

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Dalam pekerjaan perencanaan suatu embung diperlukan bidang-bidang ilmu pengetahuan yang saling mendukung demi kesempurnaan hasil perencanaan. Bidang ilmu pengetahuan itu antara lain geologi, hidrologi, hidrolika dan mekanika tanah (dalam Soedibyo, 1993).

Setiap daerah pengaliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda, ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada daerah pengaliran. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi embung, perlu adanya kajian pustaka untuk menentukan spesifikasi-spesifikasi yang akan menjadi acuan dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut. Dalam tinjauan pustaka ini juga dipaparkan secara singkat mengenai kebutuhan air baku, analisis hidrologi, dasar-dasar teori perencanaan embung yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi dan bangunan pelengkapannya (dalam Soemarto, 1999).

2.2 Analisis Hidrologi

Hidrologi adalah suatu ilmu yang mempelajari system kejadian air di atas, pada permukaan, dan di dalam tanah (dalam Soemarto, 1999). Faktor hidrologi yang sangat berpengaruh adalah curah hujan (*presipitasi*). Curah hujan pada suatu daerah merupakan salah satu faktor yang menentukan besarnya debit banjir yang terjadi pada daerah yang menerimanya (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1993).

2.2.1 Perhitungan Curah Hujan Wilayah

Curah hujan yang diperlukan untuk suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan bangunan air adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang

bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1993). Curah hujan wilayah ini diperhitungkan dengan :

1. Cara rata-rata aljabar

Tinggi rata-rata curah hujan yang didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran hujan di pos penakar-penakar hujan di dalam areal tersebut. Jadi cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika pos-pos penakarnya ditempatkan secara merata di areal tersebut, dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh pos di seluruh areal.

Rumus yang digunakan (dalam Soemarto, 1999) :

$$\bar{d} = \frac{d_1 + d_2 + \dots + d_n}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

di mana :

\bar{d} = tinggi curah hujan rata-rata

d_1, d_2, d_n = tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2, ...n

n = banyaknya pos penakar

2. Cara Poligon Thiessen

Jika titik-titik pengamatan di dalam daerah itu tidak tersebar merata, maka cara perhitungan curah hujan rata-rata itu dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh tiap titik pengamatan (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1993). Setelah luas pengaruh tiap-tiap stasiun didapat, maka koefisien *Thiessen* dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (dalam Soemarto, 1999) :

$$C = \frac{A_i}{A_{total}} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

di mana :

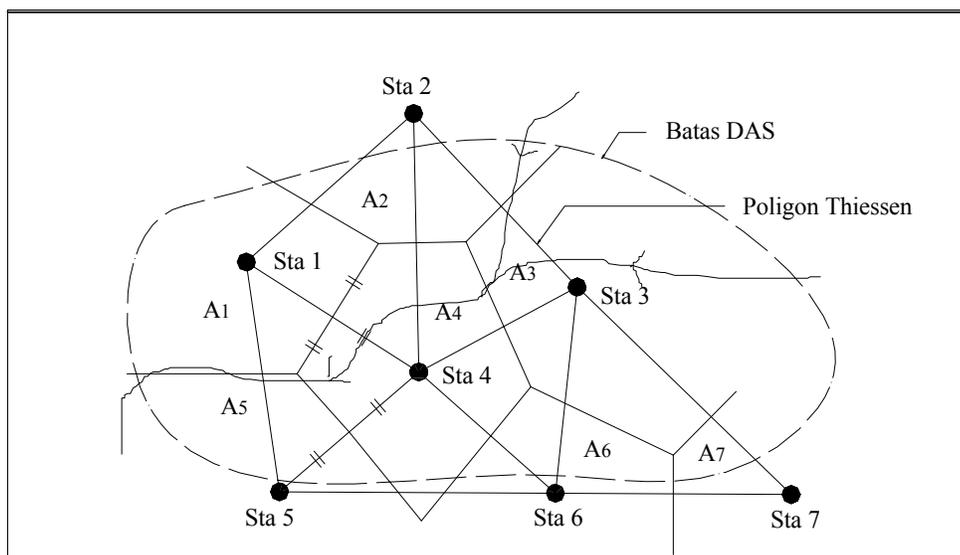
C = Koefisien *Thiessen*

A_i = Luas pengaruh dari stasiun pengamatan i

A = Luas total dari DAS

\bar{R} = Curah hujan rata-rata

R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan pada setiap titik pengukuran (stasiun)



Gambar 2.1 Metode *Thiessen* (Soemarto, 1999)

3. Cara *Isohyet*

Dengan cara ini, kita dapat menggambar dulu kontur tinggi hujan yang sama (*isohyet*), seperti terlihat pada *Gambar 2.2*. Kemudian luas bagian di antara *isohyet-isohyet* yang berdekatan diukur, dan nilai rata-rata dihitung sebagai nilai rata-rata timbang nilai kontur sebagai berikut (dalam Soemarto, 1999) :

$$\bar{d} = \frac{\frac{d_0+d_1}{2} A_1 + \frac{d_1+d_2}{2} A_2 + \dots + \frac{d_{n-1}+d_n}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad \dots \quad (2.4)$$

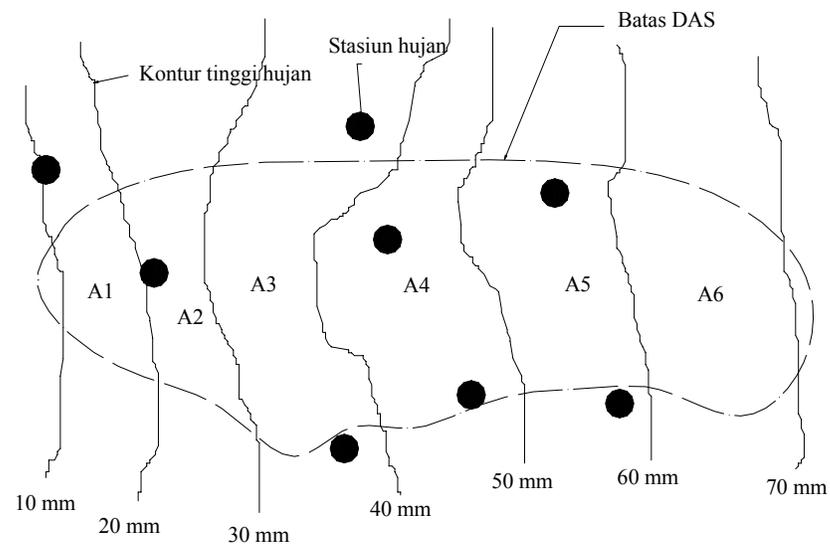
$$= \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} A_i}{A}$$

di mana :

A = $A_1+A_2+\dots+A_n$ (luas total area)

\bar{d} = tinggi curah hujan rata-rata area

d_0, d_1, d_n = curah hujan pada isohyet 0, 1, 2, ..., n



Gambar 2.2 Metode Isohyet (dalam Soemarto, 1999)

2.2.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Untuk meramal curah hujan rencana dilakukan dengan analisis frekuensi data hujan (dalam Soewarno, 1995). Ada beberapa metode analisis frekuensi yang dapat digunakan yaitu :

1. Metode Gumbel Tipe I

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode distribusi Gumbel Tipe I digunakan persamaan distribusi frekuensi empiris sebagai berikut (dalam Soewarno, 1995) :

$$X_T = \bar{X} + \frac{S}{S_n}(Y_T - Y_n) \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

di mana :

X_T = nilai variat yang diharapkan terjadi.

\bar{X} = nilai rata-rata hitung variat

S = Standar Deviasi (simpangan baku)

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

Y_T = nilai reduksi variat dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu hubungan antara periode ulang T dengan Y_T dapat dilihat pada *Tabel 2.3* atau dapat dihitung dengan rumus :

$$Y_T = -\ln \left[-\ln \frac{T-1}{T} \right]; \text{ untuk } T \geq 20, \text{ maka } Y = \ln T$$

Y_n = nilai rata-rata dari reduksi variat (*mean of reduce variate*) nilainya tergantung dari jumlah data (n) dan dapat dilihat pada *Tabel 2.1*

S_n = deviasi standar dari reduksi variat (*mean of reduced variate*) nilainya tergantung dari jumlah data (n) dan dapat dilihat pada *Tabel 2.2*

Tabel 2.1 Hubungan Reduced meand (Y_n) dengan besarnya sampel

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	0,5380	0,5388	0,5396	0,5400	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	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	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600									

*(dalam Soemarto, 1999)***Tabel 2.2** Hubungan Reduced Standard Deviation (S_n) dengan besarnya sampel

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	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
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	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	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	1,2060
100	1,2065									

(dalam Soemarto, 1999)

Tabel 2.3 *Reduced Variate (Y_i)*

Periode Ulang	<i>Reduced Variate</i>
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9606
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,9210

(dalam Soemarto, 1999)

2. Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Metode Log Pearson Tipe III apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (dalam Soewarno, 1995) :

$$Y = \bar{Y} + k.S \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

di mana :

X = curah hujan

Y = nilai logaritmik dari X atau log X

\bar{Y} = rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) nilai Y

S = deviasi standar nilai Y

k = karakteristik distribusi peluang Log Pearson Tipe III (dapat dilihat pada *Tabel 2.4*)

Langkah-langkah perhitungan kurva distribusi Log Pearson Tipe III adalah sebagai berikut (dalam Soewarno, 1995) :

1. Tentukan logaritma dari semua nilai variat X.

2. Hitung nilai rata-ratanya :

$$\overline{\log(X)} = \frac{\sum \log(X)}{n}$$

3. Hitung nilai deviasi standarnya dari log X :

$$S \log(X) = \sqrt{\frac{\sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^2}{n-1}}$$

4. Hitung nilai koefisien kemencengan (CS) :

$$CS = \frac{n \sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^3}{(n-1)(n-2)(S \log(X))^3}$$

sehingga persamaannya dapat ditulis :

$$\log X = \overline{\log(X)} + k(S \log(X))$$

5. Tentukan anti log dari log X, untuk mendapatkan nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode ulang tertentu sesuai dengan nilai CS-nya. Nilai k dapat dilihat pada *Tabel 2.4*

Tabel 2.4 Harga k untuk Distribusi Log Pearson Tipe III

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670

Lanjutan

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,488	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	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	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(dalam Soewarno, 1995)

3. Metode Log Normal

Metode Log Normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (dalam Soewarno, 1995) :

$$X = \bar{X} + k.S \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

di mana :

X = nilai yang diharapkan akan terjadi pada periode ulang tertentu

\bar{X} = nilai rata-rata kejadian dari variabel kontinyu X

- S = deviasi standar variabel kontinyu X
 k = karakteristik distribusi peluang log-normal 3 parameter yang merupakan fungsi dari koefisien kemencengan CS (lihat *Tabel 2.5*)

Tabel 2.5 Faktor Frekuensi K untuk Distribusi Log Normal 3 Parameter

Koefisien Kemencengan (CS)	Peluang kumulatif (%)					
	50	80	90	95	98	99
	Periode Ulang (tahun)					
	2	5	10	20	50	100
-2,00	0,2366	-0,6144	-1,2437	-1,8916	-2,7943	-3,5196
-1,80	0,2240	-0,6395	-1,2621	-1,8928	-2,7578	-3,4433
-1,60	0,2092	-0,6654	-1,2792	-1,8901	-2,7138	-3,3570
-1,40	0,1920	-0,6920	-1,2943	-1,8827	-2,6615	-3,2601
-1,20	0,1722	-0,7186	-1,3067	-1,8696	-2,6002	-3,1521
-1,00	0,1495	-0,7449	-1,3156	-1,8501	-2,5294	-3,0333
-0,80	0,1241	-0,7700	-1,3201	-1,8235	-2,4492	-2,9043
-0,60	0,0959	-0,7930	-0,3194	-1,7894	-2,3600	-2,7665
-0,40	0,0654	-0,8131	-0,3128	-1,7478	-2,2631	-2,6223
-0,20	0,0332	-0,8296	-0,3002	-1,6993	-2,1602	-2,4745
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,20	-0,0332	0,8996	0,3002	1,5993	2,1602	2,4745
0,40	-0,0654	0,8131	0,3128	1,7478	2,2631	2,6223
0,60	-0,0959	0,7930	0,3194	1,7894	2,3600	2,7665
0,80	-0,1241	0,7700	1,3201	1,8235	2,4492	2,9043
1,00	-0,1495	0,7449	1,3156	1,8501	2,5294	3,0333
1,20	-0,1722	0,7186	1,30567	1,8696	2,6002	3,1521
1,40	-0,1920	0,6920	1,2943	1,8827	2,6615	3,2601
1,60	-0,2092	0,6654	1,2792	1,8901	2,7138	3,3570
1,80	-0,2240	0,6395	1,2621	1,8928	2,7578	3,4433
2,00	-0,2366	0,6144	1,2437	1,8916	2,7943	3,5196

(dalam Soewarno, 1995)

2.2.3 Uji Keselarasan

Hal ini dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaam distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Ada dua jenis keselarasan (*Goodnes of Fit Test*), yaitu uji keselarasan *Chi Square* dan *Smirnov Kolmogorof*. Pada tes ini biasanya yang diamati adalah nilai hasil perhitungan yang diharapkan (dalam Soewarno, 1995).

1. Uji keselarasan *chi square*

Prinsip pengujian dengan metode ini didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas, dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca di dalam kelas tersebut, atau dengan membandingkan nilai *chi square* (f^2) dengan nilai *chi square* kritis (f^2_{cr}).

Digunakan rumus (dalam Soewarno, 1995) :

$$f^2 = \sum \frac{(E_i - O_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.8)$$

di mana :

f^2 = harga *chi square*

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan *chi square* kritis (didapat dari *Tabel 2.6*) 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 :

$$Dk = n-3 \dots\dots\dots (2.9)$$

di mana :

Dk = Derajat kebebasan

n = banyaknya rata-rata

Tabel 2.6 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Square

dk	α 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	0,0100	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	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	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	21,920	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	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	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	31,41	34,170	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	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	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

(dalam Soewarno, 1995)

2. Uji keselarasan *Smirnov Kolmogorof*

Pengujian kecocokan sebaran dengan metode ini dilakukan dengan membandingkan probabilitas untuk tiap variabel dari distribusi empiris dan teoritis didapat perbedaan (Δ) tertentu. Perbedaan maksimum yang dihitung

(Δ_{maks}) dibandingkan dengan perbedaan kritis (Δ_{cr}) untuk suatu derajat nyata dan banyaknya variat tertentu, maka sebaran sesuai jika (Δ_{maks}) < (Δ_{cr}).

Rumus yang dipakai (dalam Soewarno, 1995) :

$$\alpha = \frac{P_{max} - P_{(xi)}}{P_{(x)} - \Delta_{Cr}} \dots\dots\dots (2.10)$$

Tabel 2.7 Nilai Delta Maksimum untuk uji keselarasan Smirnov Kolmogorof

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

(dalam Soewarno, 1995)

2.2.4 Perhitungan Intensitas Curah Hujan

Untuk menentukan debit banjir rencana (*design flood*), perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan terutama bila digunakan metoda rasional. Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu di mana air tersebut berkonsentrasi. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau (dalam Loebis, 1987).

1. Menurut Dr. Mononobe

Rumus yang dipakai (dalam Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{R_{24}}{24} * \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

di mana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- R₂₄ = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)
- t = lamanya curah hujan (jam)

2. Menurut Sherman

Rumus yang digunakan (dalam Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{a}{t^b} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

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

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

di mana :

- I = intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (menit)
- a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran
- n = banyaknya pasangan data i dan t

3. Menurut Talbot

Rumus yang dipakai (dalam Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{a}{(t+b)} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

di mana :

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (menit)

a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran

n = banyaknya pasangan data i dan t

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

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

4. Menurut Ishiguro

Rumus yang digunakan (dalam Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{a}{\sqrt{t} + b} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

di mana :

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (menit)

a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran

n = banyaknya pasangan data i dan t

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

2.2.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Untuk mencari debit banjir rencana dapat digunakan beberapa metode diantaranya hubungan empiris antara curah hujan dengan limpasan. Metode ini paling banyak dikembangkan sehingga didapat beberapa rumus diantaranya sebagai berikut (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1984) :

1. Rumus Rasional

Rumus yang dipakai (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1984) :

$$Q_r = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6} = 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

di mana :

Q_r = debit maksimum rencana (m^3/det)

I = intensitas curah hujan selama konsentrasi (mm/jam)

A = luas daerah aliran (km^2)

C = koefisien *run off*

Koefisien *run off*

Koefisien *run off* dipengaruhi oleh jenis lapis permukaan tanah. Setelah melalui berbagai penelitian, didapatkan koefisien *run off* seperti yang tertulis dalam *Tabel 2.8*

Tabel 2.8 Harga koefisien runoff (C)

Type Daerah Aliran		Harga C
Perumputan	Tanah pasir, datar, 2%	0,05-0,10
	Tanah pasir, rata-rata 2-7%	0,10-0,15
	Tanah pasir, curam 7%	0,15-0,20
	Tanah gemuk, datar 2%	0,13-0,17
	Tanah gemuk rata-rata 2-7%	0,18-0,22
	Tanah gemuk, curam 7%	0,25-0,35
Business	Daerah kota lama	0,75-0,95
	Daerah pinggiran	0,50-0,70
Perumahan	Daerah “single family	0,30-0,50
	“multi unit”terpisah-pisah	0,40-0,60
	“multi unit”tertutup	0,60-0,75
	“sub urban”	0,25-0,40
	daerah rumah-rumah apartemen	0,50-0,70
Industri	Daerah ringan	0,50-0,80
	Daerah berat	0,60-0,90
Pertamanan		0,10-0,25
Tempat bermain		0,20-0,35
Halaman kereta api		0,20-0,40

(dalam Loebis, 1987)

2. Rumus Melchior

Digunakan untuk luas DAS >100 km² (dalam Loebis, 1980)

Rumus :

$$Q = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

a. Koefisien run off (α)

Koefisien ini merupakan perbandingan antara *run off* dengan hujan.

Rumus : $0.42 \leq \alpha \leq 0.62$ (diambil 0.52)

b. Koefisien Reduksi (β)

Koefisien ini digunakan untuk mendapatkan hujan rata-rata dari hujan maksimum.

Rumus :

$$f = (1970/(\beta-0.12))-3960+172 \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

c. Waktu konsentrasi (t)

Rumus :

$$t = 0,186 \cdot L \cdot Q^{-0,2} \cdot I^{-0,4} \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

di mana :

t = waktu konsentrasi (jam)

- L = panjang sungai (km)
 Q = debit puncak (m³/det)
 I = kemiringan rata-rata sungai

3. Rumus Der Weduwen

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

Rumus yang digunakan (dalam Loebis, 1980)

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

$$\alpha = 1 - \frac{4 \cdot I}{\beta \cdot q + 7} \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} \cdot A}{120 + A} \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

$$q_n = \frac{R_n}{240} \cdot \frac{67,65}{t+1,45} \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

$$t = 0,25 \cdot L \cdot Q^{-0,125} \cdot I^{-0,25} \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

di mana :

- Q_n = debit banjir (m³/det) dengan kemungkinan tak terpenuhi n %
 R_n = curah hujan harian maksimum (mm/hari) dengan kemungkinan tak terpenuhi n %
 α = koefisien limpasan air hujan (*run off*)
 β = koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS
 q_n = curah hujan (m³/det.km²)
 A = luas daerah aliran (km²) sampai 100 km²
 t = lamanya curah hujan (jam) yaitu pada saat-saat kritis curah hujan yang mengacu pada terjadinya debit puncak, tidak sama dengan waktu konsentrasi Melchior
 L = panjang sungai (km)
 I = gradien (Melchior) sungai atau medan

4. HEC- HMS

HEC-HMS adalah *software* yang dikembangkan oleh *U.S. Army Corps of Engineer*. *Software* ini digunakan untuk analisa hidrologi dengan mensimulasikan proses curah hujan dan limpasan langsung (*run off*) dari sebuah *watershed*. HEC-HMS didesain untuk bisa diaplikasikan dalam area geografik yang sangat luas untuk menyelesaikan masalah, meliputi suplai air daerah pengaliran sungai, hidrologi banjir dan limpasan air di daerah kota kecil ataupun kawasan *watershed* alami. Hidrograf satuan yang dihasilkan dapat digunakan langsung ataupun digabungkan dengan *software* lain yang digunakan dalam studi ketersediaan air, drainase perkotaan, ramalan dampak urbanisasi, desain pelimpah, pengurangan kerusakan banjir, regulasi penanganan banjir dan sistem operasi hidrologi (dalam *US Army corps of engineering, 2001*).

HEC-HMS mengangkat teori klasik hidrograf satuan untuk digunakan dalam permodelannya, antara lain hidrograf satuan sintetik Snyder, Clark, SCS, ataupun kita dapat mengembangkan hidrograf satuan lain dengan menggunakan fasilitas *user define hydrograph* (dalam *US Army corps of engineering, 2001*).

Teori klasik unit hidrograf (hidrograf sintetik) berasal dari hubungan antara hujan efektif dengan limpasan. Hubungan tersebut merupakan salah satu komponen model *watershed* yang umum (dalam Soemarto, 1997).

Penerapan pertama unit hidrograf memerlukan tersedianya data curah hujan yang panjang. Unsur lain adalah tenggang waktu (*time lag*) antara titik berat hujan efektif dengan titik berat hidrograf, atau antara titik berat hujan efektif dengan puncak hidrograf (*basin lag*) (dalam Soemarto, 1997).

a. Hidrograf Satuan dengan Pengukuran

Hidrograf satuan dari suatu daerah pengaliran tertentu dapat dicari dari hidrograf sungai yang diakibatkan oleh hujan sembarang yang meliputi daerah penangkapannya dengan intensitas yang cukup merata (Soemarto, 1987).

Jika daerah penangkapannya sangat besar, tidak mungkin hujannya merata. Berhubung luasan yang dapat diliput oleh hujan merata sangat

terbatas karena dipengaruhi oleh keadaan meteorologi. Dalam keadaan demikian luas daerah penangkapannya harus dibagi menjadi bagian-bagian luas dari daerah pengaliran anak-anak sungai, dan hidrograf satuannya dicari secara terpisah (dalam Soemarto, 1987).

b. Hidrograf Satuan Sintetik

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai-sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*), lebar dasar, luas kemiringan, panjang alur terpanjang (*length of the longest channel*), koefisien limpasan (*run off coefficient*) dan sebagainya. Dalam hal ini biasanya digunakan hidrograf-hidrograf sintetik yang telah dikembangkan di negara-negara lain, dimana parameter-parameternya harus disesuaikan terlebih dahulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau (dalam Soemarto, 1987).

c. Hidrograf Distribusi

Hidrograf distribusi adalah hidrograf satuan yang ordinat-ordinatnya merupakan prosentase terhadap aliran total dengan periode atau durasi tertentu. Karena debit yang tertera pada hidrograf satuan berbanding lurus dengan hujan efektif, maka prosentasenya akan tetap konstan, meskipun hujan efektifnya berubah-ubah. Ini merupakan alat yang berguna jika hanya diketahui debit totalnya atau debit rata-ratanya saja (Soemarto, 1986).

Pada grafik hidrograf satuan yang digabung dengan hidrograf distribusinya, luas di bawah lengkung sama dengan luas di bawah garis bertangga. Sehingga apabila ingin mencari hidrograf satuan dari prosentase distribusi, haruslah digambarkan garis kontinyu lewat tangga-tangga agar didapat luas yang sama (Soemarto, 1986).

Selain menggunakan metode-metode yang telah dijabarkan di atas, puncak banjir dapat diperkirakan dengan metode komputerisasi. Untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini digunakan metode HEC – HMS karena pengoperasiannya menggunakan sistem window, sehingga model ini

menjadi lebih sederhana , mudah dipelajari dan mudah untuk digunakan (US Army Corps of Engineers, 2000).

2.3 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Penelusuran banjir dimaksudkan untuk mengetahui karakteristik *hidrograf outflow*/keluaran, yang sangat diperlukan dalam pengendalian banjir. Perubahan *hidrograf* banjir antara *inflow* (I) dan *outflow* (O) karena adanya faktor tampungan atau adanya penampang sungai yang tidak seragam atau akibat adanya meander sungai. Jadi penelusuran banjir ada dua, untuk mengetahui perubahan *inflow* dan *outflow* pada waduk dan *inflow* pada satu titik dengan suatu titik di tempat lain pada sungai (dalam Soemarto, 1999).

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

- $I > O$ tampungan waduk naik elevasi muka air waduk naik.
- $I < O$ tampungan waduk turun elevasi muka waduk turun.

Pada penelusuran banjir berlaku persamaan kontinuitas (dalam Sosrodarsono, 1993).

$$I - O = \Delta S \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

ΔS = perubahan tampungan air di waduk

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

$$\left[\frac{I1 + I2}{2} \right] * \Delta t - \left[\frac{O1 + O2}{2} \right] * \Delta t = S2 - S1 \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

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

- 1) Menentukan *hidrograf inflow* sesuai skala perencanaan.
- 2) Menyiapkan data hubungan antara volume dan area waduk dengan elevasi waduk.
- 3) Menentukan atau menghitung debit limpasan *spillway* waduk pada setiap ketinggian air diatas *spillway* dan dibuat dalam grafik.
- 4) Ditentukan kondisi awal waduk (muka air waduk) pada saat dimulai *routing*. Hal ini diperhitungkan terhadap kondisi yang paling bahaya dalam rangka pengendalian banjir.
- 5) Menentukan periode waktu peninjauan t_1, t_2, \dots , dst, semakin periode waktu (t_2-t_1) semakin kecil adalah baik.
- 6) Selanjutnya perhitungan dilakukan dengan tabel, seperti contoh di bawah (dengan cara analisis langkah demi langkah).

Tabel 2.9 Contoh Tabel Flood routing dengan Step By Step Method

Waktu ke:	t	I Inflow	I _r Rata ²	Volume I _r *t	Asumsi el. Waduk	O outflow	O _r rata ²	Vol O _r *t	S Storage	Kumulatif Storage x 10 ³	Elv. M.a. Waduk
1		1			70	0				1000	70
	60		2	720			1	3600	3600		
2		3			71,2	2				1003.6	71.1
dst											

(dalam Kadoatie dan Sugiyanto, 2000)

2.4 Embung

2.4.1 Tipe Embung

Tipe embung dapat dikelompokkan menjadi 4 keadaan yaitu :

1. Tipe Embung Berdasar Tujuan Pembangunannya

Ada 2 tipe yaitu embung dengan tujuan tunggal dan embung serba guna (dalam Sudiby, 1993)

- (1). Embung dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*) adalah embung yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk pembangkit tenaga listrik atau irigasi (pengairan) atau pengendalian banjir atau perikanan darat atau tujuan lainnya tetapi hanya untuk satu tujuan saja.
- (2). Embung serba guna (*multipurpose dams*) adalah embung yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan misalnya pembangkit tenaga listrik (PLTA) dan irigasi (pengairan), pengendalian banjir dan PLTA, air minum dan air industri, PLTA, pariwisata dan irigasi dan lain-lain.

2. Tipe Embung Berdasar Penggunaannya

Menurut Soedibyo (1993) dibedakan menjadi :

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

3. Tipe Embung Berdasar Jalannya Air

Ada 2 tipe yaitu embung untuk dilewati air dan embung untuk menahan air (dalam Sudibyo, 1993).

- (1). Embung untuk dilewati air (*overflow dams*) adalah embung yang dibangun untuk dilimpasi air misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*).
- (2). Embung untuk menahan air (*non overflow dams*) adalah embung yang sama sekali tidak boleh dilimpasi air. Kedua tipe ini biasanya dibangun berbatasan dan dibuat dari beton, pasangan batu atau pasangan bata.

4. Tipe Embung Berdasarkan Material Pembentuknya.

Ada 2 tipe yaitu embung urugan, embung beton dan embung lainnya (dalam Sudiby, 1993).

- (1). Embung urugan (*fill dams, embankment dams*) adalah embung yang dibangun dari hasil penggalian bahan (material) tanpa tambahan bahan lain yang bersifat campuran secara kimia, jadi betul-betul bahan pembentuk embung asli. Embung ini masih dapat dibagi menjadi dua yaitu :
 - embung urugan serba sama (*homogeneous dams*) adalah embung apabila bahan yang membentuk tubuh embung tersebut terdiri dari tanah yang hampir sejenis dan gradasinya (susunan ukuran butirannya) hampir seragam.
 - embung zonal adalah embung apabila timbunan yang membentuk tubuh embung terdiri dari batuan dengan gradasi (susunan ukuran butiran) yang berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu.
- (2). Embung beton (*concrete dam*) adalah embung yang dibuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak. Kemiringan permukaan hulu dan hilir tidak sama pada umumnya bagian hilir lebih landai dan bagian hulu mendekati vertikal dan bentuknya lebih ramping. Embung ini masih dibagi lagi menjadi : embung beton berdasar berat sendiri stabilitas tergantung pada massanya, embung beton dengan penyangga (*buttress dam*)

permukaan hulu menerus dan di hilirnya pada jarak tertentu ditahan, embung beton berbentuk lengkung dan embung beton kombinasi

2.4.2 Pemilihan Lokasi dan Tipe Embung

Embung merupakan salah satu bagian dari proyek secara keseluruhan maka letaknya juga dipengaruhi oleh bangunan-bangunan lain seperti bangunan pelimpah, bangunan penyadap bangunan pengeluaran, bangunan untuk pembelokan sungai dan lain-lain (dalam Soedibyo, 1993).

Dalam bukunya Soedibyo (1993) faktor yang menentukan didalam pemilihan tipe embung adalah :

1. Tujuan pembangunan proyek
2. Keadaan klimatologi setempat
3. Keadaan hidrologi setempat
4. Keadaan di daerah genangan
5. Keadaan geologi setempat
6. Tersedianya bahan bangunan
7. Hubungan dengan bangunan pelengkap
8. Keperluan untuk pengoperasian waduk
9. Keadaan lingkungan setempat
10. Biaya proyek

2.4.3 Rencana Teknis Pondasi

Keadaan geologi pada pondasi embung sangat mempengaruhi pemilihan tipe embung, oleh karena itu penelitian dan penyelidikan geologi perlu dilaksanakan dengan baik. Sesuai dengan jenis batuan yang membentuk lapisan pondasi, maka secara umum pondasi embung dapat dibedakan menjadi 3 jenis (dalam Soedibyo, 1993) :

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

Daya dukung tanah (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadinya keruntuhan geser (dalam Das, 1985).

Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) adalah daya dukung terbesar dari tanah mendukung beban dan diasumsikan tanah mulai terjadi keruntuhan (dalam Das, 1985).

Besarnya daya dukung batas terutama ditentukan oleh :

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

Menurut Sosrodarsono dan Takeda (1984) besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan, dan dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$qa = \frac{q_{ult}}{FK} \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

Perhitungan daya dukung batas untuk pondasi dangkal pada kondisi umum :

1. Pondasi menerus

$$q_{ult} = c * N_c + \gamma * D * N_q + \left(\frac{B}{2}\right) * \gamma * N_\gamma \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

2. Pondasi persegi

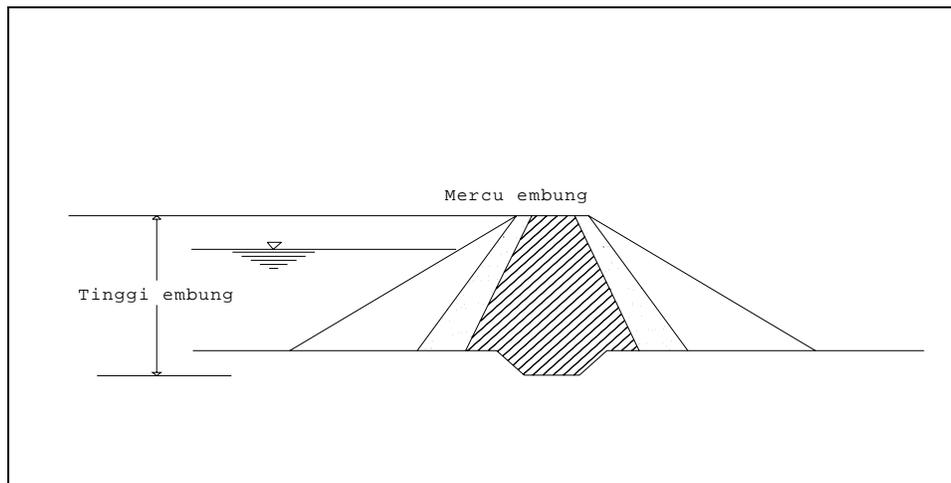
$$q_{ult} = c * N_c \left(1 + 0.3 * \left(\frac{B}{2}\right)\right) + \gamma * D * N_q + B * 0.4\gamma * N_\gamma \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

2.4.4 Perencanaan Tubuh Embung

Beberapa istilah penting mengenai tubuh embung :

1. Tinggi Embung

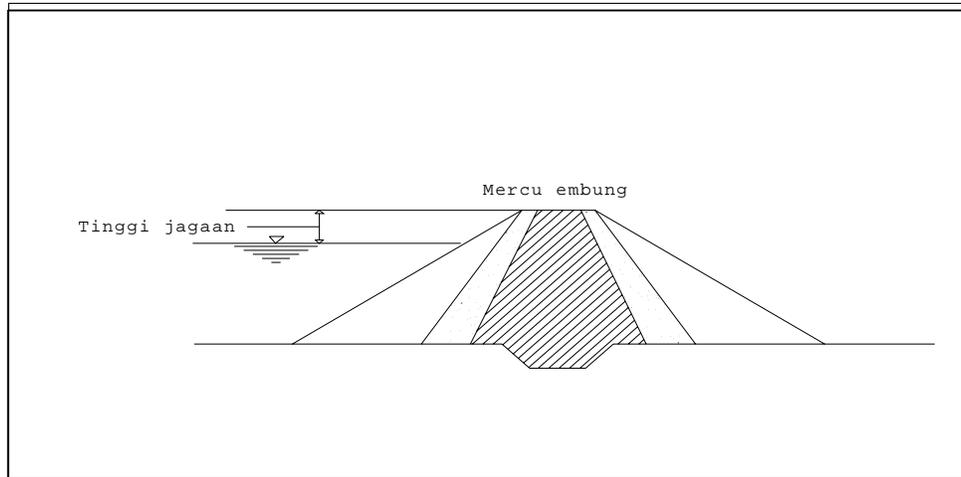
Tinggi embung adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu embung. Apabila pada embung dasar dinding kedap air atau zona kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui hulu mercu embung dengan permukaan pondasi alas embung tersebut. Tinggi maksimal untuk embung adalah 15 m (dalam Loebis, 1984).



Gambar 2.3 Tinggi Embung (dalam Loebis,1984)

2. Tinggi Jagaan (*free board*)

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam waduk dan elevasi mercu embung. Elevasi permukaan air maksimum rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana waduk (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989).



Gambar 2.4 Tinggi Jagaan (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

Rumus yang digunakan (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989) :

$$H_f \geq \Delta h + (h_w \text{ atau } \frac{h_e}{2}) + h_a + h_i \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

di mana :

H_f = tinggi jagaan

Δh = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal

h_w = tinggi ombak akibat tiupan angin

h_e = tinggi ombak akibat gempa

h_a = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk, apabila terjadi kemacetan-kemacetan pada pintu bangunan pelimpah

h_i = tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat urgensi dari waduk

- Tinggi kenaikan permukaan air yang disebabkan oleh banjir abnormal (Δh)

Digunakan rumus (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989) :

$$\Delta h = \frac{2}{3} \cdot \frac{\alpha Q_0}{Q} \cdot \frac{h}{1 + \frac{\Delta h}{Q_T}} \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

di mana :

Q_0 = debit banjir rencana

Q = kapasitas rencana

α = 0,2 untuk bangunan pelimpah terbuka

α = 1,0 untuk bangunan pelimpah tertutup

h = kedalaman pelimpah rencana

A = luas permukaan air waduk pada elevasi banjir rencana

T = durasi terjadinya banjir abnormal (biasanya antara 1 s/d 3 jam)

- Tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa (h_e)

Rumus yang dipakai (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989) :

$$h_e = \frac{e \cdot \tau}{\pi} \sqrt{g \cdot h_0} \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

di mana :

e = intensitas seismis horizontal

τ = siklus seismis (biasanya sekitar satu detik)

h_0 = kedalaman air di dalam waduk

- Kenaikan permukaan air waduk yang disebabkan oleh ketidaknormalan operasi pintu bangunan pelimpah (h_a). Biasanya sebagai standar diambil $h_a = 0,5$ m.

- Angka tambahan tinggi jagaan yang didasarkan pada tipe embung (h_i)

Mengingat limpasan melalui mercu embung urugan sangat berbahaya maka untuk embung tipe ini angka tambahan tinggi jagaan (h_i) ditentukan sebesar 1,0 m ($h_i = 1,0$ m).

- Angka standar untuk tinggi jagaan pada bendungan urugan

Apabila didasarkan pada tinggi embung yang direncanakan, maka standar tinggi jagaan embung urugan adalah sebagai berikut (dalam Soediby, 1993) :

Tabel 2.10 Tinggi jagaan

Lebih rendah dari 50 m	$H_f \geq 2,0$ m
Dengan tinggi antara 50-100 m	$H_f \geq 3,0$ m
Lebih tinggi dari 100 m	$H_f \geq 3,5$ m

3. Lebar Mercu Embung

Lebar mercu embung yang memadai diperlukan agar puncak embung dapat tahan terhadap hempasan ombak dan dapat tahan terhadap aliran filtrasi yang melalui puncak tubuh embung. Disamping itu, pada penentuan lebar mercu perlu diperhatikan kegunaannya sebagai jalan inspeksi dan pemeliharaan embung. Penentuan lebar mercu dirumuskan (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989) sebagai berikut :

$$b = 3,6 H^{1/3} - 3 \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

di mana :

b = lebar mercu

H = tinggi embung

4. Panjang Embung

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

5. Volume Embung

Seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh embung termasuk semua bangunan pelengkapanya dianggap sebagai volume embung.

6. Kemiringan Lereng (*slope gradient*)

Kemiringan rata-rata lereng embung (lereng hulu dan lereng hilir) adalah perbandingan antara panjang garis vertikal yang melalui tumit masing-masing lereng tersebut. *Berm* lawan dan drainase prisma biasanya dimasukkan dalam perhitungan penentuan kemiringan lereng, akan tetapi alas kedap air biasanya diabaikan.

Kemiringan lereng urugan harus ditentukan sedemikian rupa agar stabil terhadap longsor. Hal ini sangat tergantung pada jenis material urugan yang dipakai. Kestabilan urugan harus diperhitungkan terhadap frekuensi naik turunnya muka air, rembesan, dan harus tahan terhadap gempa

Tabel 2.11 Kemiringan Lereng Urugan

Material Urugan	Material Utama	Kemiringan Lereng	
		Vertikal : Horisontal	
		Hulu	Hilir
a. Urugan homogen	CH, CL, SC,GC,GM, SM	1 : 3	1 : 2,25
b. Urugan majemuk			
a. Urugan batu dengan inti lempung atau dinding diafragma	Pecahan batu	1 : 1,50	1 : 1,25
b. Kerikil-kerakal dengan inti lempung atau dinding diafragma	Kerikil-kerakal	1 : 2,50	1 : 1,75

(dalam Soedibyo, 1993)

7. Penimbunan Ekstra (*extra banking*)

Sehubungan dengan terjadinya gejala konsolidasi tubuh embung, yang prosesnya berjalan lama sesudah pembangunan embung tersebut diadakan penimbunan ekstra melebihi tinggi dan volume rencana dengan perhitungan agar sesudah proses konsolidasi berakhir maka penurunan tinggi dan penyusutan volume akan mendekati tinggi dan volume rencana embung.

2.4.5 Stabilitas Embung

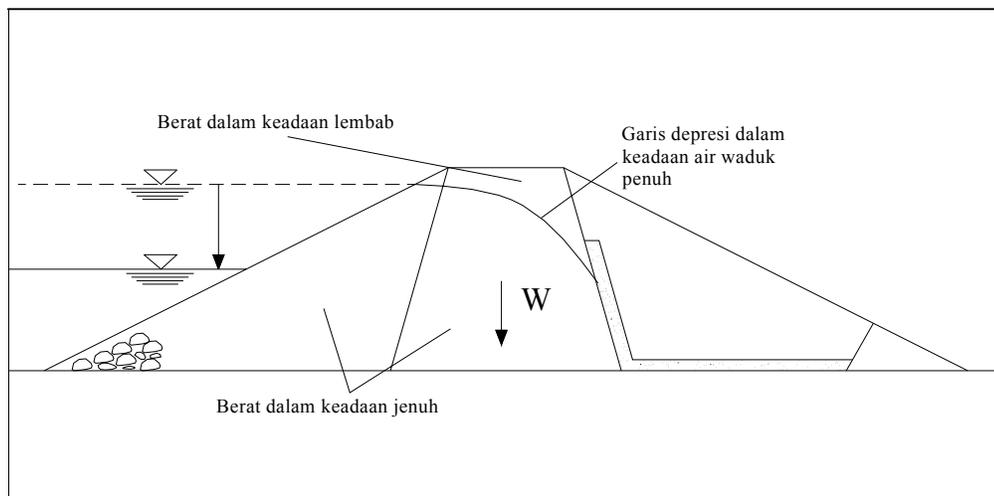
Merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran (dimensi) embung agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja padanya dalam keadaan apapun juga. Konstruksi harus aman terhadap geseran, penurunan embung, terhadap rembesan dan keadaan embung kosong, penuh air maupun permukaan air turun tiba-tiba (*rapid draw-down*).

Gaya-gaya yang bekerja pada embung urugan :

1. Berat tubuh embung sendiri

Berat tubuh embung dihitung dalam beberapa kondisi yang paling tidak menguntungkan yaitu :

- a. Pada kondisi lembab segera sesudah tubuh embung selesai dibangun.
- b. Pada kondisi sesudah permukaan waduk mencapai elevasi penuh, dimana bagian embung yang terletak di sebelah atas garis depresi dalam kondisi lembab, sedang bagian embung yang terletak di sebelah bawah garis depresi dalam keadaan jenuh.
- c. Pada kondisi di mana terjadi gejala penurunan mendadak (*rapid draw-down*) permukaan air waduk, sehingga semua bagian embung yang semula terletak di sebelah bawah garis depresi tetap dianggap jenuh.

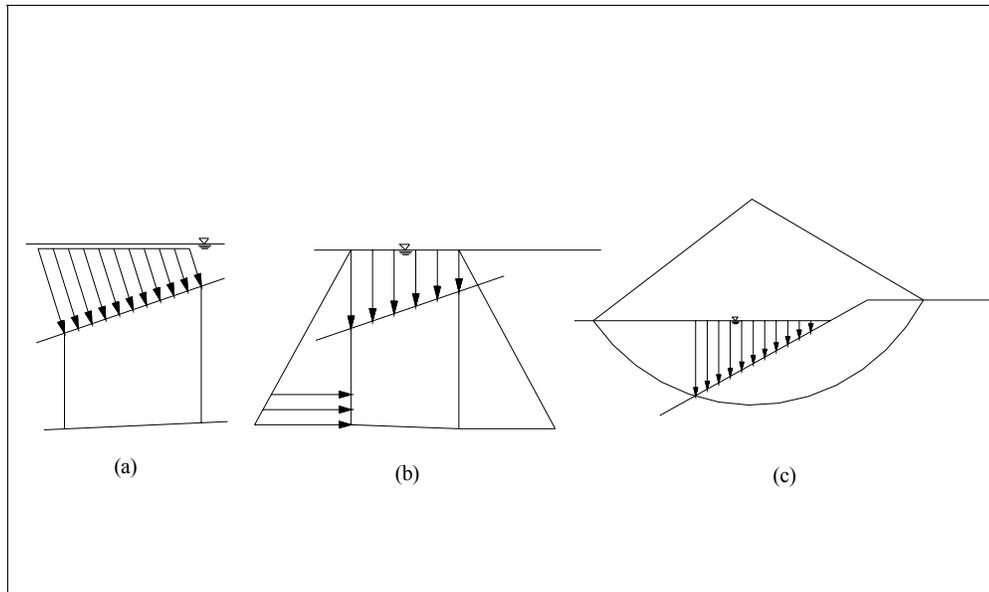


Gambar 2.5 Gaya akibat berat sendiri

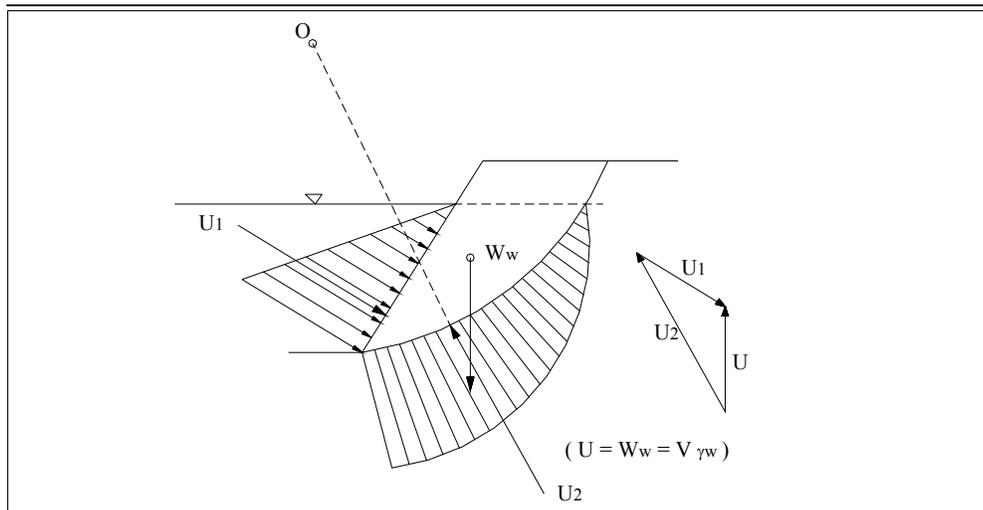
2. Tekanan hidrostatik

Pada perhitungan stabilitas embung dengan metode irisan (*slice method*) biasanya beban hidrostatik yang bekerja pada lereng sebelah hulu embung dapat digambarkan dalam tiga cara pembebanan, seperti yang tertera pada *Gambar 2.12*. Pemilihan cara pembebanan yang cocok untuk suatu perhitungan, harus disesuaikan dengan semua pola gaya-gaya yang bekerja pada tubuh embung, yang akan diikuti sertakan dalam perhitungan.

Pada kondisi dimana garis depresi tampaknya mendekati garis yang horizontal, maka dalam perhitungan langsung dapat dianggap horizontal dan berat bagian tubuh embung yang terletak di bawah garis depresi tersebut diperhitungkan sebagai berat bahan yang terletak dalam air. Tetapi dalam kondisi perhitungan yang berhubungan dengan gempa, biasanya berat bagian ini dianggap dalam kondisi jenuh.



Gambar 2.6 Gaya Tekanan Hidrostatik pada Bidang Luncur (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989)



Gambar 2.7 Uraian Gaya Hidrostatik yang Bekerja pada Bidang Luncur (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

3. Tekanan air pori

Tekanan air pori adalah gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori di embung terhadap lingkaran bidang luncur (dalam Soedibyo, 1993).

Tekanan air pori dihitung dengan beberapa kondisi yaitu :

- a. Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi tubuh embung sedang dibangun.
- b. Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi waduk telah terisi penuh dan permukaan air sedang menurun secara berangsur-angsur.
- c. Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi terjadinya penurunan mendadak permukaan air waduk hingga mencapai permukaan terendah, sehingga besarnya tekanan air pori dalam tubuh embung masih dalam kondisi waduk terisi penuh.

4. Beban seismis (*seismic force*)

Beban seismis akan timbul pada saat terjadinya gempa bumi, dan penetapan suatu kapasitas beban seismis secara pasti sangat sukar. Faktor-faktor yang menentukan besarnya beban seismis pada embung urugan, adalah (dalam Sosrodarsono, 1989) :

1. Karakteristik, lamanya dan kekuatan gempa yang terjadi.
2. Karakteristik dari pondasi embung.
3. Karakteristik bahan pembentuk tubuh embung.
4. Tipe embung.

Komponen horisontal beban seismis dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut (dalam Sosrodarsono, 1989) :

$$M \cdot \alpha = e (M \cdot g) \dots\dots\dots (2.34)$$

di mana :

M = massa tubuh embung

α = percepatan horizontal

e = intensitas seismis horizontal (0,10-0,25)

g = percepatan gravitasi bumi

Tabel 2.12 Gempa Bumi dan Percepatan Horizontal

Intensitas Seismis	Gal	Jenis Pondasi	
		Batuan	Tanah
Luar biasa 7	400	0.20 g	0.25 g
Sangat kuat 6	400-200	0.15 g	0.20 g
Kuat 5	200-100	0.12 g	0.15 g
Sedang 4	100	0.10 g	0.12 g

(dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

(ket : 1 Gal = 1 cm/det²)

5. Stabilitas lereng embung urugan menggunakan metode irisan bidang luncur bundar

Menurut Soediby (1993) faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsor dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut :

$$F_s = \frac{\sum \{C.l + (N - U - N_e) \tan \phi\}}{\sum (T + T_e)} \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

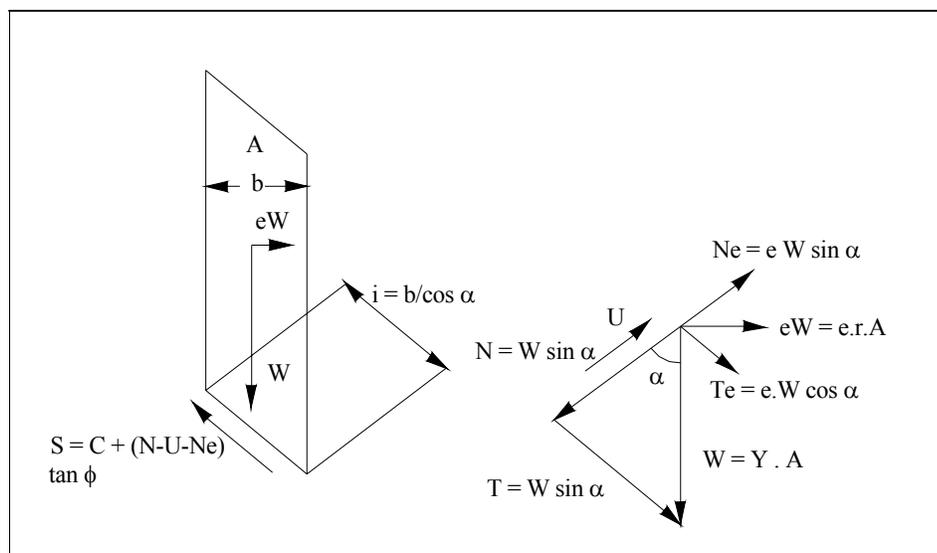
$$= \frac{\sum C.l + \sum \{\gamma.A(\cos \alpha - e.\sin \alpha) - V\} \tan \phi}{\sum \gamma.A(\sin \alpha + e.\cos \alpha)} \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

di mana :

F_s = faktor keamanan

N = beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur (= $\gamma.A.\cos \alpha$)

- T = beban komponen tangensial yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur ($= \gamma.A.\sin \alpha$)
 U = tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur
 N_e = komponen vertikal beban seismis yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur ($= e.\gamma.A.\sin \alpha$)
 T_e = komponen tangensial beban seismis yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur ($= e.\gamma.A.\cos \alpha$)
 ϕ = sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur
 C = angka kohesi bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur
 Z = lebar setiap irisan bidang luncur
 e = intensitas seismis horisontal
 γ = berat isi dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur
 A = luas dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur
 α = sudut kemiringan rata-rata dasar setiap irisan bidang luncur
 V = tekanan air pori



Gambar 2.8 Cara menentukan harga-harga N dan T (dalam Soedibyo, 1993)

Prosedur perhitungan metode irisan bidang luncur bundar :

1. Andaikan bidang luncur bundar dibagi menjadi beberapa irisan vertikal dan walaupun bukan merupakan persyaratan yang mutlak, biasanya setiap irisan lebarnya dibuat sama. Disarankan agar irisan bidang luncur tersebut dapat melintasi perbatasan dari dua buah zone penimbunan atau supaya memotong garis depresi aliran filtrasi.
2. Gaya-gaya yang bekerja pada setiap irisan adalah sebagai berikut :
 - a. Berat irisan (W), dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan (A) dengan berat isi bahan pembentuk irisan (γ), jadi $W = A \cdot \gamma$
 - b. Beban berat komponen vertikal yang bekerja pada dasar irisan (N) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan cosinus sudut rata-rata tumpuan (α) pada dasar irisan yang bersangkutan jadi $N = W \cdot \cos \alpha$
 - c. Beban dari tekanan hidrostatis yang bekerja pada dasar irisan (U) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara panjang dasar irisan (b) dengan tekanan air rata-rata ($U/\cos\alpha$) pada dasar irisan tersebut, jadi $U = U \cdot b/\cos\alpha$
 - d. Beban berat komponen tangensial (T) diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan sinus sudut rata-rata tumpuan dasar irisan tersebut jadi $T = W \sin\alpha$
 - e. Kekuatan tahanan kohesi terhadap gejala peluncuran (C) diperoleh dari hasil perkalian antara angka kohesi bahan (c') dengan panjang dasar irisan (b) dibagi lagi dengan $\cos \alpha$, jadi $C = c' \cdot b/\cos\alpha$
 - f. Kekuatan tahanan geseran terhadap gejala peluncuran irisan adalah kekuatan tahanan geser yang terjadi pada saat irisan akan meluncur meninggalkan tumpuannya
3. Kemudian jumlahkan semua kekuatan-kekuatan yang menahan (T) dan gaya-gaya yang mendorong (S) dari setiap irisan bidang luncur, dimana (T) dan (S) dari masing-masing irisan dinyatakan sebagai $T = W \sin \alpha$ dan $S = C + (N-U) \tan \phi$.

4. Faktor keamanan dari bidang luncur tersebut adalah perbandingan antara jumlah gaya pendorong dan jumlah gaya penahan yang dirumuskan (dalam Soedibyo, 1993) :

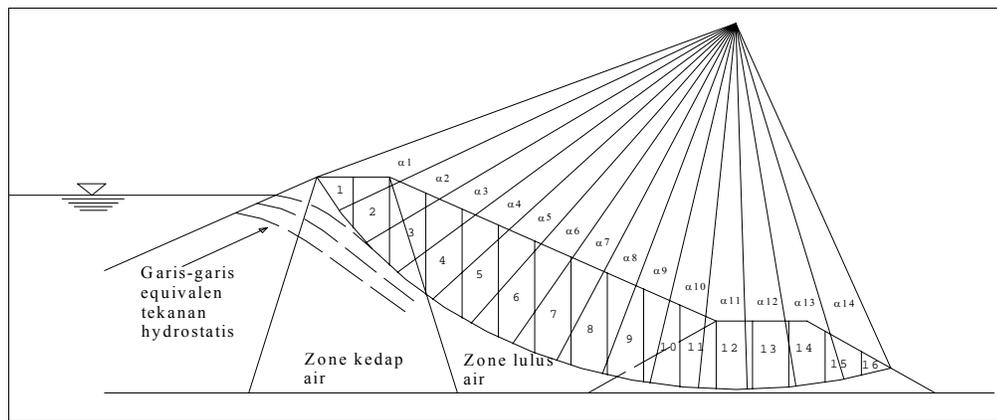
$$F_s = \frac{\sum S}{\sum T} \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

di mana :

F_s = faktor keamanan

$\sum S$ = jumlah gaya pendorong

$\sum T$ = jumlah gaya penahan



Gambar 2.9 Skema Perhitungan Bidang luncur dalam kondisi waduk penuh air (dalam Sosrodarsonodan Takeda,1989)

6. Perhitungan Stabilitas Lereng Dengan Geo-Slope

Analisis kestabilan lereng dari tubuh embung dapat dihitung dengan menggunakan software GEO-SLOPE. Dalam menganalisa keamanan dari stabilitas tubuh embung pada software GEO-SLOPE digunakan analisa *SLOPE/W*. Dengan analisis ini dapat diketahui angka keamanan (*safety factor*) dan bentuk bidang luncur dari lereng tersebut. Hasil dari analisis ini merupakan parameter kestabilan dari lereng tersebut.

Data-data yang diperlukan dalam analisis kestabilan lereng dengan bantuan *software* GEO-SLOPE adalah:

- Geometri data yaitu gambaran dari bentuk stratigrafi dari pelapisan tanah yang ada
- Berat jenis tanah
- Koefisien geser tanah (C)
- Sudut geser dalam tanah (ϕ)
- Tekanan air pori
- Koefisien beban gempa (seismik)

Pada GEO-SLOPE terdiri dari tiga komponen utama yaitu *DEFINE*, *SOLVE*, *CONTOUR*.

DEFINE, adalah tahapan untuk menggambarkan permasalahan yang ada itu dengan mendefinisikan stratifikasi tanah yang ada, bentuk lereng yang ada *Physical properties*, dan *mechanical properties* dari tanah

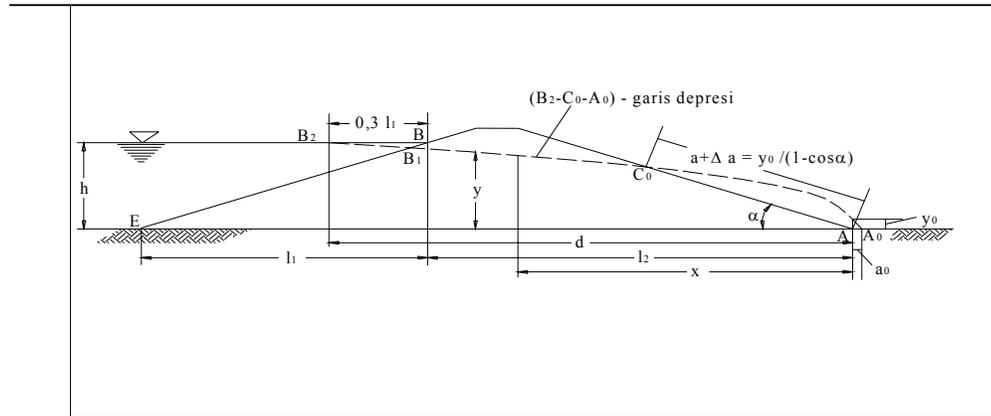
SOLVE, adalah fungsi untuk menjalankan (*Compute*) program dan mendapatkan angka keamanan (*factor of safety*)

CONTOUR, adalah fungsi untuk melihat hasil secara grafik, analisa bidang luncur yang diasosiasikan dengan *factor of safety* dari bidang luncur, free body diagram potongan dari irisan bidang luncur yang ada.

7. Stabilitas embung terhadap aliran filtrasi

Baik embung maupun pondasinya diharuskan mampu menahan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh adanya air filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk tubuh embung dan pondasi tersebut.

Hal tersebut dapat diketahui dengan mendapatkan formasi garis depresi (*seepage flow-net*) yang terjadi dalam tubuh dan pondasi embung tersebut. Garis depresi didapat dengan persamaan parabola bentuk dasar seperti pada *Gambar 2.10* di bawah ini.



Gambar 2.10 Garis Depresi pada Embung Homogen
(dalam Soedibyo, 1993)

Untuk perhitungan selanjutnya maka digunakan persamaan-persamaan berikut (dalam Soedibyo, 1993) :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

Untuk zone inti kedap air garis depresi digambarkan sebagai kurva dengan persamaan berikut (dalam Soedibyo, 1993) :

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

di mana :

h = jarak vertikal antara titik A dan B (m)

d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A (m)

l₁ = jarak horisontal antara titik B dan E (m)

l₂ = jarak horisontal antara titik B dan A (m)

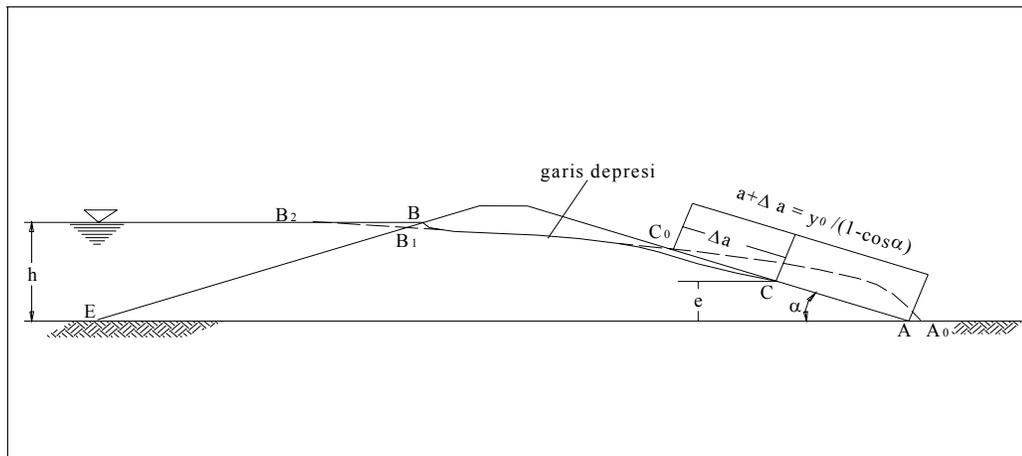
A = ujung tumit hilir embung (m)

B = titik perpotongan antara permukaan air waduk dengan lereng hulu embung (m)

A₁ = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B (m)

$B_2 =$ titik yang terletak sejauh $0,3 l_1$ horisontal ke arah hulu dari titik B (m)

Akan tetapi garis parabola bentuk dasar ($B_2-C_0-A_0$) diperoleh dari persamaan tersebut, bukanlah garis depresi sesungguhnya, masih diperlukan penyesuaian menjadi garis B-C-A yang merupakan bentuk garis depresi yang sesungguhnya seperti tertera pada *Gambar 2.11* sebagai berikut :



Gambar 2.11 *Garis Depresi pada Embung Homogen (sesuai dengan garis parabola yang dimodifikasi)*

- Pada titik permulaan, garis depresi berpotongan tegak lurus dengan lereng hulu embung, dan dengan demikian titik C_0 dipindahkan ke titik C sepanjang Δa .
- Panjang Δa tergantung dari kemiringan lereng hilir embung, dimana air filtrasi tersembul keluar yang dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad \dots \dots \dots (2.41)$$

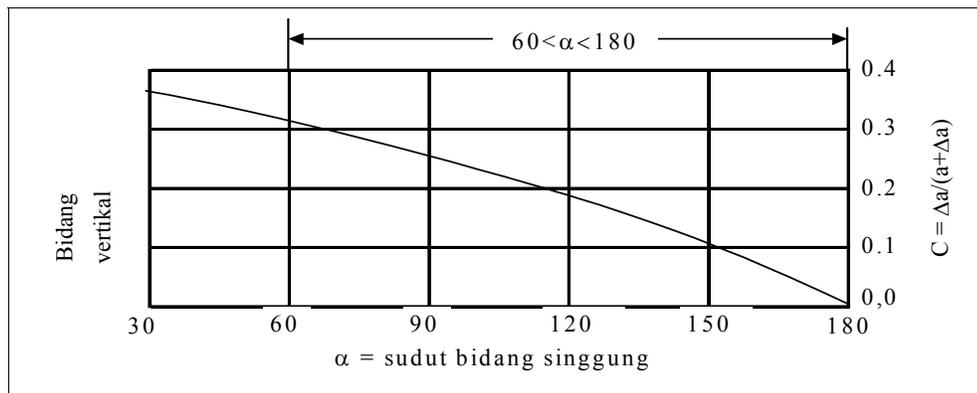
di mana :

a = jarak \overline{AC}

Δa = jarak $\overline{C_0C}$

α = sudut kemiringan lereng hilir embung

Untuk memperoleh nilai a dan Δa dapat dicari berdasarkan nilai α dengan menggunakan grafik sebagai berikut :



Gambar 2.12 Grafik hubungan antara Sudut Bidang Singgung (α) dengan $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

8. Kapasitas aliran filtrasi

Memperkirakan besarnya kapasitas filtrasi yang mengalir melalui tubuh dan pondasi embung yang didasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \cdot K \cdot H \cdot L \quad \dots \dots \dots (2.42)$$

di mana :

Q_f = kapasitas aliran filtrasi (kapasitas rembesan) (m^3/dt)

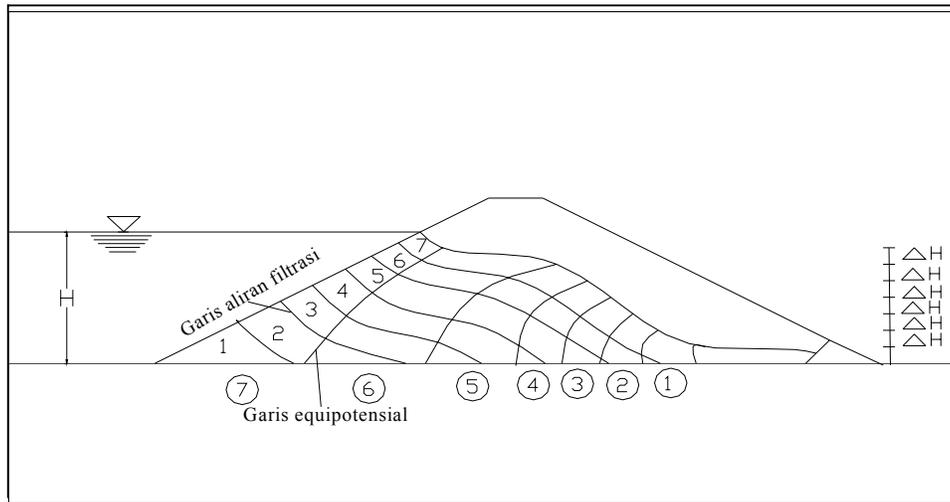
N_f = angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi

N_p = angka pembagi dari garis equi-potensial

K = koefisien filtrasi

H = tinggi tekan air total

L = panjang profil melintang tubuh embung



Gambar 2.13 Jaringan trayektori aliran filtrasi dalam tubuh embung

9. Gejala sufosi (*piping*) dan sembulan (*boiling*)

Adalah erosi yang cepat sebagai akibat rembesan terpusat berat tubuh dan atau pondasi embung. Air meresap melalui timbunan tanah lapisan kedap air atau pondasi embung. Dengan adanya tekanan air di sebelah hulu maka ada kecenderungan terjadinya aliran air melewati pori-pori didalam tanah. Kecepatan aliran keluar ke atas permukaan lereng hilir yang komponen vertikalnya dapat mengakibatkan terjadinya perpindahan butiran-butiran bahan embung, kecepatannya dirumuskan sebagai berikut :

$$C = \sqrt{\frac{w_1 \cdot g}{F \cdot \gamma}} \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

di mana :

c = kecepatan kritis

w_1 = berat butiran bahan dalam air

g = gravitasi

F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi (m^2)

γ = berat isi air

2.4.6 Rencana Teknis Bangunan Pelimpah

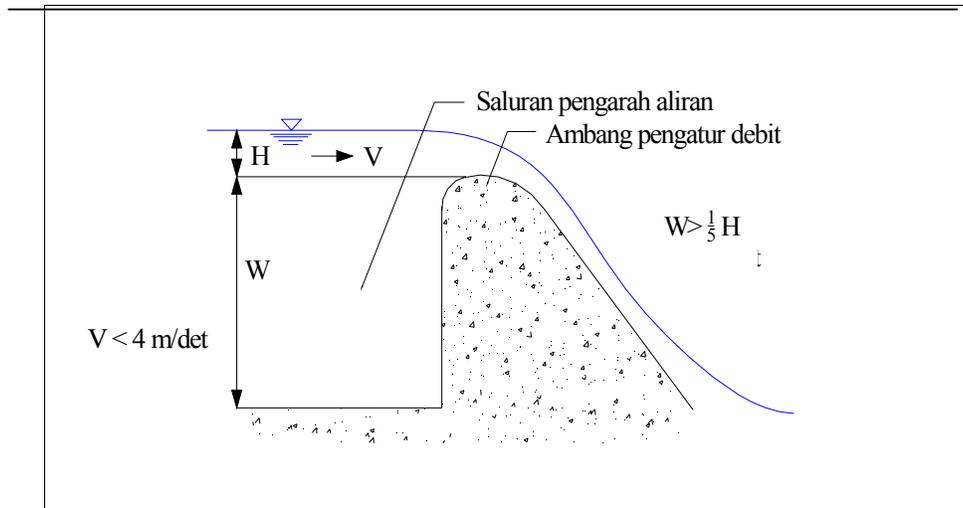
Adalah bangunan beserta instalasinya untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam embung agar tidak membahayakan keamanan embung. Apabila terjadi kecepatan aliran air yang besar akan terjadi olakan (turbulensi) yang dapat mengganggu jalannya air sehingga menyebabkan berkurangnya aliran air yang masuk ke bangunan pelimpah. Maka kecepatan aliran air harus dibatasi, yaitu tidak melebihi kecepatan kritisnya (dalam Soedibyo, 1993).

Pada hakekatnya untuk embung terdapat berbagai tipe bangunan pelimpah dan untuk menentukan tipe yang sesuai diperlukan suatu studi yang luas dan mendalam, sehingga diperoleh alternatif yang paling ekonomis. Bangunan pelimpah yang biasa digunakan yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap (dalam Soedibyo, 1993). Bangunan pelimpah ini biasanya terdiri dari tiga bagian utama yaitu :

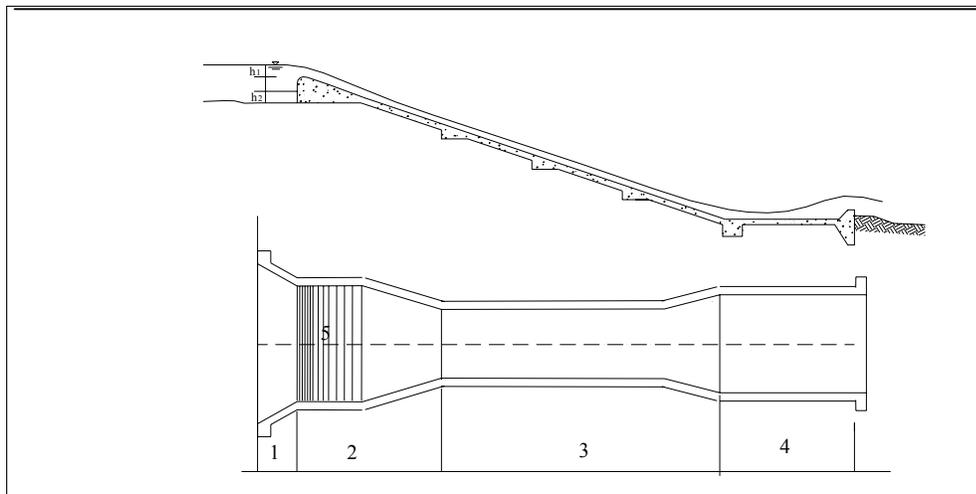
- Saluran pengarah dan pengatur aliran
- Saluaran peluncur
- Peredam energi

1. Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran

Bagian ini berfungsi sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik. Pada saluran pengarah aliran ini, kecepatan masuknya aliran air supaya tidak melebihi 4 m/det dan lebar saluran makin mengecil ke arah hilir. Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari $1/5 X$ tinggi rencana limpasan di atas mercu ambang pelimpah (lihat *Gambar 2.14*). Kapasitas debit air sangat dipengaruhi oleh bentuk ambang. Terdapat 3 ambang yaitu : ambang bebas, ambang berbentuk bendung pelimpah dan ambang bentuk bendung pelimpas penggantung (dalam Soedibyo, 1993).



Gambar 2.14 Saluran Pengarah Aliran dan Ambang Pengatur Debit pada Sebuah Pelimpah (dalam Soedibyo, 1993)



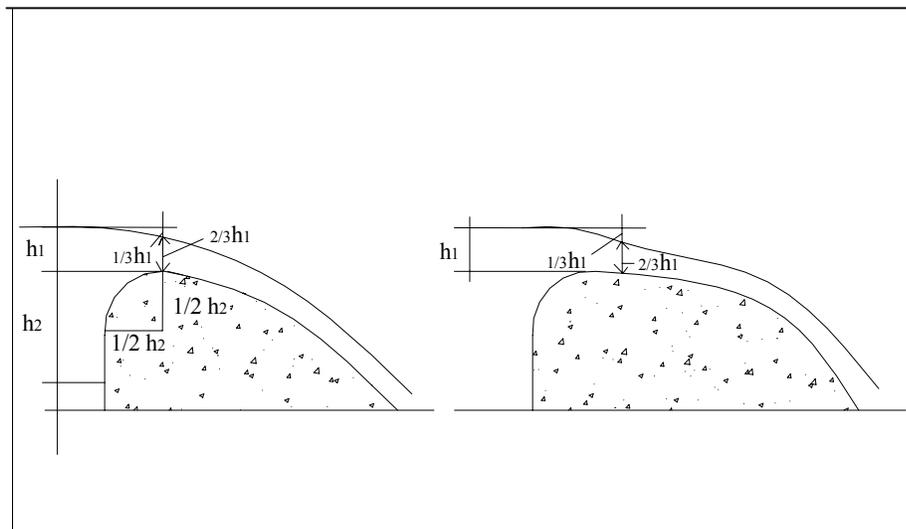
Gambar 2.15 Bangunan Pelimpah (dalam Soedibyo, 1993)

Keterangan gambar :

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

(1). Ambang bebas.

Ambang bebas digunakan untuk debit air yang kecil dengan bentuk sederhana. Bagian hulu dapat berbentuk tegak atau miring (1 tegak : 1 horisontal atau 2 tegak : 1 horisontal), kemudian horizontal dan akhirnya berbentuk lengkung. Apabila berbentuk tegak selalu diikuti dengan lingkaran yang jari-jarinya $\frac{1}{2} h_2$ (dalam Soedibyo, 1993).



Gambar 2.16 Ambang Bebas (dalam Soedibyo, 1993)

Untuk menentukan lebar ambang menurut Soedibyo (1993) digunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = 1,704.b.C.(3.h_0)^{3/2} \quad \dots\dots\dots (2.44)$$

di mana :

Q = debit banjir rencana ($m^3/detik$)

b = lebar ambang (m)

h_0 = tinggi penurunan permukaan air di dalam saluran pengarah (m)

C = koefisien pengaliran masuk ke saluran pengarah (untuk penampang segi empat, $C = 0,82$)

(2). Ambang berbentuk bendung pelimpah (*overflow wier*)

Bendung pelimpah sebagai salah satu komponen dari saluran pengatur aliran dibuat untuk lebih meningkatkan pengaturan serta memperbesar debit air yang akan melintasi bangunan pelimpah. Permukaan bendung berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air, agar tidak ada air yang lepas dari dasar bendung. Rumus untuk bendung pelimpah menurut JANCOLD (*The Javanese National Committee on Large Dams*) adalah sebagai berikut :

$$Q = c.(L-KHN).H^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.45)$$

di mana :

Q = debit air (m^3/det)

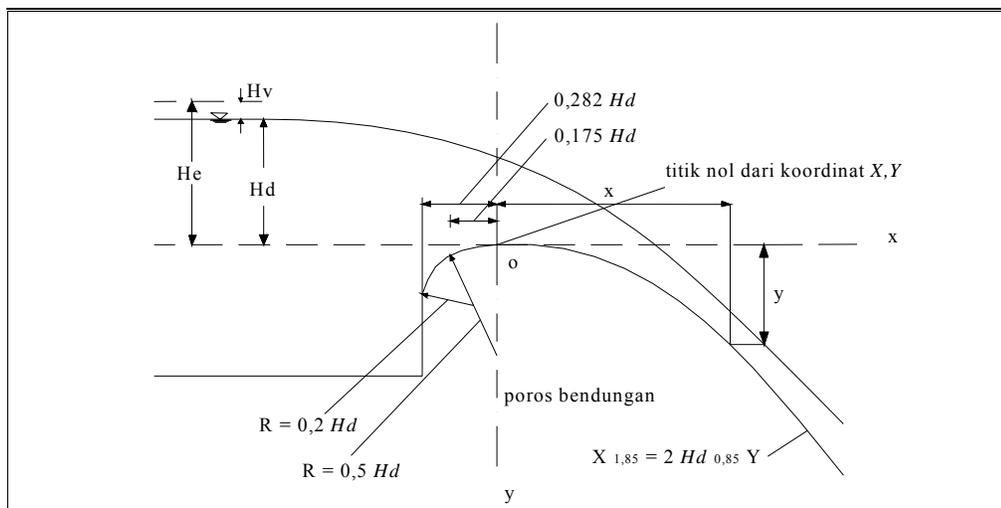
L = panjang mercu pelimpah (m)

K = koefisien kontraksi

H = kedalaman air tertinggi di sebelah hulu bendung (m)

C = angka koefisien

N = jumlah pilar

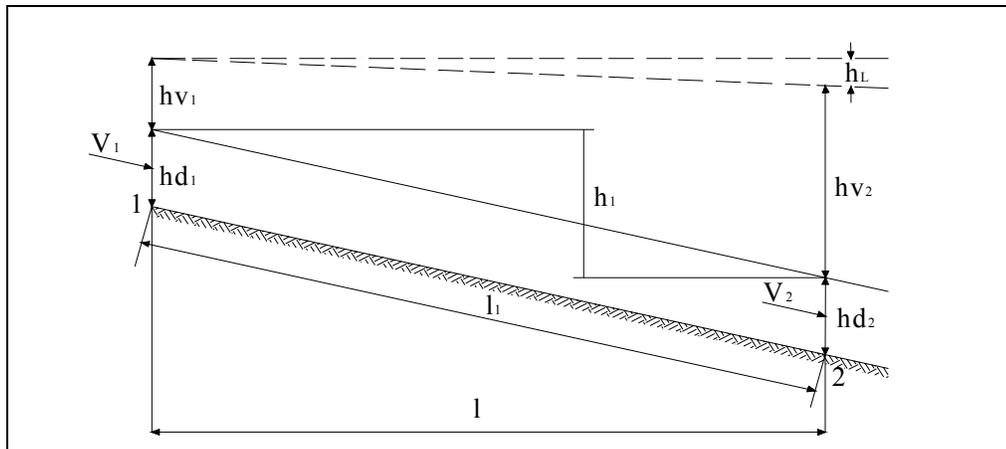


Gambar 2.17 Ambang Pelimpah Tipe Ogee

2. Saluran Peluncur

Dalam merencanakan saluran peluncur (*flood way*) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989):

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



Gambar 2.18 Skema Penampang Memanjang Aliran pada Saluran Peluncur

3. Bagian yang berbentuk terompot pada ujung hilir saluran peluncur

Semakin kecil penampang lintang saluran peluncur, maka akan memberikan keuntungan ditinjau dari segi volume pekerjaan, tetapi akan menimbulkan masalah-masalah yang lebih besar pada usaha peredaman energi yang timbul per-unit lebar aliran tersebut. Sebaliknya pelebaran penampang lintang saluran akan mengakibatkan besarnya volume pekerjaan

untuk pembuatan saluran peluncur, tetapi peredaman energi per-unit lebar alirannya akan lebih ringan.

Berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan tersebut di atas, maka saluran peluncur dibuat dengan penampang yang kecil, tetapi pada bagian ujung hilir saluran peluncur dibuat melebar (berbentuk terompet) sebelum dihubungkan dengan peredam energi. Pelebaran tersebut diperlukan agar aliran super-kritis dengan kecepatan tinggi yang meluncur dari saluran peluncur dan memasuki bagian ini, sedikit demi sedikit dapat dikurangi akibat melebarnya aliran dan aliran tersebut menjadi semakin stabil sebelum mengalir masuk ke dalam peredam energi.

4. Peredam energi

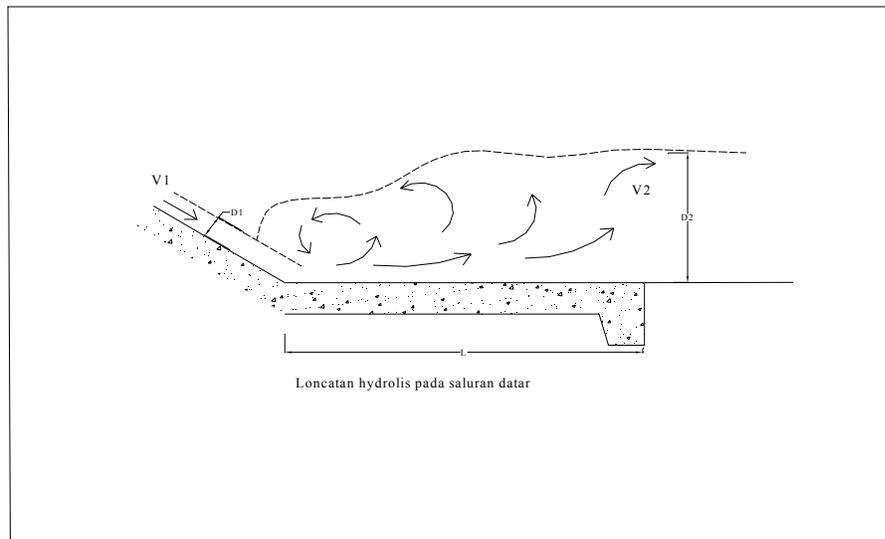
Digunakan untuk menghilangkan atau setidak-tidaknya mengurangi energi air agar tidak merusak tebing, jembatan, jalan, bangunan dan instalasi lain disebelah hilir bangunan pelimpah (dalam Soedibyo, 1993).

Guna meredusir energi yang terdapat di dalam aliran tersebut, maka di ujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989).

Dalam perencanaan dipakai tipe kolam olakan, dan yang paling umum dipergunakan adalah kolam olakan datar. Macam tipe kolam olakan datar yaitu :

(1) Kolam olakan datar tipe I

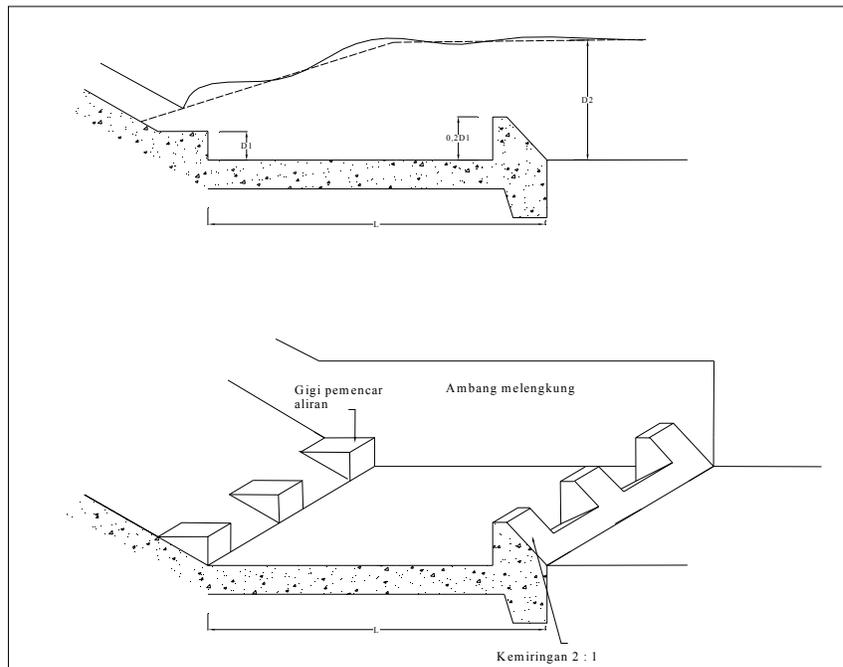
Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Benturan langsung tersebut menghasilkan peredaman energi yang cukup tinggi, sehingga perlengkapan-perengkapan lainnya guna penyempurnaan peredaman tidak diperlukan lagi pada kolam olakan tersebut (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989)



Gambar 2.19 Bentuk kolam olakan datar tipe I USBR (dalam Soedibyo, 1993)

(2) Kolam olakan datar tipe II

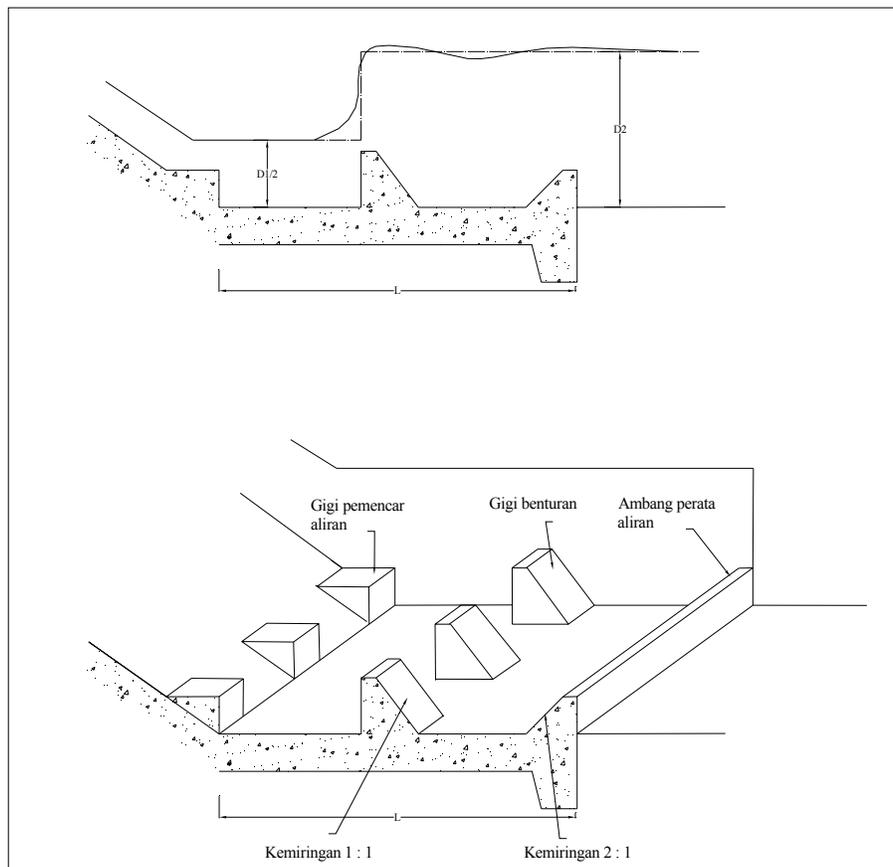
Kolam olakan datar tipe II ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang tinggi dan dengan debit yang besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, tekanan hidrostatik $> 60 \text{ m}$ dan bilangan Froude $> 4,5$). Kolam olakan tipe ini sangat sesuai untuk bendungan urugan dan penggunaannya cukup luas (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989).



Gambar 2.20 Bentuk kolam olakan datar tipe II USBR (dalam Soedibyo, 1993)

(3) Kolam olakan datar tipe III

Pada hakekatnya prinsip kerja dari kolam olakan ini sangat mirip dengan sistim kerja dari kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18,5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, $V < 18,0 \text{ m}/\text{dt}$ dan bilangan Froude $> 4,5$). Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi pemencar aliran di tepi hulu dasar kolam, gigi penghadang aliran (gigi benturan) pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan rendah (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

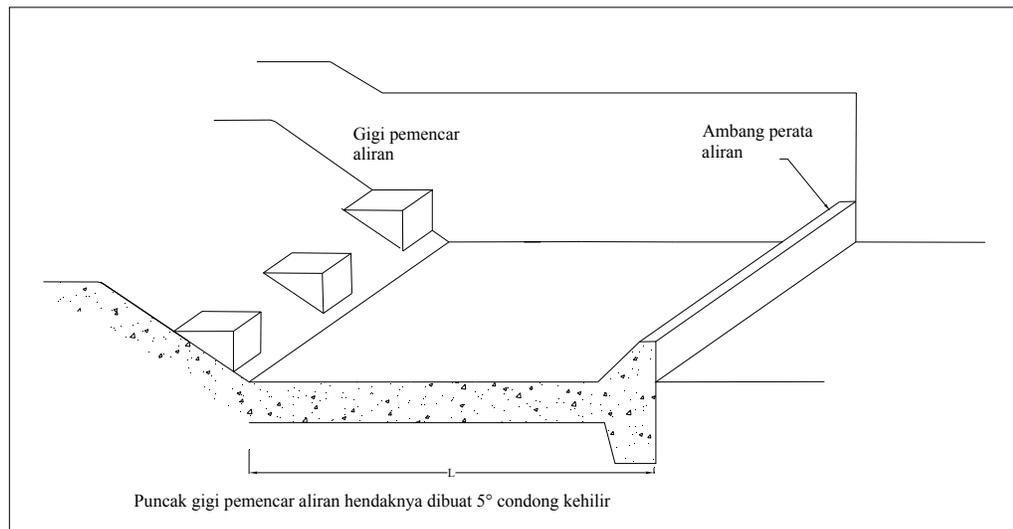


Gambar 2.21 Bentuk kolam olakan datar tipe III USBR (dalam Soedibyo, 1993)

(4) Kolam olakan datar tipe IV

Sistem kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistem kerja kolam olakan tipe III, akan tetapi penggunaannya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per-unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5.

Biasanya kolam olakan tipe ini dipergunakan pada bangunan-bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah atau bendung-bendung penyadap, bendung-bendung konsolidasi, bendung-bendung penyangga dan lain-lain (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1989)



Gambar 2.22 Bentuk kolam olakan datar tipe IV USBR (dalam Soedibyo, 1993)

2.4.7 HEC-RAS

HEC-RAS adalah suatu software yang didesain untuk melakukan suatu perhitungan hidrolis bagi saluran alam maupun saluran buatan, prosedur komputasi berdasarkan pada prinsip persamaan energi. Kehilangan energi disebabkan oleh gesekan (koefisien Manning, n), dan kontraksi/ekspansi. Persamaan momentum digunakan ketika profil muka air berubah dengan cepat. (dalam *HEC-RAS Hydraulic reference*, 2005).

Dalam perencanaan teknis hidrolis untuk bangunan pelimpah pada Tugas Akhir ini menggunakan software HEC-RAS 3.1.3. Analisa yang digunakan *Steady flow analysis* dengan *supercritical flow regime*