

BAB III

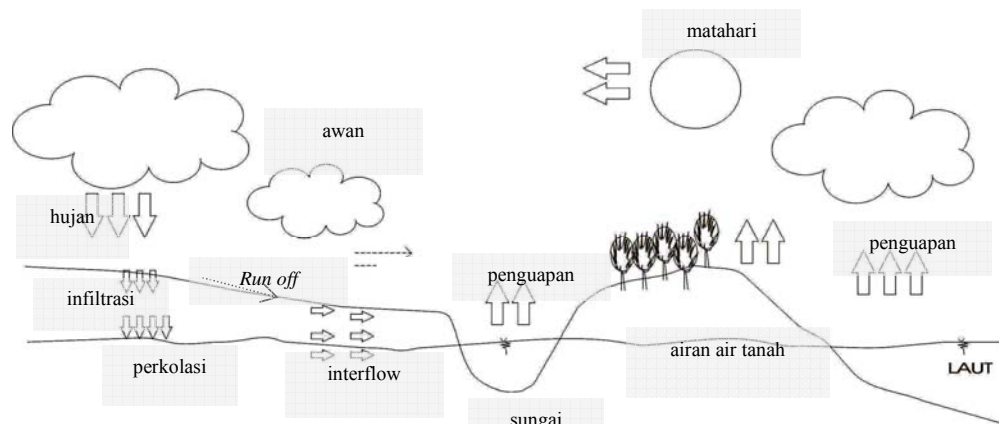
TINJAUAN PUSTAKA

3.1 TINJAUAN UMUM

3.1.1 Siklus hidrologi

Konsep siklus hidrologi merupakan hal yang sangat penting, karena air (baik air permukaan maupun air tanah) bagian dari siklus hidrologi. Siklus hidrologi (gambar 3.1) dimulai dengan terjadinya panas matahari yang sampai pada permukaan bumi, sehingga menyebabkan penguapan. Akibat penguapan ini terkumpul massa uap air, yang dalam kondisi atmosfer tertentu dapat membentuk awan. Akibat dari berbagai sebab klimatologis awan tersebut dapat menjadi awan yang potensial menimbulkan hujan. Sebagian air hujan tersebut akan tertahan oleh butiran-butiran tanah, sebagian akan bergerak dengan arah horisontal sebagai limpasan (*run off*), sebagian akan bergerak vertikal ke bawah sebagai infiltrasi, sebagian kecil akan kembali ke atmosfer melalui penguapan. 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

3.1.2 Bendung Saringan Bawah

Tipe bendung saringan bawah ini terutama cocok digunakan di daerah pegunungan, karena hampir tidak mempunyai bagian yang memerlukan eksploitasi. Bangunan ini dapat bekerja tanpa pengawasan. Penggunaan saringan bawah ini juga sangat menguntungkan di bagian sungai yang kemiringannya curam dengan bahan sedimen yang lebih besar. Karena bendung saringan bawah tidak mempunyai bagian yang merupakan penghalang aliran sungai dan bahan kasar, maka bendung ini tidak mudah rusak akibat hempasan batu-batu bongkah yang diangkut aliran. Batu-batu bongkah ini akan lolos begitu saja ke hilir sungai. Bendung saringan bawah dapat direncana dengan berhasil baik di sungai yang kemiringannya curam, mengangkut material berukuran besar atau batu - batuan dan memerlukan bangunan dengan elevasi rendah. Hal-hal yang perlu dipertimbangkan dalam perencanaan bendung saringan bawah adalah sebagai berikut :

1. Bendung harus direncanakan dengan seksama agar aman terhadap rembesan.
2. Konstruksi saringan hendaknya dibuat sederhana, tahan terhadap benturan batu dan mudah dibersihkan jika tersumbat.
3. Harus dilengkapi dengan kantong lumpur/pengelak sedimen yang cocok dengan kapasitas tampungan yang memadai dan kecepatan aliran yang cukup.
4. Perencanaan saringan dan saluran akan didasarkan pada kebutuhan pengambilan serta kecepatan yang dibutuhkan untuk mencegah masuknya sediment ke dalam saluran yang bertekanan.

(Sumber : Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

3.2 ANALISIS HIDROLOGI

Analisis data hidrologi 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.

Dalam mendapatkan debit banjir rencana yaitu dengan menganalisis data curah hujan maksimum pada daerah aliran sungai yang diperoleh dari beberapa stasiun hujan terdekat yaitu stasiun hujan Kemaron, Bojong dan stasiun hujan Danawarih.

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 :

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

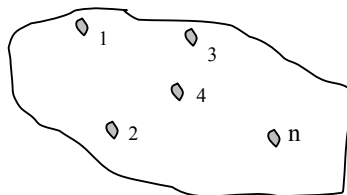
Di mana :

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

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

n = banyaknya pos hujan

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.2 Sketsa stasiun curah hujan cara rata-rata hitung

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.

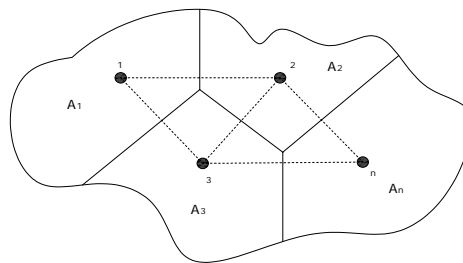
Rumus : $\bar{R} = R_1W_1 + R_2W_2 + \dots + R_nW_n$

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

$R_1...R_2...R_n$ = curah hujan masing-masing stasiun (mm)

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

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.3 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_{nt}).

Rumus :

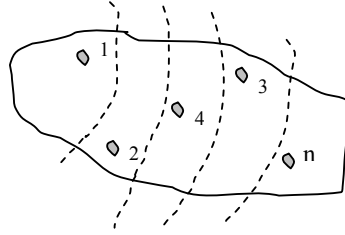
$$X_1 = \frac{a + b}{2}; X_2 = \frac{b + c}{2}; X_3 = \frac{c + d}{2}; X_4 = \frac{d + e}{2}$$

Keterangan :

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

X_n = nilai rerata antara dua garis *isohyet*

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.4 Pembagian daerah cara garis *Ishohyet*

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

$$C_s = 0$$

- b. Sebaran log normal

$$C_k = 3 C_v$$

- c. Sebaran *Gumbel*

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

- d. Sebaran log Pearson III

$$C_s \leq 0$$

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 Keruncingan (*skewness*)

C_k = Koefisien 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{R} = 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 : CD Soewarno,1999)

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 : CD Soewarno, 1999).

Tabel 3.3 Reduced Variate (Y_t)

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

Sumber : CD Soewarno, 1999.

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

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

Logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus :

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

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

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

$\overline{\text{Log}X}$ = jumlah pengamatan

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 : CD Soewarno, 1999.

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*

$$\text{Rumus : } f^2 = \sum \frac{(E_1 - O_1)^2}{E_1}$$

Di mana :

f^2 = harga chi kuadrat.

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

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

Dari hasil pengamatan yang didapat, dicari pengamatannya dengan chi kuadrat kritis (didapat dari table 3.5) paling kecil. Untuk suatu nilai nyata tertentu (level of significant) yang sering diambil adalah 5 %. Derajat kebebasan ini secara umum dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Dk = n - 3$$

di mana :

Dk = derajat kebebasan.

n = banyaknya rata – rata.

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 : CD Soewarno, 1999)

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 : CD Soewarno, 1999)

3.2.4. Debit Banjir Rencana

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

3.2.4.1 Metode *Der Weduwen*

Digunakan untuk luas DAS $\leq 100 \text{ km}^2$

Rumus : $Q_{\max} = \alpha \times \beta \times q \times A$

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

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

$$qn = \frac{Rn}{240} \times \frac{67,65}{t + 1,45}$$

$$t = 0,25 \times L \times Q^{-0,25} \times I^{-0,25}$$

Di mana :

Q_{\max} = debit banjir (m^3/dtk)

Rn	= curah hujan maksimum harian (mm/jam)
α	= koefisien pelimpasan air hujan (<i>run off</i>)
β	= koefisien reduksi luasan untuk curah hujan di DAS
qn	= luasan curah hujan ($m^3/dtk \text{ km}^2$)
A	= luas daerah pengaliran (km^2)
t	= lamanya 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 *Haspers*

Rumus : $Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$

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

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

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

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

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

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 ($m^3/dt \cdot km^2$)

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)

3.2.4.3 Metode Manual Jawa Sumatra

Digunakan untuk luas DAS > 100 km²

Persamaan yang digunakan :

$$APBAR = PBAR \cdot ARF$$

$$SIMS = H / MSL$$

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

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

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

$$Q = GF \cdot MAF$$

Parameter yang digunakan :

AREA : Luas DAS (km²)

PBAR : Hujan 24 jam maksimum merata tahunan (mm)

ARF : Faktor reduksi (table 3.1)

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

GF : *Growth factor* (table 3.2)

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

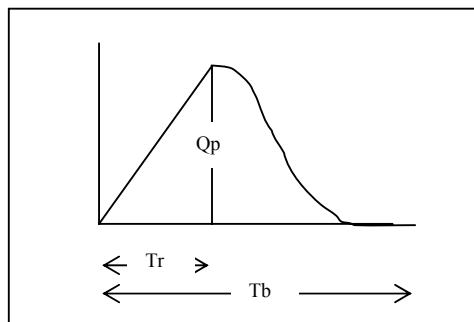
(Sumber : Banjir Rencana Untuk Bangunan Air, Joesron Loebis, 1990)

3.2.4.4 Metode Analisis Hidrograf Satuan Sintetik 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 3.5 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

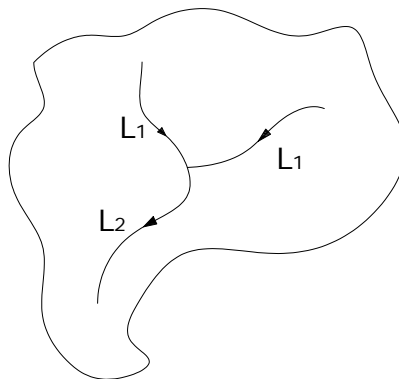
$$Tr = 0,43 \left[\frac{L}{100.SF} \right]^3 + 1,0665.SIM + 1,2775$$

Di mana :

Tr = Waktu naik (jam)

L = Panjang sungai (km)

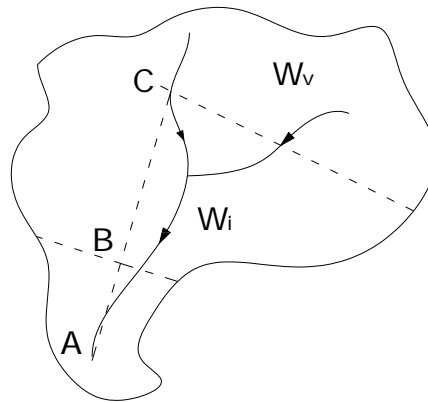
SF = Faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang tingkat 1 dengan jumlah panjang sungai semua tingkat



Gambar 3.6 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



Gambar 3.7 Sketsa Penetapan RUA

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

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

$$WF = W_u/W_i$$

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

Di mana :

$$Q_p = \text{Debit puncak (m}^3/\text{dt)}$$

$$JN = \text{Jumlah pertemuan sungai}$$

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

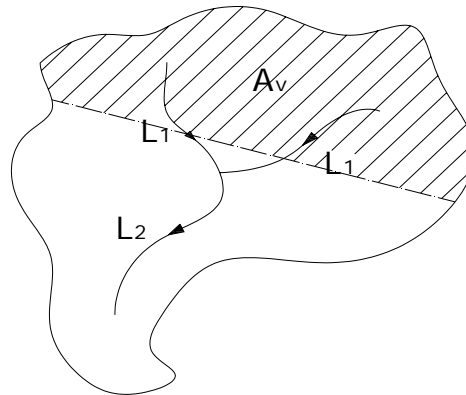
Di mana :

$$T_B = \text{Waktu dasar (jam)}$$

$$S = \text{Landai sungai rata-rata}$$

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 3.8 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 Rasional

Metode ini dapat menggambarkan hubungan antara debit limpasan dengan besar curah hujan statis. Dua komponen utama yang digunakan yaitu waktu konsentrasi (t_c) dan intensitas curah hujan (I).

Rumus :

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A$$

Di mana :

Q = Debit maksimum (m³/dtk)

A = Luas DAS (km²)

C = koefisien limpasan (lihat tabel 3.3)

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

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, Hidrologi Untuk Pengairan)

Tabel 3.9 Harga Koefisien run off

Kondisi Daerah Pengaliran dan Sungai	Harga 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 dialiri	0,70 – 0,80
Sungai di 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, 1998)

3.2.5 Kebutuhan Air Irigasi

Kebutuhan air irigasi adalah besarnya debit air yang akan dipakai untuk mengairi lahan di daerah irigasi. Untuk mengetahui apakah air yang tersedia mampu mengairi sawah yang ada, perlu dihitung neraca air daerah irigasi yang bersangkutan. Perhitungan ini dilakukan dengan membandingkan air yang tersedia dengan kebutuhan air yang ada.

Data yang digunakan dalam perhitungan kebutuhan air irigasi adalah :

1. Data curah hujan bulanan (mm)
2. Data klimatologi, meliputi :
 - a. Temperatur bulanan rata-rata (°C)
 - b. Kecepatan angin rata-rata (m/det)
 - c. Kelembaban udara relatif rata-rata (%)
 - d. Lamanya penyinaran matahari rata-rata (%)

Faktor-faktor yang mempengaruhi kebutuhan air adalah jenis tanaman, cara pemberian air, jenis tanah, cara pengolahan, pemeliharaan saluran serta bangunan, besarnya curah hujan, waktu penanaman, pengolahan tanah dan klimatologi.

Menurut jenisnya ada tiga macam pengertian kebutuhan air, yaitu :

1. Kebutuhan air bagi tanaman (*consumptive use*), yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaring tanaman (batang dan daun) dan untuk diuapkan (evapotranspirasi).

2. Kebutuhan air untuk areal pertanian yaitu jumlah air yang dibutuhkan untuk evaporasi dan perkolasi (peresapan air ke dalam dan ke samping).
3. Kebutuhan air untuk irigasi, yaitu jumlah air untuk evaporasi, perkolasi, penjumlahan, penggenangan dan kehilangan selama penyaluran.

Perhitungan kebutuhan air ini dimaksudkan untuk :

1. Perencanaan pola tanam, rencana tata tanam dan intensitas tanaman.
2. Menentukan areal yang dapat diairi dengan kondisi yang tersedia.
3. Dapat digunakan untuk membuat pedoman eksploitasi suatu jaringan irigasi yang sesuai dengan persediaan yang ada.

(Sumber : Sub-Direktorat Irigasi I DPU, Pedoman Kebutuhan Air Untuk Tanaman Padi Dan Tanaman Lain, PSA-010)

Sedangkan dalam perhitungan kebutuhan air didasarkan atas beberapa faktor-faktor yang mempengaruhi, yaitu :

3.2.5.1 Kebutuhan air untuk pengolahan tanah

Kebutuhan air untuk pengolahan tanah tergantung dari besar penjumlahan, lama pengolahan (periode pengolahan) dan besar evapotranspirasi dan perkolasi yang terjadi.

Menurut KP-01, angka penjumlahan tanah yang diambil 200 mm ditambah dengan lapisan air 50 mm, yakni $200 + 50 = 250$ mm, untuk lama pengolahan 30 hari. Dengan tabel *zyljstra* dan diketahui $E_o + P$ didapatkan angka pengolahan tanah. Untuk palawija 50 mm selama 15 hari.

Rumus : $L_p = M \times e^k / (e^k - 1)$

Dimana : L_p = besarnya kebutuhan air

$M = E_o + P$

e = bilangan rasional

$k = M \times T / S$

T = lama pengolahan

S = angka penjumlahan

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-01)

3.2.5.2 Kebutuhan air untuk pertumbuhan

Kebutuhan air untuk pertumbuhan tergantung dari jenis tanaman, periode pertumbuhan, faktor jenis tanah, iklim, luas area, topografi. Untuk perhitungan kebutuhan air dipakai data iklim setempat meliputi :

1. Intensitas curah hujan (mm/jam)
2. Kelembaban (%)
3. Temperatur (°C)
4. Kecepatan angin (m/dt)
5. Curah hujan (mm)

Metode perhitungan evapotranspirasi untuk mendapatkan kebutuhan air bagi pertumbuhan, yaitu :

Metode *Penman*

Metode ini digunakan untuk mencari harga evaporasi dari rumput (*grass*) berdasar data klimatologi yang kemudian untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan faktor tumbuhan (misal : padi, jagung, dan lain-lain). Sehingga evapotranspirasi sama dengan evaporasi hasil perhitungan *penman* \times *crop factor*. Dari harga evapotranspirasi yang didapat, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data hujan efektif.

Data yang digunakan adalah temperatur, kelembaban, kecepatan angin yang diukur pada ketinggian 2 m (atau harus dikonversikan terlebih dahulu), lama penyinaran selama 12 jam (apabila tidak dilakukan selama 12 jam, dihitung $0,786Q + 3,46$), dan letak lintang.

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

Di mana :

E_{to} = evapotranspirasi potensial (mm)

H_{sh}^{na} = jaringan radiasi gelombang pendek

$$= \{\alpha_{sh} \times f(r)\} \times \alpha^{11} sh \times 10^{-2}$$

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

Ω = derajat lintang (utara dan selatan)

$$Ra = \alpha^{11} sh \times 10^{-2}$$

= radiasi gelombang pendek, maksimum secara teori (*longleys/day*)

H_{10}^{nc} = jaringan radiasi gelombang panjang (*longleys/day*)

$$= 0,97 \alpha Tai^4 \times (0,47 - 0,770 \sqrt{e_d}) \times \{1 - 8/10 (1-r)\}$$

(Sumber : Sub-Direktorat Irigasi I DPU, Pedoman Kebutuhan Air Untuk Tanaman Padi Dan Tanaman Lain, PSA-010).

3.2.5.3 Evapotranspirasi potensial

Dengan menggunakan data-data klimatologi yang tersedia, maka besarnya Evaporasi (ET_o) pada daerah irigasi dapat dihitung. Perhitungan besarnya Evaporasi menggunakan metode "*Modified Penman*".

Rumus : $ET_c = k_c \times ET_o$

Dimana : k_c = koefisien tanaman

ET_o = evaporasi potensial (mm/hari)

(Sumber : KP-02, Kriteria Perencanaan Bangunan Utama)

3.2.5.4 Perkolasi

Perkolasi adalah meresapnya air ke dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah, dari lapisan tidak jenuh ke lapisan jenuh. Perkolasi dipengaruhi oleh sifat tanah, baik sifat fisik, tekstur maupun struktur.

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

3.2.5.5 Curah hujan efektif (Re)

Curah hujan efektif (Re) untuk menghitung kebutuhan irigasi. Curah hujan efektif adalah bagian dari keseluruhan curah hujan yang secara efektif tersedia untuk kebutuhan air tanaman.

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-01)

Curah hujan efektif (R_e) dihitung dari data curah hujan rata-rata bulanan yang selanjutnya diurutkan dari data terkecil hingga terbesar. Data yang sudah urut lalu dicari rangkingnya, yaitu dengan cara :

$$\left(\frac{m}{n+1} \right) \times 100 \%$$

Dimana : m = nomor urut (rangking) yang menunjukkan debit andalan terpilih
 n = jumlah data hujan.

Dalam hal ini dihitung hujan 20% kering (1 in 5 *dry*)

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

3.2.5.6 Koefisien untuk tanaman (C_f)

Untuk memperoleh nilai evapotranspirasi dari suatu tanaman, dengan mengalikan hasil perhitungan evapotranspirasi (E_o) dari *Penman* dengan koefisien tanaman. Besarnya koefisien tanaman tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan.

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

3.2.5.7 Debit andalan

Debit andalan merupakan debit minimum yang ditentukan, yang dapat dipakai untuk memenuhi kebutuhan irigasi. Dalam hal ini kemungkinan terpenuhi adalah 80 % atau kemungkinan debit sungai lebih rendah dari debit andalan adalah 20 %.

Analisis debit andalan ditentukan dengan cara mengurutkan data yang ada dari yang terkecil sampai yang terbesar. Data yang sudah urut lalu dicari rangkingnya, yaitu dengan cara :

$$\left(\frac{m}{n+1} \right) \times 100 \%$$

Dimana : m = nomor urut (rangking) yang menunjukkan debit andalan terpilih
 n = jumlah data debit.

(Sumber : DPU, Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi)

3.2.5.8 Neraca air

Perhitungan neraca air (*water balance*) yaitu untuk menghitung luas area yang akan diairi pada tiap bulan yaitu dengan membandingkan antara debit yang tersedia dengan kebutuhan air, sehingga dapat ditentukan sistem pembagian airnya.

(Sumber : KP-02, Kriteria Perencanaan Bagian Jaringan Irigasi)

3.3 BENDUNG SARINGAN

Bendung Saringan pada hakekatnya adalah bendung yang direncanakan untuk menyadap air bagian bawah (*bottom intake*) melalui lubang sadap yang tenggelam dalam air dengan dilengkapi saringan untuk mencegah masuknya material yang tidak dikehendaki ke saluran pembawa.

(Sumber : Bambang Prihono, Bendung Saringan Pada Sungai Beraliran Deras, 2000)

3.3.1 Lokasi Bendung Saringan

Bendung Saringan tepat dibangun pada sungai-sungai di pegunungan atau sungai yang beraliran deras yang mengangkut batu-batuan berbagai ukuran (*boulders*) dan kerikil.

Persyaratan lokasi yang tepat untuk bendung saringan :

1. Kemiringan dasar sungai relatif terjal dan alirannya deras (*torrential rivers*).
2. Lokasi tidak pada perubahan kemiringan dasar sungai yang mengakibatkan terjadinya akumulasi tumpukan batu/kerikil.
3. Operasi dan Pemeliharaan (O&P) dapat dilaksanakan dengan mudah.

(Sumber : Bambang Prihono, Bendung Saringan Pada Sungai Beraliran Deras, 2000)

3.3.2 Tipe-tipe Bendung Saringan

Bendung Saringan terdiri dari 3 (tiga) tipe, yaitu :

1. Tipe Tirol
2. Tipe Arus Balik (Tipe Yamamoto I)

3. Tipe Gabungan (Tipe Yamamoto II)

Pada awalnya hanya dikenal bendung saringan tipe Tirol, sampai Profesor Dr. Taruo Yamamoto dari Meiji University, Jepang, mengembangkan 2 (dua) tipe bendung saringan lainnya, yaitu Tipe Arus Balik dan Tipe Gabungan. Kedua tipe tersebut telah diuji di laboratorium dan telah terbukti keandalannya pada bendung-bendung saringan yang telah banyak dibangun di Jepang. Dalam suatu seminar di Bekasi Tahun 1995 yang dihadiri oleh berbagai ahli dari seluruh Indonesia termasuk dari beberapa Perguruan Tinggi dan Konsultan, disepakati pemberian nama Tipe Yamamoto I untuk Tipe Arus Balik dan Tipe Yamamoto II untuk Tipe Gabungan.

(Sumber : Bambang Prihono, Bendung Saringan Pada Sungai Beraliran Deras, 2000)

3.3.3 Bendung Saringan Tipe Tirol

Nama Tirol berasal dari nama daerah di Austria tempat pertama kali bendung saringan dibangun pada sungai beraliran deras, yang selanjutnya dikenal dengan nama bendung saringan tipe Tirol. Penyadapan air dilakukan terhadap aliran air yang melimpas di atas permukaan/mercu bendung yang merupakan ambang lebar. Melalui saringan/kisi-kisi, air masuk ke saluran pengumpul untuk dialirkan ke saluran pembawa. Karena posisi lubang pengambilan dan saringan selalu terletak di bawah air, bangunan ini juga sering dinamakan Bendung Saringan Bawah (*bottom intake atau bottom rack*).

Bendung Tirol hanya cocok untuk sungai yang mempunyai karakter tertentu yang hanya dapat diketahui melalui pengamatan cermat yang memerlukan waktu lama. Pada umumnya hal ini kurang dilakukan dalam tahapan perencanaan bendung di Indonesia.

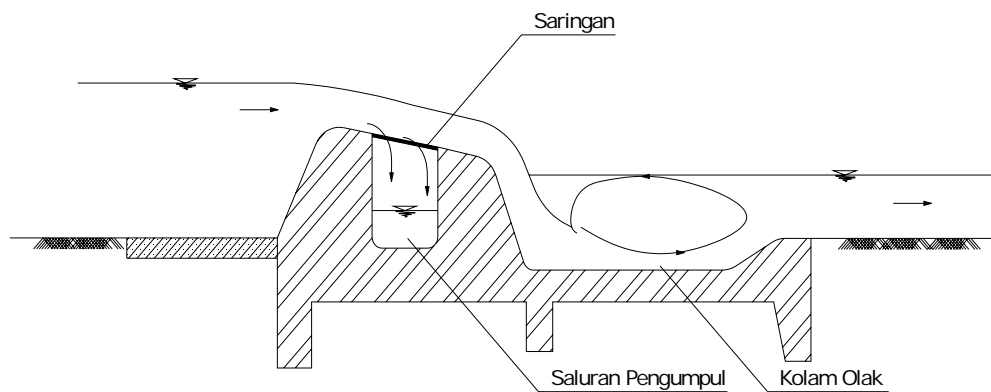
Pada jenis Tirol, kisi-kisi diletakkan secara horizontal ataupun dengan kemiringan kurang dari 30^0 pada mercu. Jika diterapkan pada sungai yang membawa bahan angkutan berupa pasir, kerikil, dan kerakal, maka hal-hal berikut perlu mendapat perhatian :

- a. Lubang-lubang diantara kisi-kisi akan sering tersumbat oleh bahan angkutan, hingga dapat mengurangi efisiensi debit *intake*,

- b. Terdapat bahan angkutan (pasir, kerikil, kerakal) yang jatuh ke saluran pengumpul, terutama pada saat-saat banjir,
- c. Kisi-kisi sering bengkok dan rusak/lepas karena adanya benturan dengan batuan yang terangkut.

Pada jenis *Intake* Tirol ini, perawatan untuk membersihkan lubang kisi-kisi dari batuan/bahan-bahan yang menyumbat perlu secara rutin dan teratur dilakukan.

(Sumber : Bambang Prihono, Bendung Saringan Pada Sungai Beraliran Deras, 2000)

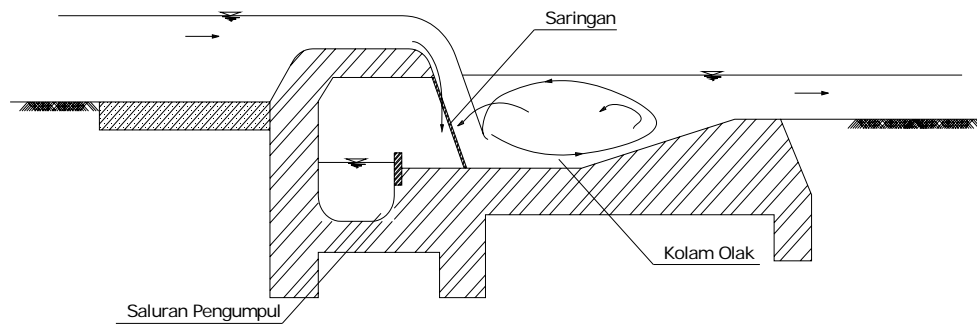


Gambar 3.9 Bendung Saringan Tipe Tirol

3.3.4 Bendung Saringan Tipe Arus Balik

Pada tipe ini penyadapan air dilakukan melalui saringan pada sisi hilir tubuh bendung yang dibangun dengan kemiringan $\pm 60^\circ$. Air dari lubang saringan dijatuhkan ke bidang horizontal pada kolam olakan. Saluran pengumpul dibuat tidak tepat di bawah saringan, melainkan lebih ke hulu dan masuk ke dalam tubuh bendung serta disekat dengan ambang atau balok sekat di depan saluran pengumpul. Bagian hilir bendung dibuat *deflector* yang kemiringannya dibuat berlawanan dengan kemiringan dasar sungai untuk menciptakan arus balik. Air yang masuk melalui celah atau lubang di antara batang-batang saringan tidak langsung masuk ke saluran pengumpul, melainkan jatuh pada bidang horizontal yang kemudian mengalir ke arah hilir menuju *deflector*, sedangkan di bagian hulu air ditahan oleh ambang atau balok sekat, sehingga tidak bisa langsung masuk ke

saluran pengumpul. Dengan konstruksi demikian, pada waktu pengaliran akan terjadi perputaran aliran yang membentuk arus balik. Air yang masuk ke saluran pengumpul merupakan arus balik yang melimpas di atas ambang atau balok sekat.



Gambar 3.10 Bendung Saringan Tipe Arus Balik

Seperti halnya pada bendung tetap, ambang bawah/hilir bendung sebagai *deflector* biasanya dibuat miring naik ke arah hilir (kemiringan terbalik), agar endapan yang mungkin terjadi pada lantai kolam olak waktu debit sungai kecil, dapat terkuras kembali ke arah hilir pada saat besarnya debit sungai menjadi dua kali atau lebih dari debit penyadapan. Dengan demikian perlu disyaratkan bahwa pada bendung saringan tipe arus balik ini dibuat hanya untuk debit penyadapan yang besarnya kurang dari setengah debit sungai minimum. Sesuai dengan fungsinya, bidang miring pada akhir kolam olakan ini dinamakan *deflector*. Pada jenis ini, juga disyaratkan supaya ada bantalan air, sehingga separo batang *racks* terendam air. Dengan kondisi ini, maka stabilitas debit *intake* dapat lebih terjamin.

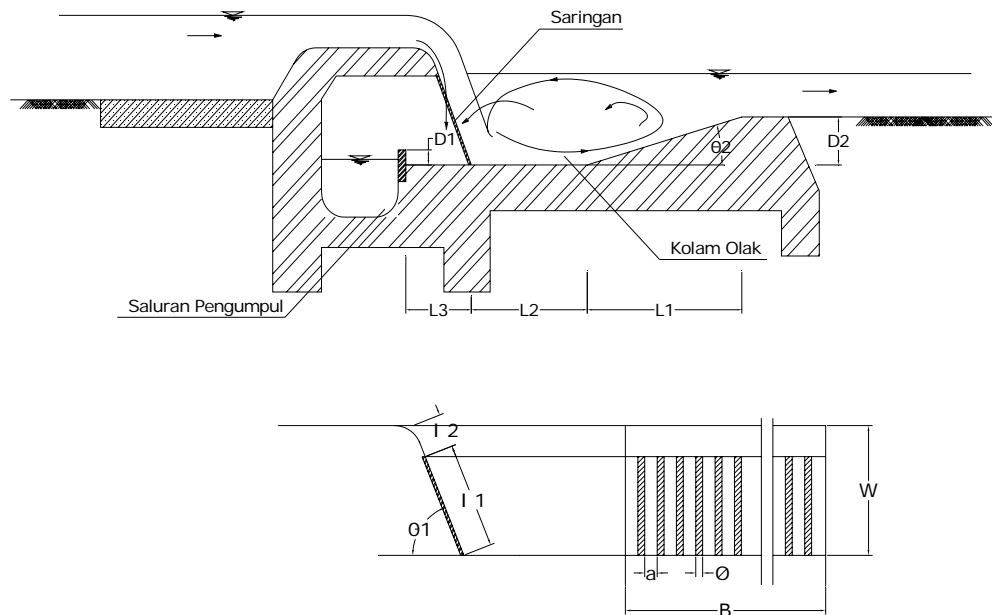
Besaran-besaran pada Bendung Saringan Tipe Arus Balik :

(lihat Gambar 3. 11)

1. Tinggi bidang curah : (W)
2. Sudut kemiringan bidang curah : (θ_1)
3. Sudut kemiringan *deflector* : (θ_2)
4. Panjang total saringan : (B)
5. Panjang bidang curah : ($l_1 + l_2$)
6. Panjang batang saringan : (l_1)

7. Diameter batang saringan : (ϕ)
8. Jarak antara batang saringan : (a)
9. Tinggi balok sekat : (D_1)
10. Tinggi *deflector*/kedalaman kolam olakan : (D_2)
11. Panjang deflector : (L_1)
12. Panjang dasar bantalan air : (L_2)
13. Panjang lantai pengarah arus balik : (L_3)

(Sumber : Bambang Prihono, Bendung Saringan Pada Sungai Beraliran Deras, 2000)



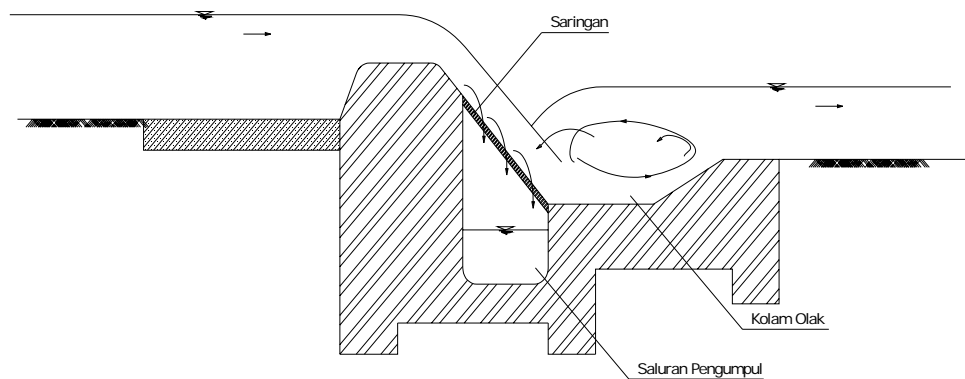
Gambar 3.11 Besaran-besaran pada Bendung Tipe Arus Balik

3.3.5 Bendung Saringan Tipe Gabungan

Pada tipe arus balik air yang disadap tergantung sepenuhnya pada arus balik, sehingga apabila diperlukan debit penyadapan yang lebih besar dibutuhkan batang saringan yang lebih panjang. Makin besar debit penyadapan, makin panjang dan makin besar pula batang saringan yang dibutuhkan seta memerlukan kolam olakan yang semakin panjang dan dalam, atau pembendungan yang semakin tinggi, sehingga biaya menjadi mahal. Disamping itu, konstruksi bendung saringan tipe arus balik juga cukup sulit.

Untuk mengatasi hal tersebut, Prof. Dr. T. Yamamoto menciptakan Bendung Saringan Tipe Gabungan, yaitu gabungan antara Tipe Tirol dengan Tipe Arus Balik. Tipe ini memungkinkan penyadapan yang lebih besar, karena air yang masuk ke saluran pengumpul merupakan gabungan dari air yang langsung masuk lewat saringan seperti pada Bendung Tirol, dan air yang berasal dari arus balik.

Perbedaan tipe gabungan dengan tipe arus balik hanya pada letak saluran pengumpul. Pada tipe gabungan, saluran pengumpul ditempatkan tepat di bawah lubang atau kisi-kisi penyadap tanpa melalui lantai dasar yang ber-ambang, sehingga konstruksi menjadi sederhana. (lihat Gambar 3. 12)



Gambar 3.12 Bendung Saringan Tipe Gabungan

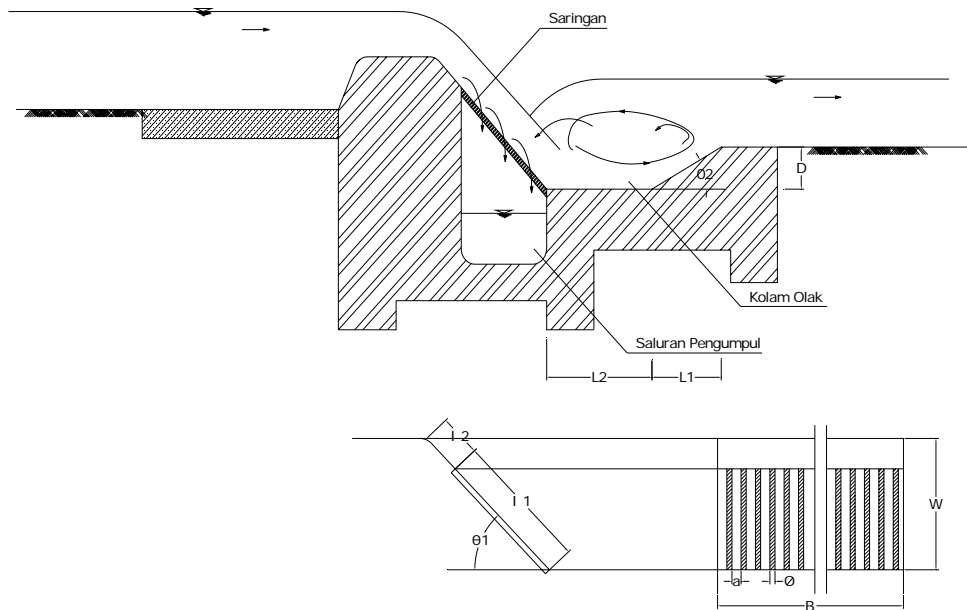
Dengan cara ini debit penyadapan akan lebih besar dibandingkan dengan tipe arus balik karena aliran hilir dapat tersadap melalui seluruh lubang kisi-kisi, baik air yang melimpas langsung maupun arus balik pada kolam olakan yang juga tersadap melalui kisi-kisi bagian bawah yang terendam air.

Besaran-besaran pada Bendung Saringan Tipe Gabungan :

1. Tinggi bidang curah : (W)
2. Sudut kemiringan bidang curah : (θ_1)
3. Sudut kemiringan *deflector* : (θ_2)
4. Panjang total saringan : (B)
5. Panjang bidang curah : ($l_1 + l_2$)
6. Panjang batang saringan : (l_1)

7. Diameter batang saringan : (ϕ)
8. Jarak antara batang saringan : (a)
9. Tinggi *deflector*/kedalaman kolam olakan : (D)
10. Panjang *deflector* : (L_1)
11. Panjang dasar bantalan air : (L_2)

(Sumber : Bambang Prihono, Bendung Saringan Pada Sungai Beraliran Deras, 2000)



Gambar 3.13 Besaran-besaran pada Bendung Tipe Gabungan

3.3.6 Kekurangan dan Kelebihan Bendung Saringan

3.3.6.1 Bendung Saringan Tipe Tirol

Kekurangan :

1. Rawan terhadap hantaman batu dan penyumbatan saringan oleh kerikil, dahan kayu, dan sampah yang terbawa aliran sungai. Untuk pengamanannya perlu konstruksi yang kuat/kokoh dan rumit serta mahal.
2. Apabila jarak antara batang saringan lebar, volume kerikil dan pasir yang tersadap besar, namun jika jarak tersebut dipersempit saringan mudah tersumbat.

3. Untuk memperoleh debit penyadapan besar diperlukan batang saringan panjang. Makin panjang batang saringan yang digunakan, semakin rawan terhadap hantaman batu dan sumbatan batang-batang kayu yang tersangkut.
4. Banyak sediment (kerikil dan pasir) yang masuk saluran.
5. Biaya Operasional dan Pemeliharaan (O&P) mahal.

Kelebihan :

1. Mampu menyadap debit besar, tergantung dimensi saluran.
2. Untuk konstruksi yang sederhana, harga relatif murah.

(Sumber : Bambang Prihono, Bendung Saringan Pada Sungai Beraliran Deras, 2000)

3.3.6.2 Bendung Saringan Tipe Arus Balik

Kekurangan :

1. Untuk memperoleh debit penyadapan besar diperlukan terjunan atau pembendungan yang cukup tinggi.
2. Konstruksi lebih rumit bila dibandingkan dengan bendung tetap atau bendung saringan tipe gabungan.
3. Untuk debit penyadapan yang sama, biaya konstruksi lebih mahal dibandingkan dengan bendung saringan tipe gabungan.

Kelebihan :

1. Saringan cukup aman terhadap hantaman batu dan sumbatan oleh kerikil, batang pohon, daun-daunan serta sampah karena dipasang pada tubuh bendung bagian hilir dengan sudut $\pm 60^\circ$.
2. Volume penyadapan secara kasar tetap pada ratio bukaan (ψ) = 8 % (ψ = perbandingan luas lubang diantara dua batang saringan dengan luas total bidang saringan), meskipun terjadi kenaikan dan penurunan debit terjunan.
3. Operasi dan Pemeliharaan (O&P) mudah.
4. Biaya konstruksi relative lebih murah dibandingkan dengan bendung tetap.

(Sumber : Bambang Prihono, Bendung Saringan Pada Sungai Beraliran Deras, 2000)

3.3.6.3 Bendung Saringan Tipe Gabungan

Dibandingkan dengan tipe Tirol dan tipe Arus Balik, bendung saringan tipe Gabungan merupakan jenis yang paling sempurna dengan kelebihan-kelebihan berikut :

1. Saringan cukup aman terhadap hantaman batu dan sumbatan oleh kerikil, batang pohon, daun-daunan serta sampah karena dipasang pada tubuh bendung bagian hilir dengan sudut $\pm 50^\circ - 60^\circ$.
2. Unit debit penyadapan dapat lebih besar dari tipe Arus Balik, sehingga untuk penyadapan debit besar tipe Gabungan lebih baik.
3. Operasi dan Pemeliharaan (O&P) mudah.
4. Konstruksi sederhana dan biaya konstruksi relative lebih murah dibandingkan dengan tipe Arus Balik maupun dengan bendung tetap.

(Sumber : Bambang Prihono, Bendung Saringan Pada Sungai Beraliran Deras, 2000)

3.4 DESAIN HIDROLIS PERBAIKAN BAGIAN HILIR BENDUNG

3.4.1 Elevasi muka air banjir di atas mercu bendung

Elevasi mab. = elevasi mercu + tinggi air di atas mercu

3.4.2 Elevasi Muka Air Banjir di Hilir Bendung

Elevasi mab. = elevasi dasar + tinggi air di bagian hilir

3.4.3 Tinjauan Terhadap Gerusan

3.4.3.1 Metode Lacey

Rumus :

$$R = 0,47 (Q/f)^{1/3}$$

$$f = 1,76 \cdot D_m^{0.5}$$

Di mana :

R = kedalaman gerusan di bawah permukaan air banjir (m)

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

f = faktor lumpur Lacey

D_m = diameter rata-rata material dasar sungai (mm)

3.4.3.2 Metode Vendjik

Rumus :

$$R = (2,4 \times H_{cr}) + (0,4 \times z)$$

Di mana :

R = *Scouring* (m)

H_{cr} = tinggi kritis (m)

z = elv. ma hulu – elv. ma hilir (m)

$$H_{cr} = (q^2 / g)^{1/3}$$

3.4.3.2 Metode Shoclistch

Rumus :

$$R = 4,75 \times H^{0,2} \times q^{0,57} \times dt^{-0,32}$$

Dimana :

R = *Scouring* (m)

dt = $h1 \cdot g \cdot z$

H = tinggi ma. di atas mercu (m)

3.4.4 Panjang Terjunan (l_w)

Rumus :

$$l_w = V_o [2(H+0.5 h)/g]$$

Di mana :

$H1$ = beda tinggi antara mercu dengan elv. dasar hilir (m)

V_o = q_o / h_w (m/dt)

V_o = kecepatan di hulu (m/dt)

$$q_0 = Q/B \text{ (m}^3\text{/dt/m}^2\text{)}$$

h_1 = tinggi air pada titik jatuhnya terjunan (m)

$$h_1 = q_1/v_1 \text{ (m)}$$

V_1 = kecepatan pada jatuhnya air (m/dt)

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g(H_1 + h_w)}$$

3.4.5 Panjang Loncatan Air (L_j)

Rumus :

$$L_j = \beta \cdot h_j$$

$$h_j = h_1 / 2 (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1)$$

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$$

Di mana :

L_j = panjang loncatan air (m)

β = koefisien (4,5 – 5)

h_j = tinggi muka air sampai dasar sungai (m)

(Sumber : KP 02, DPU Dirjen Pengairan)

3.4.6 Menentukan Ukuran Isian Batu

- Berdasarkan Hukum Stokes :

$$V_1 = 0,055 \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot \frac{g}{\nu} \cdot d^2$$

Dimana :

V_1 = kecepatan jatuh (m/dt)

ρ_s = *specific weight of grain* (kg/m³)

ρ_w = *specific weight of water* (kg/m³)

g = kecepatan gravitasi (m/dt)

ν = kekentalan kinematik (m²/dt)

d = diameter batu (m)

3.4.7 Kedalaman Gerusan Lokal Setelah Diisi Batu (m)

Tabel 3.10 Kedalaman gerusan lokal

(H+h) m	Kedalaman maksimum gerusan lokal D_{max} (m)				
	$d_{50}=0.750$	$d_{50}=0.500$	$d_{50}=0.250$	$d_{50}=0.125$	$d_{50}=0.075$
5.00	0.04	0.03	0.12	0.17	0.70
5.20	0.06	0.05	0.17	0.27	0.83
5.40	0.07	0.07	0.21	0.36	0.95
5.60	0.09	0.09	0.25	0.46	1.07
5.80	0.10	0.10	0.29	0.55	1.18
6.00	0.11	0.12	0.33	0.63	1.29
6.20	0.12	0.14	0.37	0.72	1.39
6.40	0.13	0.15	0.40	0.80	1.49
6.60	0.15	0.17	0.44	0.88	1.59
6.80	0.16	0.19	0.47	0.95	1.69
7.00	0.17	0.20	0.51	1.03	1.78
7.20	0.18	0.21	0.54	1.10	1.87
7.40	0.19	0.23	0.57	1.17	1.96
7.60	0.20	0.24	0.60	1.24	2.05
7.80	0.21	0.26	0.63	1.30	2.13
8.00	0.22	0.27	0.66	1.37	2.21
8.20	0.22	0.28	0.69	1.43	2.29
8.40	0.23	0.29	0.71	1.49	2.37
8.60	0.24	0.31	0.74	1.55	2.44
8.80	0.25	0.32	0.77	1.61	2.52
9.00	0.26	0.33	0.79	1.67	2.59
9.20	0.27	0.34	0.82	1.72	2.66
9.40	0.27	0.35	0.84	1.78	2.73
9.60	0.28	0.36	0.87	1.83	2.80
9.80	0.29	0.37	0.89	1.88	2.86
10.00	0.30	0.38	0.91	1.94	2.93
10.20	0.30	0.39	0.94	1.99	2.99
10.40	0.31	0.40	0.96	2.04	3.05
10.60	0.32	0.41	0.98	2.08	3.11
10.80	0.32	0.42	1.00	2.13	3.17
11.00	0.33	0.43	1.02	2.18	3.23
11.20	0.34	0.44	1.04	2.22	3.29
11.40	0.34	0.45	1.06	2.27	3.35
11.60	0.35	0.46	1.08	2.31	3.40
11.80	0.36	0.47	1.10	2.36	3.46
12.00	0.36	0.48	1.12	2.40	3.51

(Sumber : Hasil penelitian laboratorium hidraulika – Balai Sabo, Jogjakarta)

Ket : d_{50} = representasi butiran dasar sungai

(H+h) = tinggi terjun alirannya