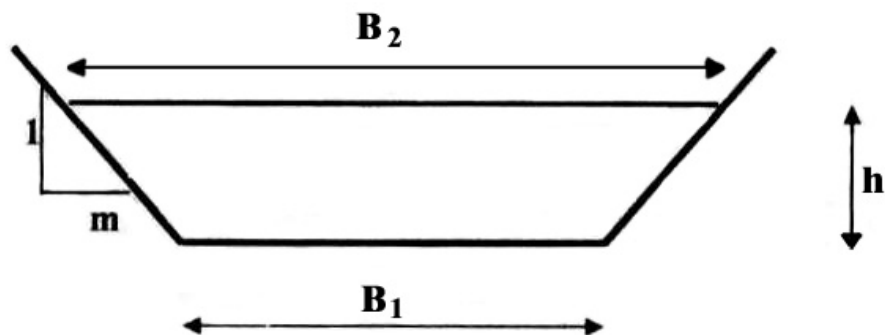
$$h_1 = 2/3 h$$

$$A_2 = (B_1+0,5d) d$$

$$V_2 = Q/A_2$$

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

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



Gambar 3.15 Sketsa penampang melintang saluran

3.4.3.2 Perencanaan *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 3.9

Tabel 3.9 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

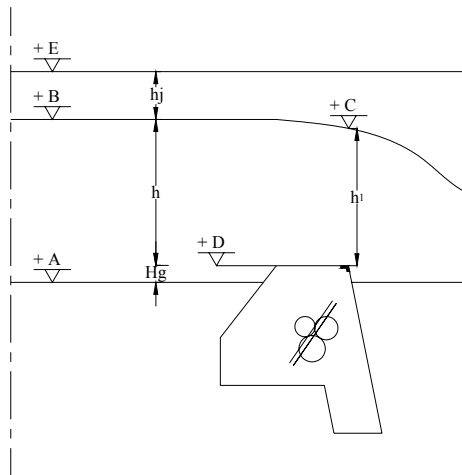
(Sumber : Design of Sabo Facilities, JICA 1985 dalam Diktat Kuliah Bangunan Air, Ir. Salamun MS)

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 3.16 Sketsa dimensi *ground sill*

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

- Untuk elevasi muka air di hulu dapat dihitung dari :

Elevasi tanah	= +A
Tinggi <i>ground sill</i>	= Hg
Tinggi air di hulu mercu	<u>= h</u>
Elevasi muka air di hulu	= + B
- Untuk elevasi muka air di atas *ground sill* dapat dihitung dari :

Elevasi tanah	= +A
Tinggi <i>ground sill</i>	= Hg
Tinggi air di atas mercu	<u>= h₁</u>
Elevasi muka air di atas <i>ground sill</i>	= + C
- Untuk elevasi mercu dapat dihitung dari :

Elevasi tanah	= +A
Tinggi <i>ground sill</i>	<u>= Hg</u>
Elevasi mercu	= + D
- Untuk tinggi sayap dapat dihitung dari :

Elevasi tanah	= +A
Tinggi air di hulu mercu	= Hg
Tinggi jagaan	<u>= hj</u>
Elevasi sayap	= + E

- Kemiringan hulu dan hilir *ground sill*

Kemiringan hilir ditentukan dengan

1 : $n \Rightarrow$ dimana n diambil 0,2 \Rightarrow 1 : 0,2

Kemiringan hulu ditentukan dengan

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

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

$$\alpha = \frac{h}{H} \quad \beta = \frac{b}{H}$$

Dimana :

γ = Berat volume bahan *ground sill*

n = kemiringan hilir *ground sill*

m = kemiringan hulu *ground sill*

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)

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

Dimana :

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

h = tinggi muka air di hilir mercu *ground sill* = h_3

- Perhitungan gerusan untuk cek kedalaman pondasi dihitung dengan :

Menurut Ir. Schrau Vendijk

Untuk $2 < \Delta H/H_{\text{cr}} < 15$ maka $T = 3 H_{\text{cr}} + 0,1 \Delta H$

Untuk $0,5 < \Delta H/H_{\text{cr}} < 2$ maka $T = 2,4 H_{\text{cr}} + 0,4 \Delta H$

Dimana :

ΔH = Beda tinggi

H_{cr} = Tinggi air kritis

T = kedalaman gerusan

$$H_{cr} = \left(\frac{\left(\frac{Q}{b} \right)^{2/3}}{g} \right)$$

Dengan : Q = debit rencana
 b = lebar dasar
 g = percepatan gravitasi

Menurut Lacey

$$T = 0,47 (Q/A)^{1/3}$$

Dimana :

T = kedalaman gerusan (m)

Q = debit yang melimpah di atas mercu (m^3/dt)

Menurut Schotkilst

$$T = 0,457 \times H^{0.2} \times q^{0.57} \times D90^{0.32} - d$$

Dimana :

T = kedalaman gerusan (m)

H = tinggi ma. di atas mercu (m)

q = Q/b

D90 = ukuran lubang saringan (mm), yaitu butiran yang lolos mencapai 90% dari berat sampel material dasar sungai

d = kedalaman pondasi

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

3.4.3.3 Analisa 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**

$$W = \gamma_s \cdot A$$

Dimana :

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

A = Volume/m³

W = Berat sendiri/m³

- ❖ **Gaya tekan air statis**

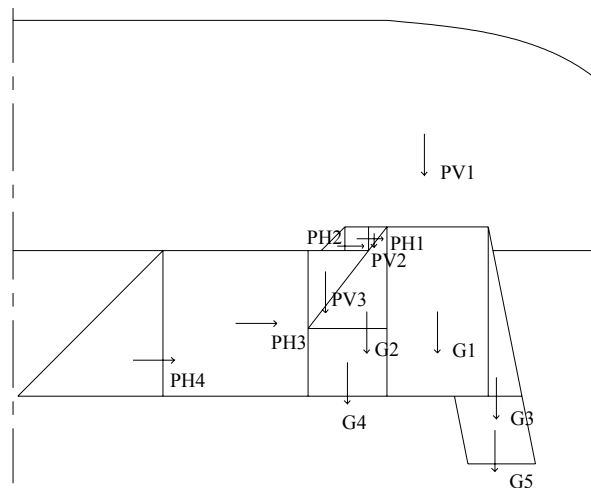
$$P = \gamma_w \cdot H_w$$

Dimana :

γ_w = Berat volume air (1,2 ton/m³)

H_w = Kedalaman air (m)

P = Gaya tekan air statis (ton/m²)



Gambar 3.17 Sketsa gaya-gaya yang bekerja pada *ground sill*

- **Chek terhadap guling**

Momen pasif :

$$M \text{ pasif} = MG1 + MG2 + MG3 + MG4 + MG5 + MPV1 + MPV2 + MPV3$$

Momen aktif :

$$M \text{ aktif} = MPH1 + MPH2 + MPH3 + MPH4$$

Syarat :

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

- **Chek terhadap eksentrisitas**

$$e = \frac{B}{2} - (\sum M / \sum V)$$

$$e \text{ ijin} = \frac{B}{6}$$

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 :

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

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 :

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

Dimana :

B = Lebar total *ground sill* (m)

e = Eksentrisitas

ΣV = Jumlah gaya vertikal (ton)

σ_{ijin} = Tegangan ijin = 60 t/m²

- **Cek kekuatan tanah**

Untuk menghitung daya dukung tanah digunakan rumus terzaghi

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

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 :

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