

## BAB V

### PERENCANAAN KONSTRUKSI

#### 5.1 Tinggi Embung

Tinggi puncak embung merupakan hasil penjumlahan antara tinggi embung dengan tinggi jagaan. Berdasarkan hasil perhitungan *flood routing* didapat elevasi muka air banjir yang terjadi +798,350 m. Sedangkan Elv. dasar kolam +788,000 m, maka tinggi embung  $(+798,350) - (+788,000) = 10,35$  m

##### 5.1.1 Tinggi Puncak

Untuk mendapatkan tinggi puncak maka perlu dicari tinggi jagaan sebagai berikut:

###### a. Penentuan tinggi jagaan

Tinggi jagaan adalah jarak bebas antara mercu embung dengan permukaan air maksimum rencana. Tinggi jagaan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

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

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i$$

di mana :

$H_f$  = tinggi jagaan (tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk)

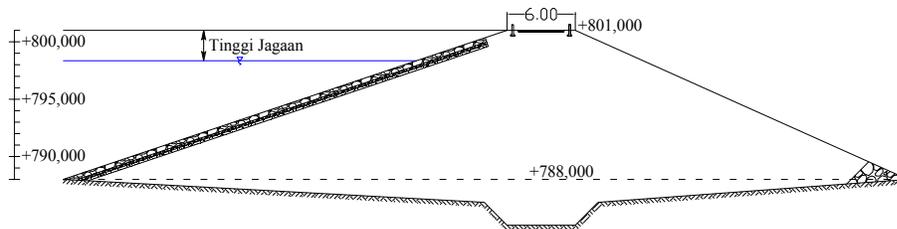
$\Delta h$  = tinggi yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal

$h_w$  = 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



Gambar 5.1 Tinggi Jagaan (*free board*)

**b. Tinggi kenaikan permukaan air yang disebabkan oleh banjir abnormal**

**( $\Delta h$ ) dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :**

$$\Delta h = \frac{2}{3} \cdot \frac{\alpha Q_0}{Q} \cdot \frac{h}{1 + \frac{A \times h}{Q \times T}}$$

di mana :

$Q_0$  = debit banjir rencana

$Q$  = kapasitas rencana bangunan pelimpah untuk banjir abnormal

$\alpha$  = 0,2 untuk bangunan pelimpah terbuka

$\alpha$  = 1,0 untuk bangunan pelimpah tertutup

$h$  = kedalaman pelimpah rencana

$A$  = luas permukaan air waduk pada elevasi banjir rencana

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

Untuk perhitungan digunakan data-data sebagai berikut :

$Q_0$  = 90,687 m<sup>3</sup>/dt

$Q$  = 89,547 m<sup>3</sup>/dt

$h$  = 2 m

$A$  = 0,010 km<sup>2</sup>

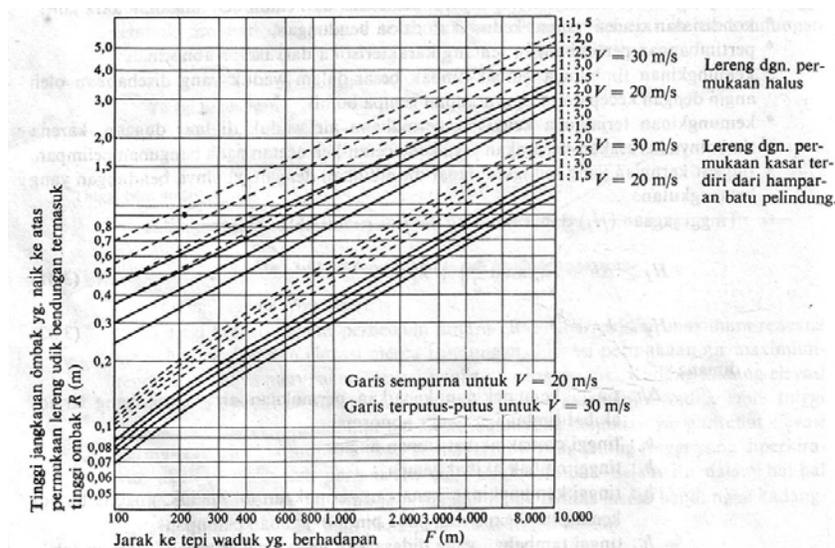
$$T = 3 \text{ Jam}$$

$$\Delta h = \frac{2}{3} \cdot \frac{0,2 \times 90,687}{89,547} \cdot \frac{2}{1 + \frac{0,010 \times 2}{89,547 \times 3}}$$

$$\Delta h = 0.27 \text{ m}$$

c. **Tinggi ombak yang disebabkan oleh angin ( $h_w$ )**

Tinggi ombak yang disebabkan oleh angin ini perhitungannya sangat dipengaruhi oleh panjangnya lintasan ombak ( $F$ ) dan kecepatan angin di atas permukaan air waduk. Panjang lintasan ombak yang dipakai adalah  $F_{\text{eff}}$  sebesar 150 m (Gambar 5.2). Sedangkan kecepatan angin di atas permukaan air waduk diambil dari data di stasiun BMG Semarang yaitu 20 m/det.



Sumber : *Suyono Sosrodarsono, 1989*

Gambar 5.2 Grafik perhitungan metode SMB

Perhitungan tinggi ombak ( $h_w$ ) ini menggunakan grafik metode SMB yang dikombinasikan dengan metode *Saville*. Dengan kemiringan hulu 1:3 tinggi jangkauan ombak ( $h_w$ ) yang didapat adalah 0,14.

**d. Tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa ( $h_e$ )**

Digunakan Tabel berikut :

Tabel 5.1 Koefisien gempa (*DHV Consultant 1991*)

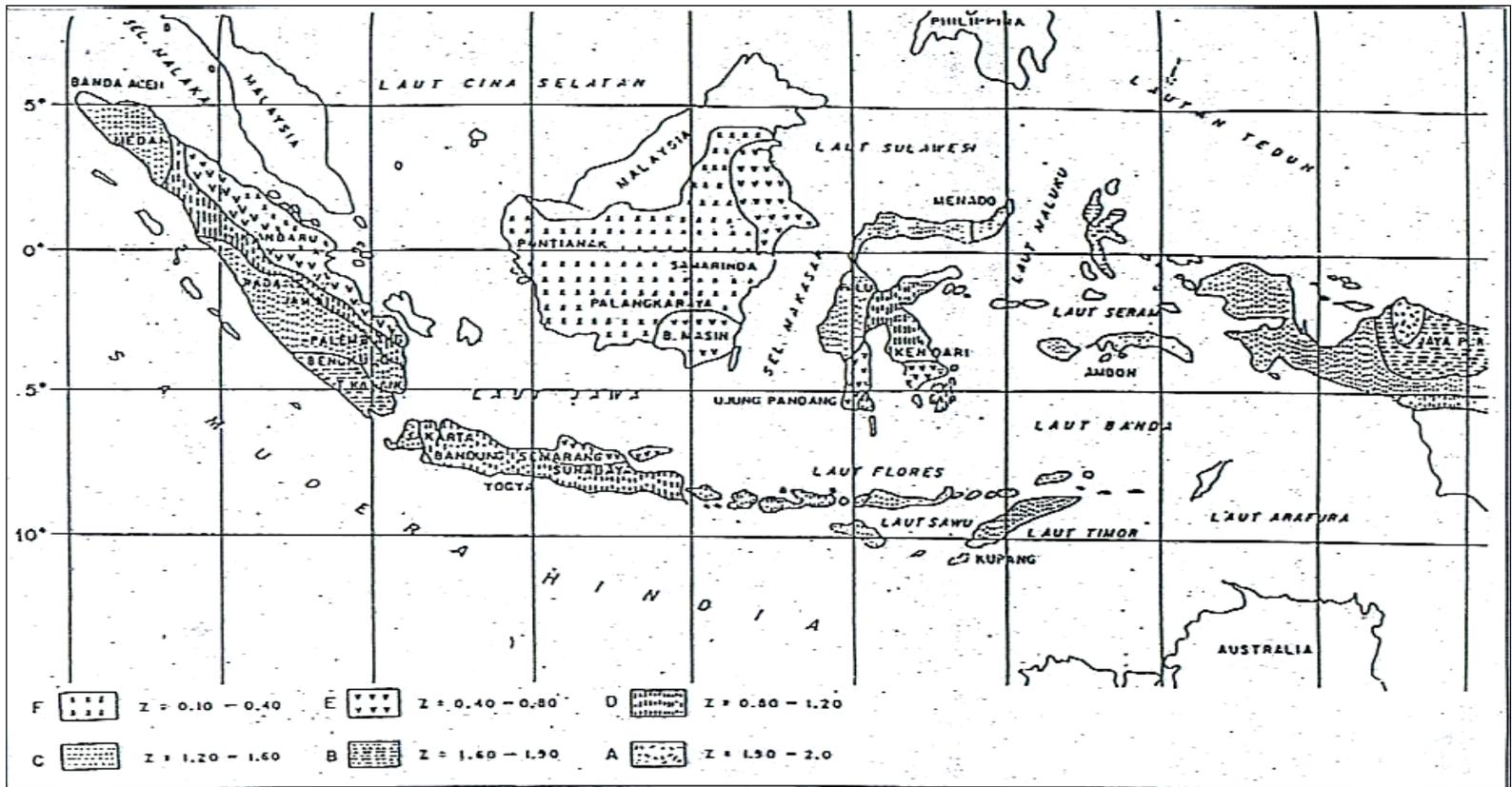
Zone	Koefisien (Z)	Keterangan
A	1,90-2,00	<b>Boyolali</b>
B	1,60-1,90	
C	1,20-1,60	
D	0,80-1,20	
<b>E</b>	<b>0,40-0,80</b>	
F	0,20-0,40	

Tabel 5.2 Percepatan dasar gempa (*DHV Consultant 1991*)

Periode Ulang (tahun)	Percepatan dasar gempa ( $A_c$ ) (cm/dt <sup>2</sup> )
10	98,42
<b>20</b>	<b>119,62</b>
50	151,72
100	181,21
200	215,81
500	271,35
1000	322,35
5000	482,80
10000	564,54

Tabel 5.3 Faktor koreksi (*DHV Consultant 1991*)

Tipe Batuan	Faktor (V)
<i>Rock Foundation</i>	0,9
<i>Diluvium (Rock Fill Dam)</i>	1,0
<b><i>Aluvium</i></b>	<b>1,1</b>
<i>Soft Aluvium</i>	1,2



Gambar 5.3 Pembagian zone gempa di Indonesia ( Materi Kuliah Mekanika Getaran Dan Gempa)

Dari data pada Tabel-Tabel di atas, maka dapat ditentukan harga yang akan digunakan yaitu:

- |      |                        |                                |
|------|------------------------|--------------------------------|
| (1). | Koefisien gempa        | $z = 0,8$                      |
| (2). | Percepatan dasar gempa | $A_c = 119,62 \text{ cm/dt}^2$ |
| (3). | Faktor koreksi         | $V = 1,1$                      |
| (4). | Percepatan gravitasi   | $g = 980 \text{ cm/dt}^2$      |

Perhitungan intensitas seismis horizontal dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$e = z \cdot A_c \cdot \frac{V}{g}$$

$$e = 0,8 \times 119,62 \times \left( \frac{1}{980} \right)$$

$$e = 0,09$$

Besarnya tinggi gelombang yang diakibatkan oleh gempa ( $h_e$ ) adalah :

$$h_e = \frac{e \cdot \tau}{\pi} \sqrt{g \cdot h_0}$$

Didapatkan tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa adalah :

$$h_e = \frac{e \cdot \tau}{\pi} \sqrt{g \cdot H_0}$$

di mana :

$e$  = Intensitas seismis horizontal

$\tau$  = Siklus seismis ( 1 detik )

$h_0$  = Kedalaman air di dalam waduk

= elv.HWL – elv.dasar

= +798,350-(+788,00)

= +10,35 m (MSL)

$$h_e = \frac{0,09 \times 1}{3,14} \sqrt{9,8 \times 10,35}$$

$$= 0.488 \text{ m}$$

Jadi tinggi puncak ombak di atas permukaan air rata-rata  $\frac{h_e}{2} = 0,244$  m.

**e. Kenaikan permukaan air waduk yang disebabkan oleh ketidaknormalan operasi pintu bangunan ( $h_a$ )**

$h_a$  diambil = 0,5 m (Suyono Sosrodarsono, 1989)

**f. Angka tambahan tinggi jagaan yang didasarkan pada tipe embung ( $h_i$ )**

Mengingat limpasan melalui mercu embung urugan sangat riskan maka untuk embung tipe ini angka tambahan tinggi jagaan ( $h_i$ ) ditentukan sebesar 0,5m ( $h_i = 0,5$  m).

Berdasarkan data perhitungan tersebut di atas di mana :

$\Delta h$	=0.27 m
$h_w$	= 0,14 m
$\frac{h_e}{2}$	= 0.244 m
$h_a$	= 0,5 m
$h_i$	= 0,5 m

Maka tinggi jagaan dapat ditentukan , yang hasilnya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H_f &= 0,14 + 0,244 + 0,5 + 0,5 \\ &= 1,384 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_f &= 0,27 + 0,14 + 0,5 + 0,5 \\ &= 1,41 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_f &= 0,27 + 0,244 + 0,5 + 0,5 \\ &= 1,514 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari ketiga alternatif tinggi jagaan tersebut diambil tinggi jagaan 2 m.

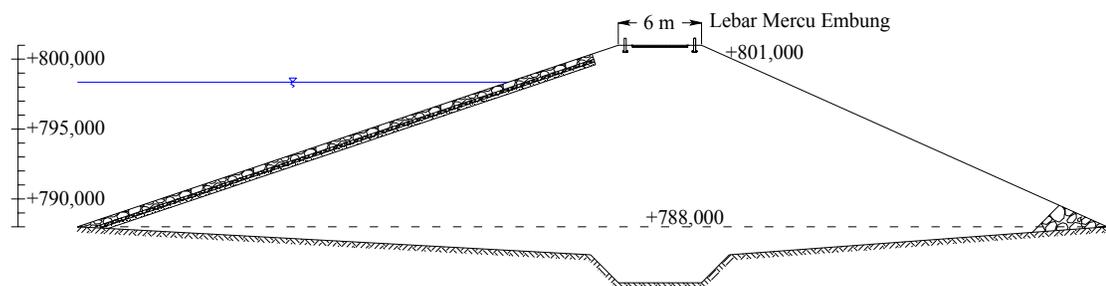
Tinggi puncak embung = tinggi embung + tinggi jagaan = 10,35 + 2 = 12,35 = 13 m. Jadi elevasi puncak embung = (+788) + 13 m = 801 m

### 5.1.2 Lebar Embung

Lebar mercu embung minimum dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 B &= 3,6 H^{1/3} - 3,0 \\
 H &= \text{Tinggi Embung} = 13 \text{ m} \\
 \text{Maka } B &= 3,6 (13)^{1/3} - 3,0 \\
 &= 5,46 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Karena digunakan embung urugan tipe homogen, maka untuk memberikan rasa aman terhadap kestabilan terhadap longsornya lapisan kedap air lebar embung diambil 6 m.



Gambar 5.4. Lebar Mercu Embung

## 5.2 Perhitungan Stabilitas Embung

### 5.2.1 Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi

Stabilitas lereng embung terhadap rembesan ditinjau dengan cara sebagai berikut :

#### a. Formasi garis depresi tubuh bendung kondisi sesuai dengan garis parabola

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 h &: 11 \text{ m (kondisi FSL)} \\
 l_1 &: 33 \text{ m} \\
 l_2 &: 41,25 \text{ m} \\
 \alpha &: 23,96^\circ
 \end{aligned}$$

$$d : 0,3l_1 + l_2 = (0,3 \times 33) + 41,25 = 51,15 \text{ m}$$

maka:

$$\begin{aligned} Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d &= \sqrt{(11)^2 + (51,15)^2} - (51,15) \\ &= 1,169 \text{ m} \end{aligned}$$

Parabola bentuk dasar dapat diperoleh dengan persamaan :

$$y = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2} = \sqrt{2 \times 1,169x + 1,169^2}$$

Dan diperoleh koordinat parabola sebagai berikut :

<b>x</b>	-0.641	0	5	10	15	20	25	30
<b>y</b>	0	1.169	3.613	4.975	6.036	6.937	7.734	8.456
<b>x</b>	35	40	45	50	55	60	65	70
<b>y</b>	9.121	9.741	10.324	10.875	11.400	11.902	12.383	12.846

Untuk  $\alpha$  kurang dari  $30^\circ$ , harga  $a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2}$  maka dapat ditentukan nilai :

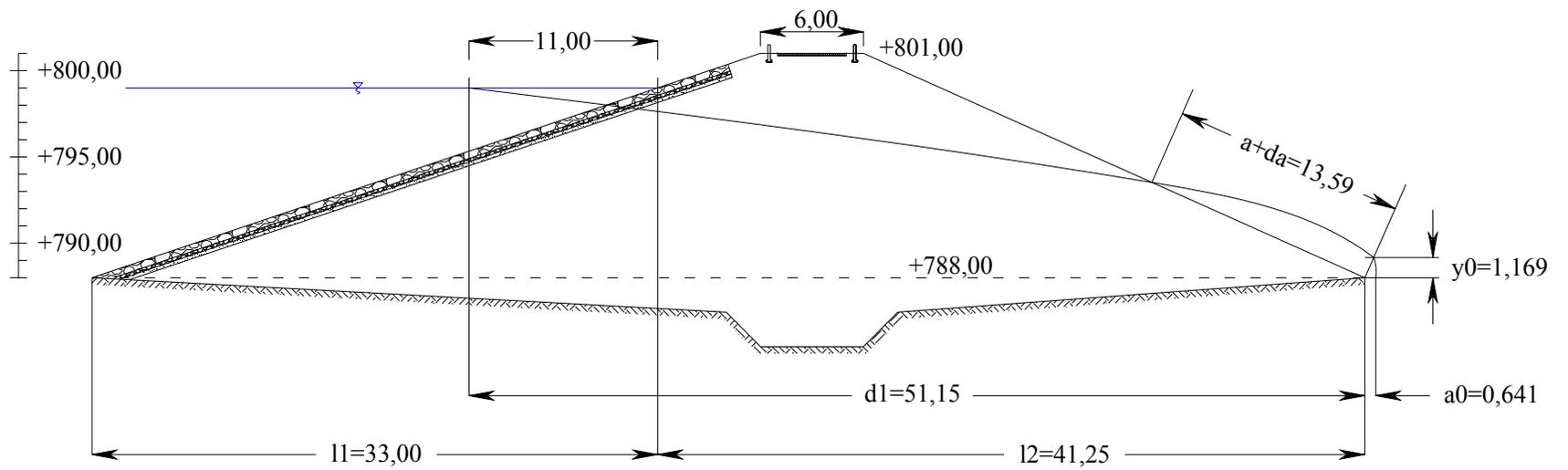
$$a + \Delta_a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = \frac{1,169}{0,086} = 13,59$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2} \\ &= \frac{51,15}{\cos 23,96^\circ} - \sqrt{\left(\frac{51,15}{\cos 23,96^\circ}\right)^2 - \left(\frac{11,0}{\sin 23,96^\circ}\right)^2} = 6,99 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga didapat nilai :

$$\begin{aligned} a &= 6,99 \\ \Delta_a &= 13,59 - 6,99 = 6,6 \end{aligned}$$

dari hasil perhitungan didapat garis depresi aliran yang keluar melalui lereng hilir embung sehingga tidak aman terhadap bangunan untuk itu perlu digunakan drainase kaki maupun drainase alas.



Gambar 5.5. Garis Depresi Pada Bendungan Homogen Kondisi Sesuai Garis Parabola

**b. Formasi garis depresi tubuh bendung kondisi dengan menggunakan drainase kaki**

Diketahui :

$$h : 11 \text{ m (kondisi FSL)}$$

$$l_1 : 33 \text{ m}$$

$$l_2 : 36,25 \text{ m}$$

$$\alpha : 135^\circ$$

$$d : 0,3l_1 + l_2 = (0,3 \times 33) + 36,25 = 46,15 \text{ m}$$

maka:

$$\begin{aligned} Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d &= \sqrt{(11)^2 + (46,15)^2} - (46,15) \\ &= 1,29 \text{ m} \end{aligned}$$

Parabola bentuk dasar dapat diperoleh dengan persamaan :

$$y = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2} = \sqrt{2 \times 1,29x + 1,29^2}$$

Dan diperoleh koordinat parabola sebagai berikut :

<b>x</b>	-0.703	0	5	10	15	20	25	30
<b>y</b>	0	1.290	3.816	5.241	6.353	7.298	8.134	8.892
<b>x</b>	35.0	40	45	50	55	60	65	70
<b>y</b>	9.590	10.240	10.852	11.431	11.982	12.509	13.014	13.501

Untuk  $\alpha = 135^\circ$ , berdasarkan grafik pada Gambar 2.8 didapat nilai  $C = \frac{a}{a + \Delta a} =$

0,15 maka dapat ditentukan nilai :

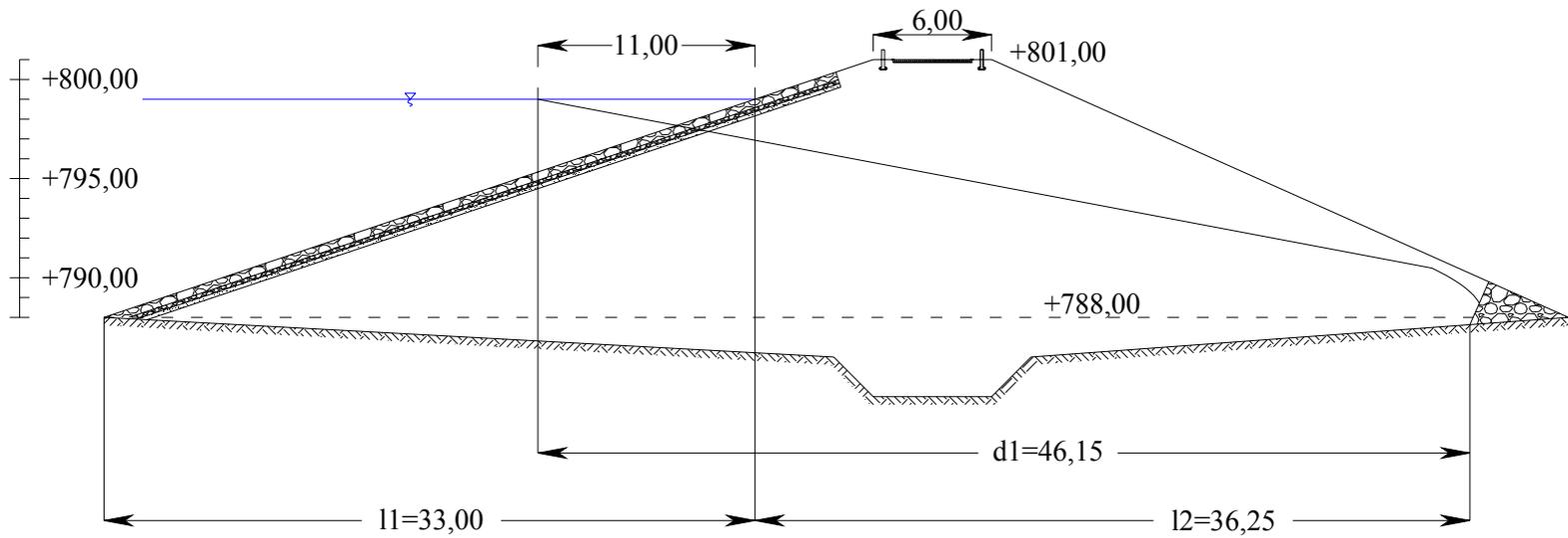
$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = \frac{1,29}{1 + 0,707} = 0,755$$

$$0,15 = \frac{\Delta a}{0,755}$$

Sehingga didapat nilai :

$$\Delta a = 0,15 \times 0,755 = 0,113$$

$$\alpha = 0,755 - 0,113 = 0,641$$



Gambar 5.6. Garis Depresi Pada Bendungan Homogen Dengan Drainase Kaki

**c. Jaringan Trayektori aliran filtrasi (*seepage flow-net*)**

Kapasitas aliran filtrasi asumsi  $K_h = K_v$

Dengan menggunakan rumus jaringan trayektori aliran sebagai berikut :

$$Q_f = \frac{N_f}{N_e} \cdot k \cdot H \cdot L$$

di mana :

$Q_f$  = kapasitas aliran filtrasi (kapasitas rembesan)

$N_f$  = angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi

$N_e$  = angka pembagi dari garis equipotensial

$k$  = koefisien filtrasi

$H$  = tinggi tekanan air total

$L$  = panjang profil melintang tubuh embung

Dari data yang ada di dapat :

$$N_f = 3 \quad (\text{asumsi})$$

$$N_e = 6 \quad (\text{asumsi})$$

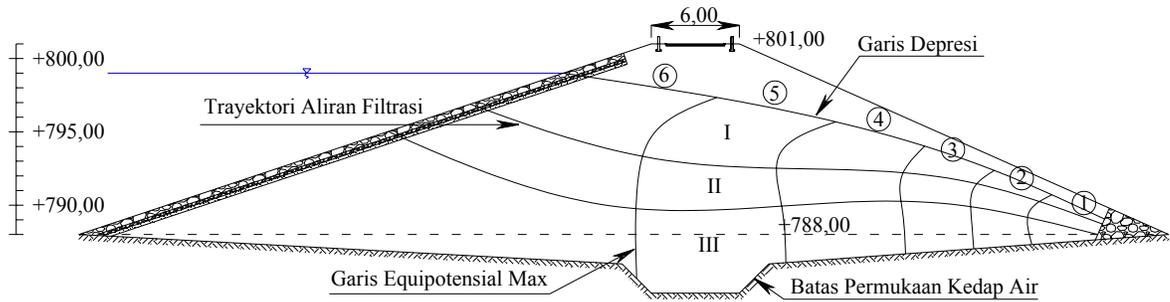
$$k = 5 \times 10^{-6} \text{ cm/det} = 5 \times 10^{-8} \text{ m/dt} \quad (\text{asumsi})$$

$$H = 11 \text{ m}$$

$$L = 74,25 \text{ m}$$

Maka debit aliran filtrasi adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q &= \left( \frac{3}{6} \right) \cdot 5 \times 10^{-8} \cdot 11 \cdot 74,25 \\ &= 2,042 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{dt} \\ &= 2,042 \times 10^{-5} \times 60 \times 60 \times 24 \\ &= 1,765 \text{ m}^3/\text{hari} \end{aligned}$$



Gambar 5.7. Jaringan Trayektori

#### d. Tinjauan terhadap gejala sufosi (*piping*) dan sembulan (*boiling*)

Kecepatan aliran keluar ke atas permukaan lereng hilir yang komponen vertikalnya dapat mengakibatkan terjadinya perpindahan butiran-butiran bahan embung, kecepatannya dibatasi sebagai berikut :

$$c = \sqrt{\frac{w_1 \times g}{F \times \gamma}}$$

di mana :

$c$  = kecepatan kritis

$w_1$  = berat butiran bahan dalam air = 0,92 t/m<sup>3</sup>

$g$  = gravitasi = 9,8 m/det<sup>2</sup>

$F$  = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi

= 0,824 m x 1 m = 0,824 m<sup>2</sup> (untuk per satuan meter panjang bidang)

maka :

$$c = \sqrt{\frac{0,92 \cdot 9,8}{0,824 \cdot 1}} = 3,308 \text{ m/det}$$

Kecepatan rembesan yang terjadi pada embung adalah :

$$V = k \cdot i = k \cdot \frac{h_2}{l}$$

di mana :

$$k = \text{koefisien filtrasi} = 5 \times 10^{-8} \text{ m/det}$$

$$i = \text{gradien debit}$$

$$h_2 = \text{tekanan air rata-rata} = 1,903 \text{ m}$$

$$l = \text{panjang rata-rata berkas elemen aliran filtrasi pada bidang keluarnya aliran} = 6,394 \text{ m}$$

maka :

$$V = 5 \times 10^{-8} \cdot \frac{1,903}{6,394} = 1,488 \times 10^{-8} \text{ m/det} < c = 3,308 \text{ m/det} \rightarrow \text{Aman}$$

## 5.2.2 Stabilitas Embung Terhadap Longsor

Stabilitas lereng embung ditinjau dalam 3 (tiga) keadaan yaitu pada saat air waduk mencapai elevasi penuh, pada saat waduk baru selesai dibangun dan sebelum dialiri air, dan pada saat air waduk mengalami penurunan mendadak (*rapid draw down*) dimana apakah masih aman terhadap longsor.

### Data Teknis

Tinggi Embung	= 13 m
Lebar Mercu Embung	= 6 m
Kemiringan Hulu	= 1 : 3
Kemiringan Hilir	= 1 : 2.25
Elevasi Air Waduk	= + 799 (FSL)
Tinggi Air	= 11 FWL

Tabel 5.4 Kondisi perencanaan teknis material urugan sebagai dasar perhitungan

Zone Tubuh Embung	Kekuatan Geser		γ timbunan dalam beberapa kondisi				Intensitas beban seismis horizontal (e)
	C (t/m <sup>2</sup> )	θ	Basah	Jenuh	Air	terendam	
			(γ <sub>b</sub> )	(γ <sub>sat</sub> )	(γ <sub>w</sub> )	(γ <sub>sub</sub> =γ <sub>sat</sub> -γ <sub>w</sub> )	
Zone kedap air	5.43	16.84	1.776	1.866	1	0.866	0.18

Untuk perhitungan kestabilan terhadap longsor digunakan persamaan berikut

$$F_s = \frac{Cl + (N - U - N_e)tg\phi}{T + T_e} > 1,2$$

**a. Pada saat embung baru selesai dibangun (belum dialiri air)**

Dalam kondisi ini, stabilitas lereng yang ditinjau adalah lereng sebelah hulu dan hilir. Tanah timbunan masih mengandung air pada saat proses pemadatan timbunan. Hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel (5.5), Tabel (5.6) dan Gambar (5.8), Gambar (5.9)

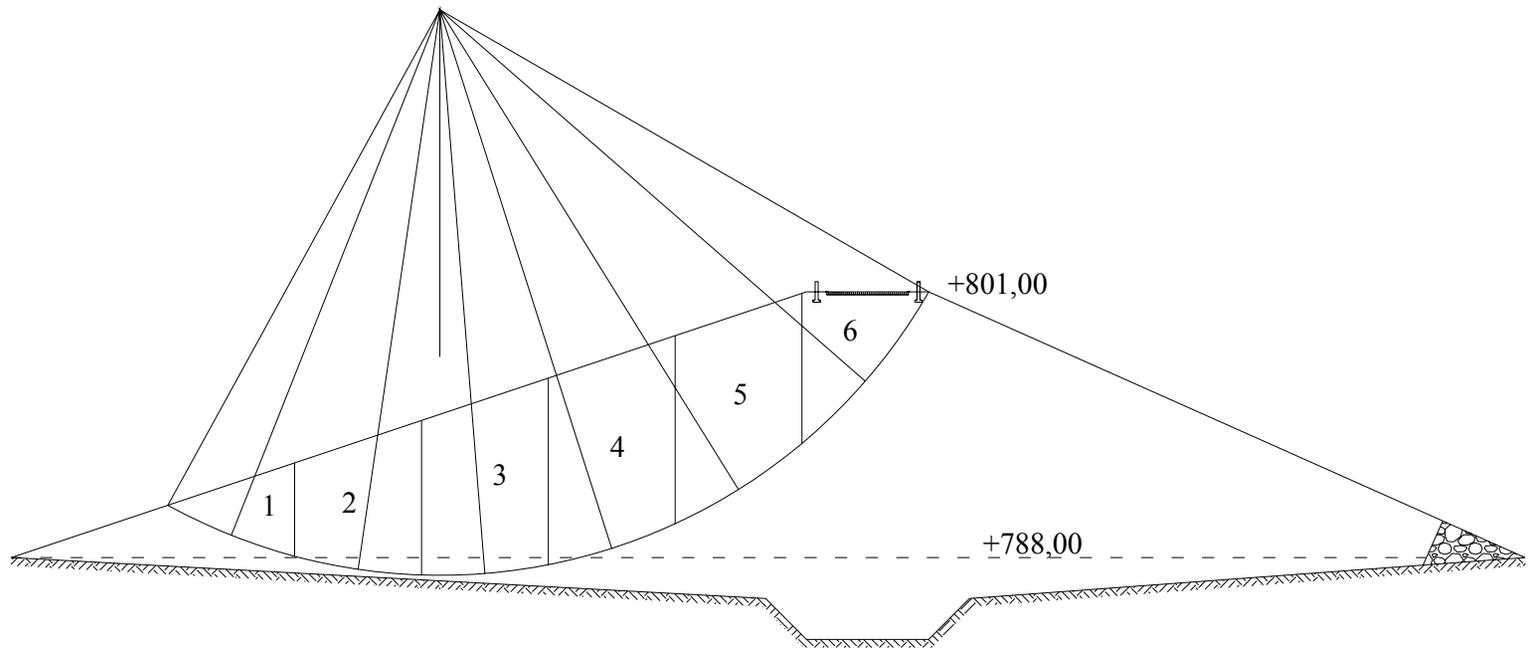
**b. Pada saat air waduk mencapai elevasi penuh**

Dalam kondisi ini, stabilitas lereng yang ditinjau adalah sebelah hulu dan hilir. Metode yang dipakai adalah irisan bidang luncur dengan hasil dapat dilihat pada Tabel (5.7), Tabel (5.8) dan Gambar (5.10), Gambar (5.11).

**c. Pada saat embung mengalami penurunan air mendadak (*rapid draw down*)**

Dalam kondisi ini stabilitas lereng yang ditinjau adalah lereng sebelah hulu. Tanah timbunan masih mengandung air yang sangat lambat merembes keluar dan masih membasahi timbunan.

Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel (5.9) dan Gambar (5.12)



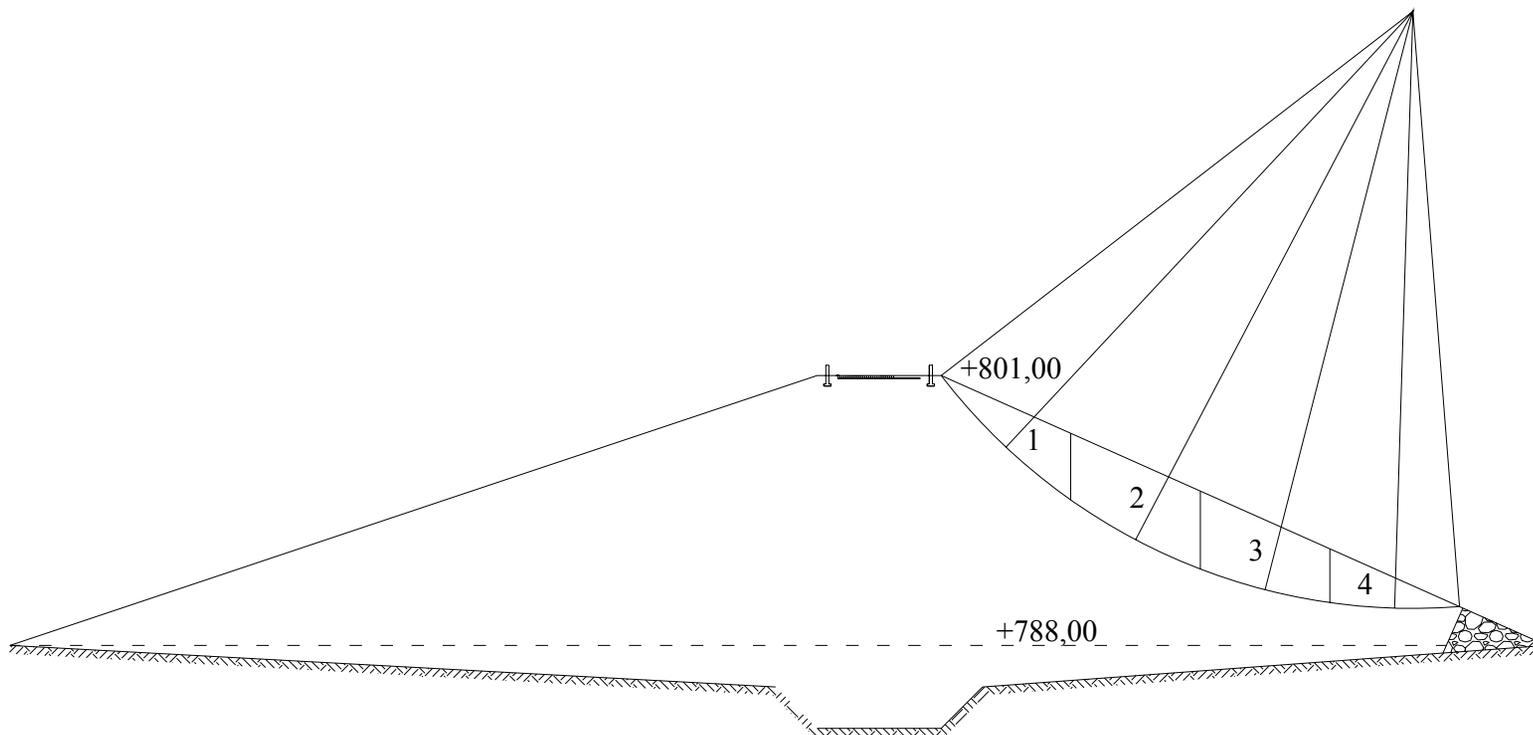
Gambar 5.8. Stabilitas Lereng Embung Pada Kondisi Selesai Dibangun dengan Metode Pias (*Method of Slice*) Hulu

Tabel 5.5 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung baru selesai di bangun bagian hulu

Irisan	A (m <sup>2</sup> )	γ	W (t.m)	α	α rad	sin α	cos α	T = W sin α	Te = e <sup>*</sup> W cos α	N = W cos α	e	Ne = e.W sin α	h	γw	u = h <sup>*</sup> γw	sudut bias	l	U = u <sup>*</sup> l	U = ul/cos α	tan θ	(N-Ne-U)tan θ	C	C.L	
1	13,397	1,776	23,793	6	0,105	0,105	0,995	2,487	4,259	23,663	0,18	0,448	0,000	1,000	0,000	6,0	8,949	0,000	0,000	0,303	7,028	5,43	291,556	
2	33,435	1,776	59,381	12	0,209	0,208	0,978	12,347	10,455	58,083	0,18	2,223	0,000	1,000	0,000	6,0	8,949	0,000	0,000	0,303	16,910			
3	44,073	1,776	78,274	18	0,314	0,309	0,951	24,191	13,400	74,442	0,18	4,354	0,000	1,000	0,000	6,0	8,949	0,000	0,000	0,303	21,217			
4	45,386	1,776	80,606	24	0,419	0,407	0,914	32,789	13,254	73,635	0,18	5,902	0,000	1,000	0,000	6,0	8,949	0,000	0,000	0,303	20,504			
5	38,051	1,776	67,579	30	0,524	0,500	0,866	33,793	10,534	58,522	0,18	6,083	0,000	1,000	0,000	6,0	8,949	0,000	0,000	0,303	15,875			
6	17,382	1,776	30,870	36	0,628	0,588	0,809	18,147	4,495	24,973	0,18	3,266	0,000	1,000	0,000	6,0	8,949	0,000	0,000	0,303	6,571			
<b>Jumlah</b>								<b>123,755</b>	<b>56,397</b>	<b>313,318</b>		<b>22,276</b>					<b>36</b>	<b>53,694</b>	<b>0,000</b>			<b>88,105</b>		

$$F_s = \frac{\sum Cl + \sum(N - U - N_e)tg\phi}{\sum T + \sum T_e}$$

$$F_s = \frac{291,556 + 88,105}{123,755 + 56,397} = 2,107 > F_s \text{ Syarat} = 1,2 \dots\dots\dots\mathbf{aman !!!}$$



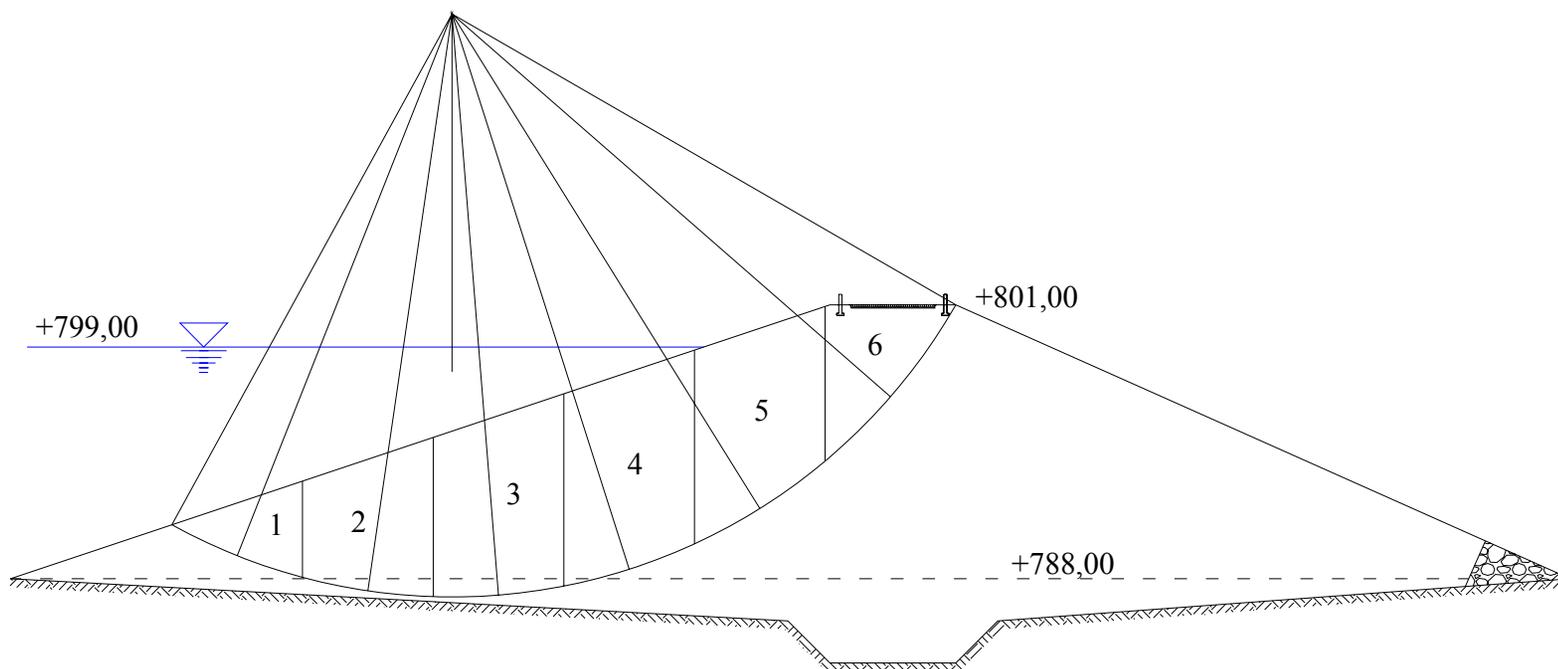
Gambar 5.9. Stabilitas Lereng Embung Pada Kondisi Selesai Dibangun dengan Metode Pias (*Method of Slice*) Hilir

Tabel 5.6 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung baru selesai di bangun bagian hilir

Irisan	A (m <sup>2</sup> )	γ	W (t.m)	α	α rad	sin α	cos α	T = W sin α	Te = e*W cos α	N = W cos α	e	Ne = e.W sin α	h	γw	u = h*γw	sudut bias	l	U = u*l	U = ul/cos α	tan θ	(N-Ne-U)tan θ	C	C.L		
1	26,954	1,776	47,870	44	0,768	0,695	0,719	33,254	6,198	34,435	0,18	5,986	0,000	1,0	0,0	11,0	10,913	0,000	0,000	0,303	8,612	5,43	237,025		
2	54,834	1,776	97,385	33	0,576	0,545	0,839	53,040	14,701	81,674	0,18	9,547	0,000	1,0	0,0	11,0	10,913	0,000	0,000	0,303	21,834				
3	51,799	1,776	91,995	22	0,384	0,375	0,927	34,462	15,353	85,296	0,18	6,203	0,000	1,0	0,0	11,0	10,913	0,000	0,000	0,303	23,943				
4	21,520	1,776	38,220	11	0,192	0,191	0,982	7,293	6,753	37,517	0,18	1,313	0,000	1,0	0,0	11,0	10,913	0,000	0,000	0,303	10,960				
<b>Jumlah</b>								<b>128,048</b>	<b>43,006</b>	<b>238,923</b>		<b>23,049</b>					<b>44</b>	<b>43,651</b>	<b>0,000</b>			<b>65,350</b>			

$$F_s = \frac{\sum Cl + \sum(N - U - N_e)tg\phi}{\sum T + \sum T_e}$$

$$F_s = \frac{237,025 + 65,350}{128,048 + 43,006} = 1,768 > F_s \text{ Syarat} = 1,2 \dots\dots\dots\text{aman !!!}$$



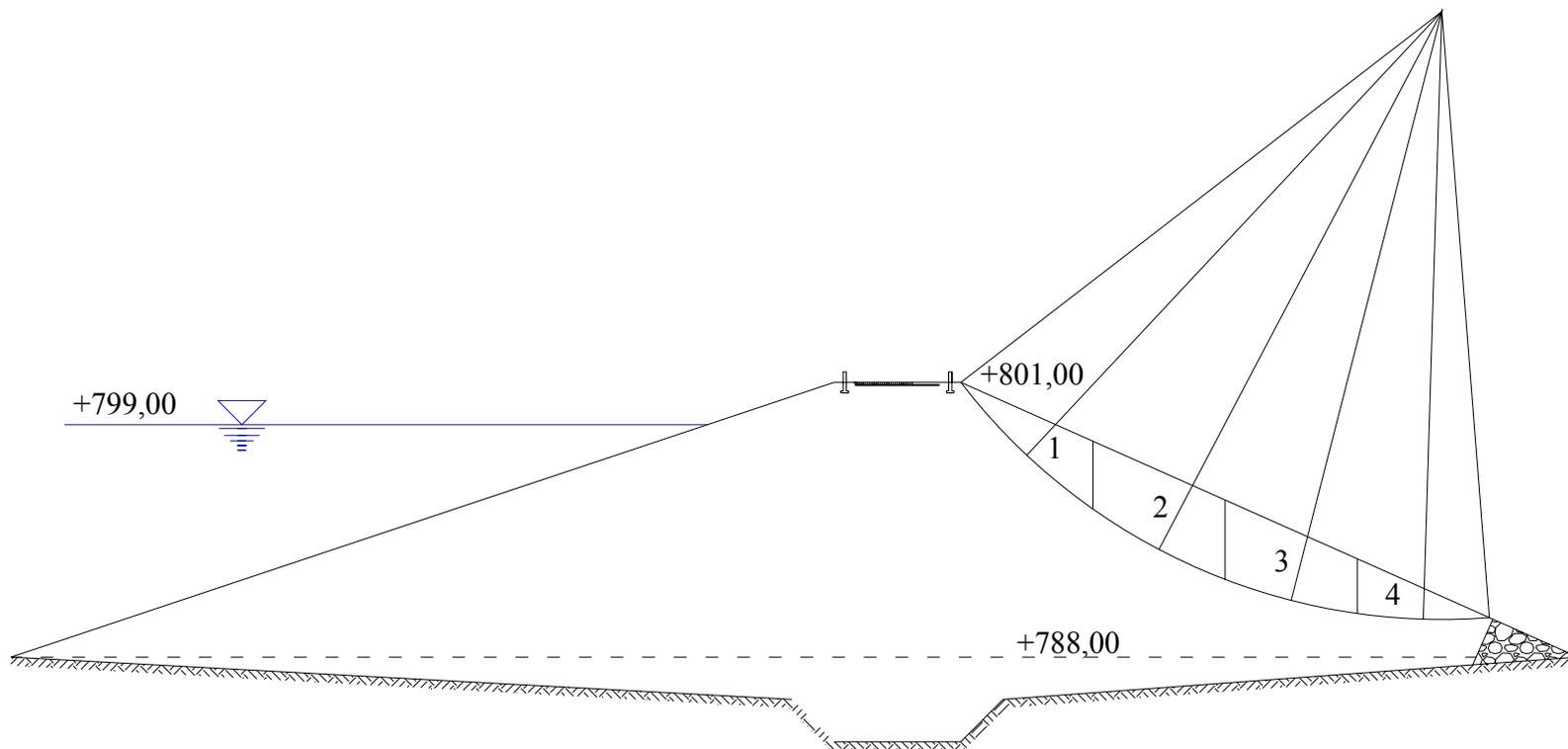
Gambar 5.10. Stabilitas Lereng Embung Pada Kondisi Air Penuh dengan Metode Pias (*Method of Slice*) Hulu

Tabel 5.7 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi air penuh bagian hulu

Irisan	A (m <sup>2</sup> )	γ	W (t.m)	α	α rad	sin α	cos α	T = W sin α	Te = e*W cos α	N = W cos α	e	Ne = e.W sin α	h	γw	u = h*γw	sudut plas	l	U = u*l	U = ul/cos α	tan θ	(N-Ne-U)tan θ	c	C.L
1	106,591	1,000	106,591	6	0,105	0,105	0,995	12,356	21,158	117,545	0,18	2,224	13,000	1,000	13,0	6,0	8,949	116,336	116,977	0,303	-0,501	5,43	291,556
	13,397	0,866	11,602																				
2	74,648	1,000	74,648	12	0,209	0,208	0,978	21,543	18,241	101,338	0,18	3,878	12,308	1,000	12,3	6,0	8,949	110,144	112,605	0,303	-4,585		
	33,435	0,866	28,955																				
3	47,754	1,000	47,754	18	0,314	0,309	0,951	26,554	14,709	81,715	0,18	4,780	10,686	1,000	10,7	6,0	8,949	95,628	100,551	0,303	-7,149		
	44,073	0,866	38,167																				
4	22,231	1,000	22,231	24	0,419	0,407	0,914	25,032	10,119	56,214	0,18	4,506	8,145	1,000	8,1	6,0	8,949	72,889	79,789	0,303	-8,501		
	45,386	0,866	39,304																				
5	22,277	1,000	22,277	30	0,524	0,500	0,866	27,618	8,609	47,828	0,18	4,971	4,844	1,000	4,8	6,0	8,949	43,349	50,057	0,303	-2,180		
	38,051	0,866	32,952																				
6	17,382	1,776	30,870	36	0,628	0,588	0,809	18,147	4,495	24,973	0,18	3,266	2,337	1,000	2,3	6,0	8,949	20,914	25,852	0,303	-1,255		
<b>Jumlah</b>								<b>131,250</b>	<b>77,330</b>	<b>429,613</b>		<b>23,625</b>				<b>36</b>	<b>53,694</b>	<b>459,260</b>			<b>-24,170</b>		

$$F_s = \frac{\sum Cl + \sum(N - U - N_e).tg\phi}{\sum T + \sum T_e}$$

$$F_s = \frac{291,556 + (-24,170)}{131,250 + 77,330} = 1,282 > F_s \text{ Syarat} = 1,2 \dots\dots\dots\text{aman !!!}$$



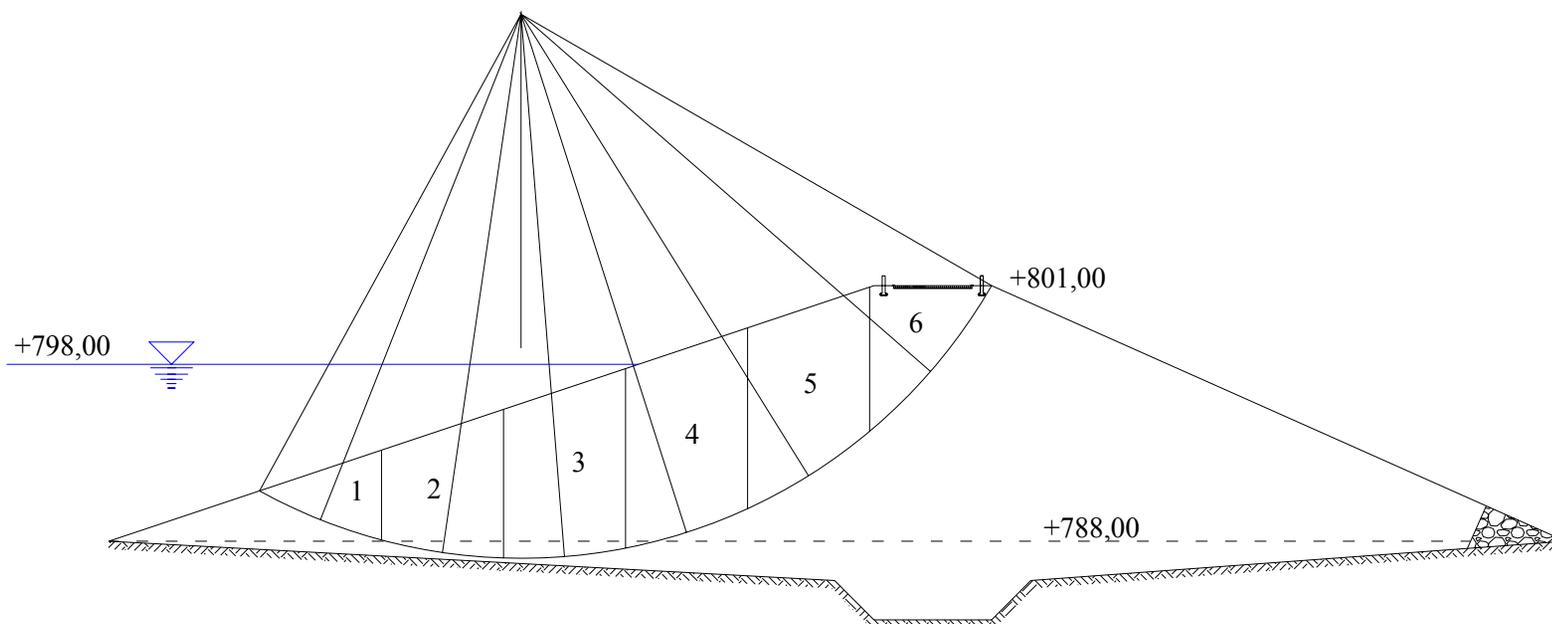
Gambar 5.11. Stabilitas Lereng Embung Pada Kondisi Air Penuh dengan Metode Pias (*Method of Slice*) Hilir

Tabel 5.8 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi air penuh bagian hilir

Irisan	A (m <sup>2</sup> )	γ	W (t.m)	α	α rad	sin α	cos α	T = W sin α	T <sub>e</sub> = e <sup>W</sup> cos α	N = W cos α	e	N <sub>e</sub> = e <sup>W</sup> sin α	h	γ <sub>w</sub>	u = h <sup>γ<sub>w</sub></sup>	sudut bias	l	U = u <sup>l</sup>	U = u/cos α	tan θ	(N-N <sub>e</sub> -U)tan θ	C	C.L		
1	26,954	1,776	47,870	44	0,768	0,695	0,719	33,254	6,198	34,435	0,18	5,986	0,000	1,0	0,0	11,0	10,913	0,000	0,000	0,303	8,612	5,43	237,025		
2	54,834	1,776	97,385	33	0,576	0,545	0,839	53,040	14,701	81,674	0,18	9,547	0,000	1,0	0,0	11,0	10,913	0,000	0,000	0,303	21,834				
3	51,799	1,776	91,995	22	0,384	0,375	0,927	34,462	15,353	85,296	0,18	6,203	0,000	1,0	0,0	11,0	10,913	0,000	0,000	0,303	23,943				
4	21,520	1,776	38,220	11	0,192	0,191	0,982	7,293	6,753	37,517	0,18	1,313	0,000	1,0	0,0	11,0	10,913	0,000	0,000	0,303	10,960				
<b>Jumlah</b>								<b>128,048</b>	<b>43,006</b>	<b>238,923</b>		<b>23,049</b>					<b>44</b>	<b>43,651</b>	<b>0,000</b>			<b>65,350</b>			

$$F_s = \frac{\sum Cl + \sum(N - U - N_e).tg\phi}{\sum T + \sum T_e}$$

$$F_s = \frac{237,025 + 65,350}{128,048 + 43,006} = 1,768 > F_s \text{ Syarat} = 1,2 \dots\dots\dots\text{aman !!!}$$



Gambar 5.12. Stabilitas Lereng Embung Pada Kondisi penurunan air mendadak (*rapid draw down*) bagian hulu

Tabel 5.9 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi penurunan air mendadak (*rapid draw down*)

Irisan	A (m <sup>2</sup> )	γ	W (t.m)	α	α rad	sin α	cos α	T = W sin α	Te = e*W cos α	N = W cos α	e	Ne = e.W sin α	h	γw	u = h*γw	sudut pias	l	U = u*l	U = ul/cos α	tan θ	(N-Ne-U)tan θ	C	C.L
1	97,280	1,000	97,280	6	0,105	0,105	0,995	11,383	19,491	108,285	0,18	2,049	12,000	1,000	12,0	6,0	8,949	107,387	107,979	0,303	-0,528	5,43	291,556
	13,397	0,866	11,602																				
2	65,781	1,000	65,781	12	0,209	0,208	0,978	19,699	16,680	92,665	0,18	3,546	11,308	1,000	11,3	6,0	8,949	101,195	103,456	0,303	-4,340		
	33,435	0,866	28,955																				
3	39,058	1,000	39,058	18	0,314	0,309	0,951	23,867	13,220	73,445	0,18	4,296	9,686	1,000	9,7	6,0	8,949	86,679	91,141	0,303	-6,658		
	44,073	0,866	38,167																				
4	13,801	1,000	13,801	24	0,419	0,407	0,914	21,602	8,732	48,513	0,18	3,888	7,145	1,000	7,1	6,0	8,949	63,940	69,993	0,303	-7,680		
	45,386	0,866	39,304																				
5	0,081	1,000	0,081	30	0,524	0,500	0,866	16,519	5,149	28,606	0,18	2,973	4,844	1,000	4,8	6,0	8,949	43,349	50,057	0,303	-7,394		
	38,051	0,866	32,952																				
6	17,382	1,776	30,870	36	0,628	0,588	0,809	18,147	4,495	24,973	0,18	3,266	2,337	1,000	2,3	6,0	8,949	20,914	25,852	0,303	-1,255		
<b>Jumlah</b>								<b>111,217</b>	<b>67,768</b>	<b>376,487</b>		<b>20,019</b>				<b>36</b>	<b>53,694</b>	<b>423,464</b>			<b>-27,853</b>		

$$F_s = \frac{\sum Cl + \sum(N - U - N_e).tg\phi}{\sum T + \sum T_e}$$

$$F_s = \frac{291,556 + (-27,853)}{111,217 + 67,768} = 1,473 > F_s \text{ Syarat} = 1,2 \dots\dots\dots \text{aman !!!}$$

Tabel 5.10. Rekapitulasi stabilitas embung terhadap longsor

Kondisi	Angka Keamanan		Syarat	Keterangan	
	Hulu	Hilir		Hulu	Hilir
Baru selesai di bangun	2,107	1,768	1,2	Aman	Aman
Mencapai elevasi penuh	1,282	1,768	1,2	Aman	Aman
Mengalami penurunan mendadak	1,473	-	1,2	Aman	-

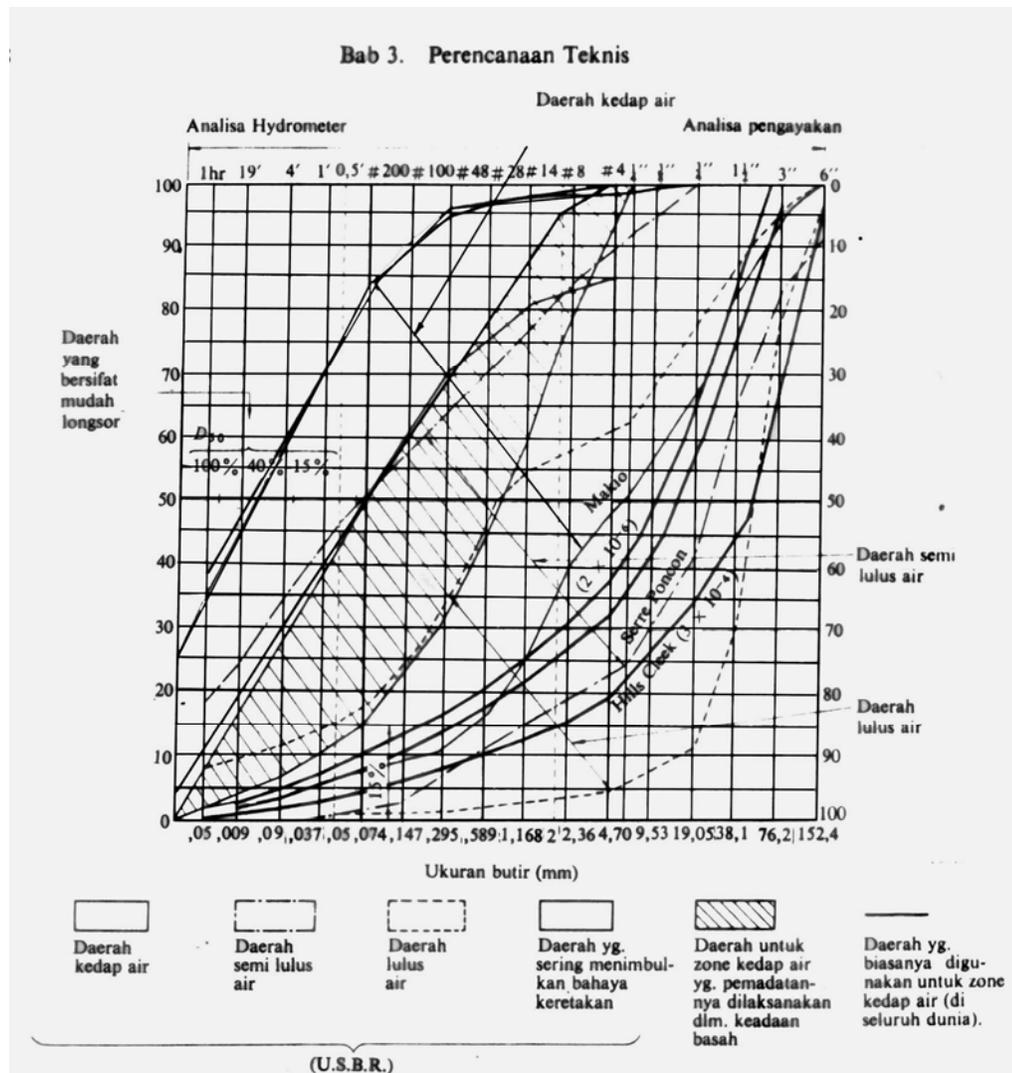
### 5.3 Material Konstruksi

#### 5.3.1 Lapisan Kedap Air

Bahan yang dipakai untuk lapisan kedap air dapat berasal dari tanah dan tanah liat (*clay*), baik tanpa campuran maupun dicampur dengan pasir dengan perbandingan tertentu berdasarkan hasil percobaan penimbunan (*trial embankment*). Tanah ataupun tanah liat yang dipakai sebagai bahan timbunan lapisan kedap air ini haruslah memenuhi persyaratan utama untuk bahan kedap air yaitu :

- a. Koefisien filtrasi serta kekuatan geser yang diinginkan.
- b. Tingkat deformasi yang rendah
- c. Mudah pelaksanaan pematatannya
- d. Tidak mengandung zat-zat organis serta bahan mineral yang mudah terurai

Lapisan kedap air harus mempunyai tingkat permeabilitas yang rendah, hal ini ditentukan oleh nilai koefisien filtrasinya. Sebagai standar koefisien filtrasi ( $k$ ) bahan nilainya  $1 \times 10^{-5}$  cm/dt. Hal ini bertujuan untuk mencegah terjadinya rembesan air melalui lapisan kedap air yang bersangkutan. Untuk mendapatkan nilai ( $k$ ) yang memenuhi syarat untuk lapis kedap air biasanya diperkirakan berdasarkan prosentase butiran tanah yang lolos saringan No.300 (Sosrodarsono, 1989). Gradasi bahan kedap air biasanya mempunyai ukuran butiran seperti tertera pada Gambar 5.13.



Gambar 5.13 Gradasi bahan yang dapat dipergunakan untuk penimbunan zone kedap air embung urugan homogen (Sosrodarsono, 1976)

### 5.3.2 Perlindungan Lereng

Lereng sebelah hulu dari Embung Paras dilindungi oleh lapisan timbunan batu (*rip-rap*) setebal 0,4 m, yang bertujuan untuk melindungi lereng dari pengaruh kekuatan ombak dan aliran air. Kondisi batu untuk perlindungan lereng ini harus baik dan tidak mudah lapuk.

Perlindungan lereng bagian hulu ini dimulai dari batas tertinggi gerakan gelombang (mercu) sampai ke permukaan genangan terendah (LWL). Dalam pelaksanaannya lapisan timbunan batu ini diletakkan di atas suatu lapisan saringan yang terdiri dari batu pasir dengan ukuran butir yang teratur. Lapisan saringan ini memiliki ketebalan sebesar 0,15 m. Penempatan lapisan saringan ini di bawah lapisan timbunan batu, bertujuan mencegah tergerusnya bahan-bahan halus dari embung ke dalam tumpukan batu.

Penggunaan *rip-rap* sebagai lapisan pelindung mempunyai kelebihan, antara lain:

- a. Dapat mengikuti penurunan tubuh embung
- b. Mempunyai kemampuan reduksi hempasan ombak yang besar
- c. Cukup stabil terhadap pengaruh-pengaruh fluktuasi permukaan air dan gerakan ombak
- d. Konstruksinya dapat dikerjakan secara mekanis

Selain kelebihan-kelebihan seperti di atas, *rip-rap* juga mempunyai kekurangan-kekurangan, yaitu antara lain :

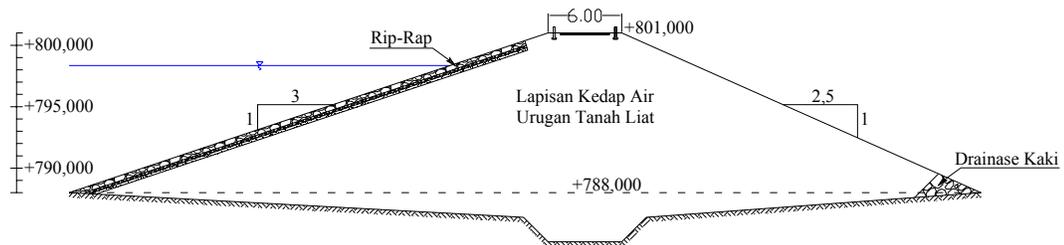
- a. Dibutuhkan banyak bahan batu
- b. Memerlukan lapisan filter yang relatif tebal.

Tabel 5.11 Ukuran batu dan ketebalan hamparan pelindung rip-rap

(Suyono Sosrodarsono, 1989)

Tinggi Gelombang (m)	Diameter rata2 batu hamparan pelindung (D 50 cm)	Ketebalan minimum hamparan batu pelindung (cm)	Ketebalan minimum lapisan filter (cm)
0,0 – 0,6	25	40	15
0,6 – 1,2	30	45	15
1,2 – 1,8	38	60	23
1,8 – 2,4	45	75	23
2,4 – 3,0	52	90	30

Pelapisan (*zoning*) embung dapat dilihat pada Gambar 5.14 sebagai berikut :



Gambar 5.14 Pelapisan embung urugan

Keterangan :

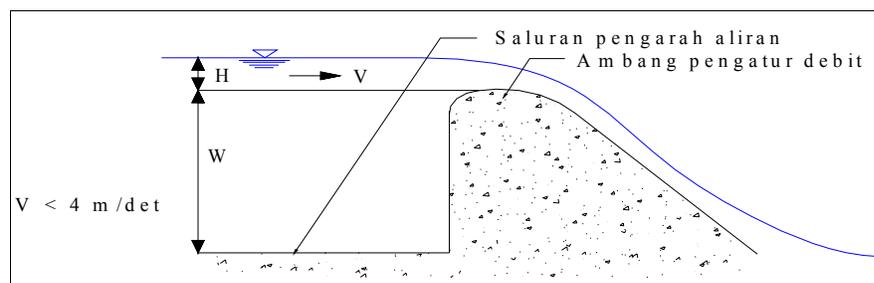
- A = Lapisan Kedap Air (*unprevious zone*)  
 B = Rip-rap

## 5.4 Bangunan Pelimpah (*spillway*)

### 5.4.1 Saluran Pengarah Aliran

Saluran pengarah aliran dimaksudkan agar aliran air senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik dengan mengatur kecepatannya tidak melebihi 4 m/det dengan lebar semakin mengecil ke arah hilir. Apabila kecepatan aliran melebihi 4 m/det, maka aliran akan bersifat helisoidal dan kapasitas alirannya akan menurun. Disamping itu aliran helisoidal tersebut akan mengakibatkan peningkatan beban hidrodinamis pada bangunan pelimpah tersebut (Sosrodarsono,1976)

Berdasarkan pengujian-pengujian yang ada saluran pengarah aliran ditentukan sebagai berikut :



Gambar 5.15 Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada bangunan pelimpah

Dari analisis data sebelumnya di mana didapat :

- Ketinggian air di atas mercu (H) =  $798,350 - 797,320 = 1,03$  m
- $Q_{out}$  yang melewati *spillway* (Q) =  $89,547$  m<sup>3</sup>/det
- Lebar ambang mercu embung (b) =  $20$  m
- Maka :

$$W \geq \frac{1}{5} \cdot H \quad (\text{Sosrodarsono, 1976})$$

$$W = \frac{1}{5} \times 1,03 = 0,206 \text{ m}$$

dipakai  $W = 1$  m

#### 5.4.2 Saluran Pengatur Aliran

##### a. Ambang Penyadap

Dipakai tipe bendung pelimpah dengan menggunakan metode yang dikembangkan oleh U.S.B.R. Dari analisis data sebelumnya, maka hasil perhitungannya adalah sebagai berikut :

Debit, lebar mercu dan tinggi muka air di atas mercu bendung

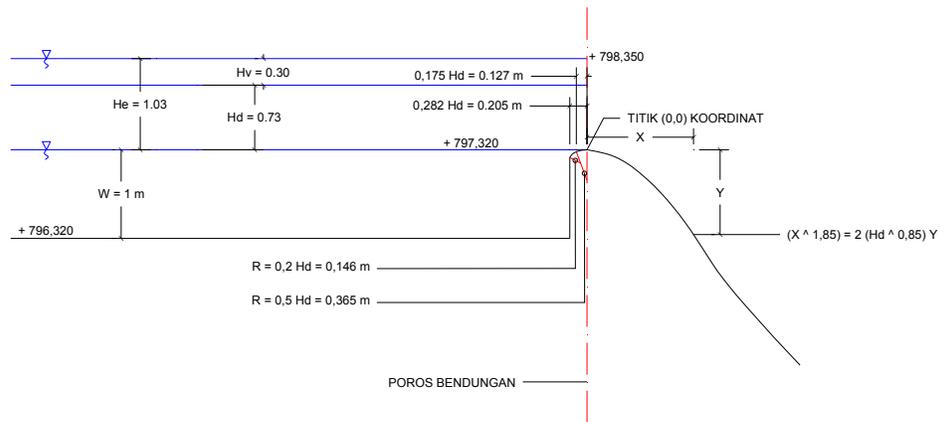
Dari hasil *flood routing* didapatkan :

$$Q = Q_{out} \text{ lewat } spillway = 89,547 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$L = \text{lebar mercu bendung} = 20 \text{ m}$$

$$H = \text{total tinggi tekanan air di atas mercu bendung} = 1,03 \text{ m}$$

Tinggi tekanan kecepatan aliran di dalam saluran pengarah :



Gambar 5.16 skema aliran air melintasi sebuah bendungan (Sosrodarsono,1976)

- Asumsi  $B_{ef} = B = 20 \text{ m}$
- Asumsi kedalaman saluran pengarah = 1,0 m
- Asumsi tinggi tekanan air total diukur dari dasar saluran pengarah:  
 $H \text{ total} = 798,350 - 796,320 = 2,03$
- Tinggi air diatas mercu =  $798,350 - 797,320 = 1,03 \text{ m}$ .
- Misal kedalaman air dalam saluran = 0,70 m, maka kedalaman air dalam saluran ( $H_d$ ) =  $0,70 + 1,03 = 1,73$

Luas penampang basah di dalam saluran ini adalah :

$$A = 1,73 \times 20 = 34,6 \text{ m}^2$$

Kecepatan aliran :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{89,547}{34,6} = 2,58 \text{ m/det}$$

Jadi tinggi kecepatan aliran :

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(2,58)^2}{(2 \cdot 9,8)} = 0,301 \text{ m}$$

$$H \text{ total asumsi} = 1,73 + 0,301$$

$$= 2,03 \text{ m} = 2,03 \text{ m}.$$

Maka digunakan  $H_d = H_d$  dari dasar saluran –  $W = 1,73 - 1,000 = 0,73$

### ***Penampang Bendung***

Dipakai metode yang dikembangkan oleh *Civil Engineering Department U.S. Army*. Persamaan-persamaan yang digunakan untuk menghitung penampang lintang embung dengan metode C.E.D.U.S. Army, terdiri dari 2 (dua) bagian sebagai berikut:

Rumus lengkung *Harold*

$$X^{1.85} = 2 \times h_d^{0.85} \times Y \qquad Y = \frac{X^{1.85}}{2 \times h_d^{0.85}} \quad (\text{Sosrodarsono, 1976})$$

Dimana :

X = jarak horizontal dari titik tertinggi mercu bendung ketitik dipermukaan mercu disebelah hilir

Y = jarak vertical dari titik tertinggi mercu bendung ketitik dipermukaan mercu disebelah hilir

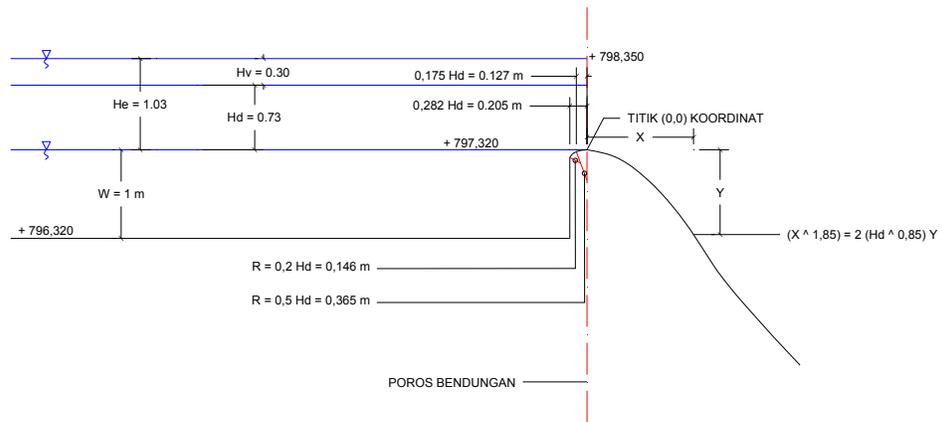
Hd = tinggi tekanan rencana

Bagian yang lebih ke hilir dari lengkung diteruskan dengan rumus :

$$Y' = \frac{0.925}{hd^{0.85}} \times X^{0.85} \qquad X = 1.096 \times hd \times Y'^{1.176}$$

Tabel 5.12. Koordinat penampang ambang bendung pelimpah (Hasil Analisa)

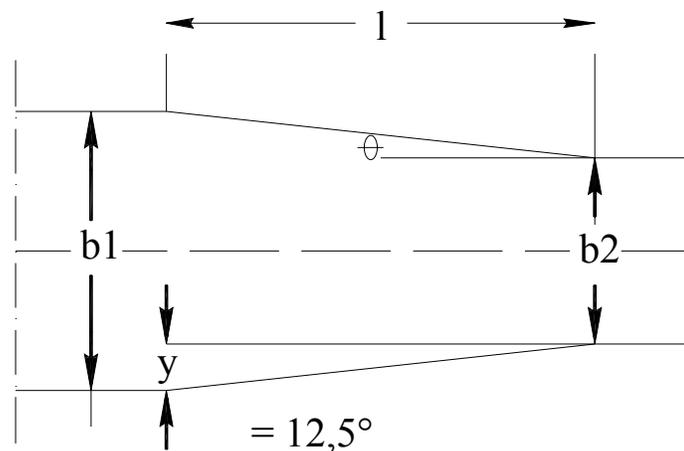
Koordinat Lengkung		Koordinat Setelah Lengkung		Elevasi Lengkung	Elevasi Setelah Lengkung
x	y	x	y		
0.3	0.070	0.3	0.434	797.250	795.970
0.6	0.254	0.6	0.783	797.066	795.622
0.9	0.538	0.9	1.105	796.782	795.299
1.2	0.915	1.2	1.411	796.405	794.993
Hd	0.730	Elevasi puncak spillway		797.320	



Gambar 5.17. Penampang memanjang ambang pengatur debit pada bangunan pelimpah

### b. Saluran Transisi

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan tidak menimbulkan air terhenti (*back water*) dibagian hilir saluran samping dan memberikan kondisi yang paling menguntungkan, baik pada aliran didalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur. Bentuk saluran transisi ditentukan sebagai berikut :



Gambar 5.18 Skema bagian transisi saluran pengarah pada bangunan pelimpah Dengan ketentuan tersebut diatas dan keadaan topografi yang ada dimana  $b_1 = 20$  m,  $b_2 = 10$  m maka :

$$\text{➤ } y = \frac{(20-10)}{2} = 5 \text{ m}$$

$$\text{➤ } l = \frac{y}{\text{tg } \theta} = \frac{5}{\text{tg } 12,5}$$

$$= 22,55 = 23 \text{ m}$$

$$\text{➤ } s = 1 : 10$$

### 5.4.3 Saluran Peluncur

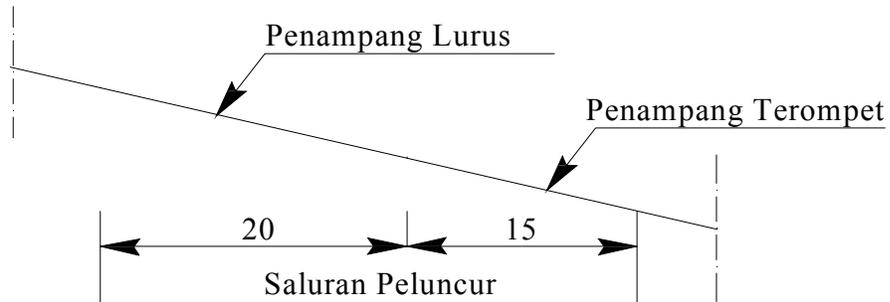
Pada perencanaan bangunan pelimpah antara tinggi mercu dengan bangunan peredam energi diberi saluran peluncur (*flood way*). Saluran ini berfungsi untuk mengatur aliran air yang melimpah dari mercu dapat mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis. Dalam merencanakan saluran peluncur harus memenuhi syarat sebagai berikut:

1. Agar air yang melimpah dari saluran mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
2. Agar konstruksi saluran peluncur cukup kukuh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
3. Agar gaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin.

Saluran peluncur dalam perencanaan ini dibentuk sebagai berikut :

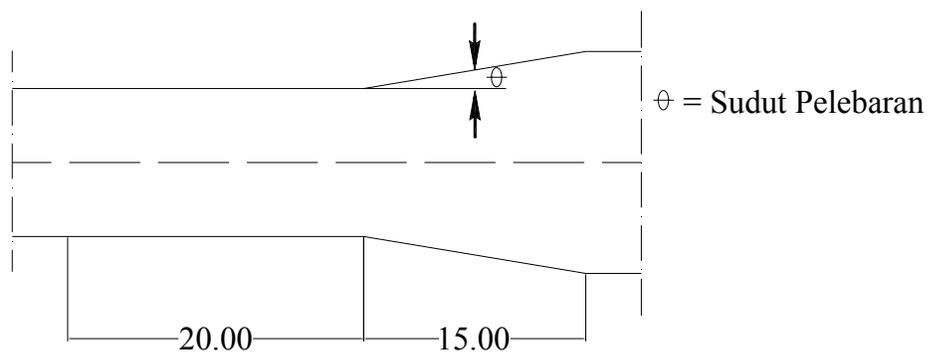
- Tampak atas lurus.
- Penampang melintang berbentuk segi empat.
- Kemiringan diatur sebagai berikut :

20 m tahap pertama dengan kemiringan = 0,25 dengan lebar saluran = 10 m, kemudian 15 m tahap kedua dengan kemiringan = 0.25 tetapi penampang melebar dari 10 m menjadi 15 m.



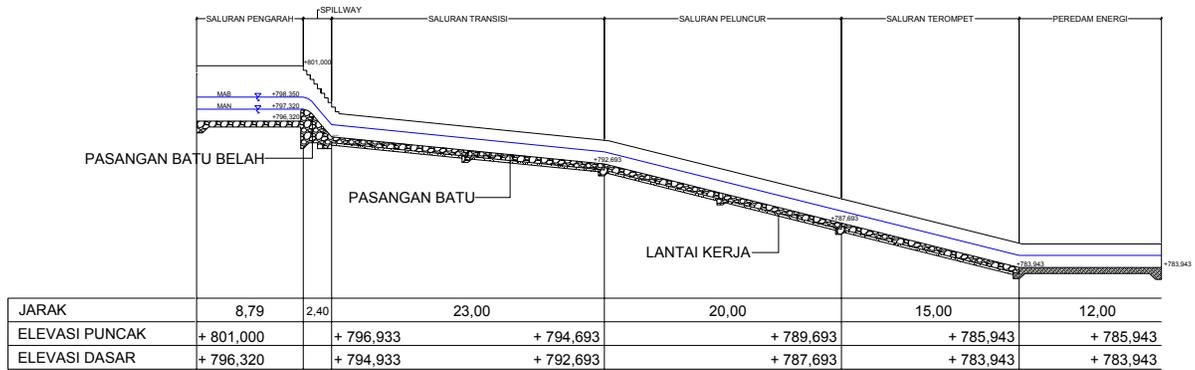
Gambar 5.20 Penampang memanjang saluran peluncur

Bagian yang berbentuk terompet pada ujung saluran peluncur bertujuan agar aliran dari saluran peluncur yang merupakan alir super kritis dan mempunyai kecepatan tinggi, sedikit demi sedikit dapat dikurangi akibat melebarnya aliran dan aliran tersebut menjadi semakin stabil.



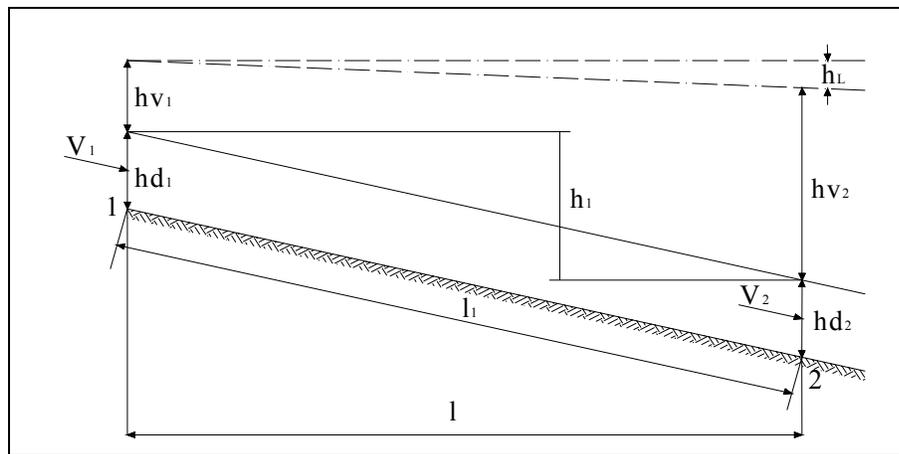
Gambar 5.21 Bagian berbentuk terompet pada ujung hilir saluran peluncur

5.4.4 Rencana Teknis Hidrolis



Gambar 5.22 Potongan memanjang spillway

Garis dasar saluran ditentukan dengan perhitungan hidrolis yang dilakukan dengan rumus *Bernoulli* sebagai berikut :



Gambar 5.23 Skema penampang memanjang aliran pada saluran

Elevasi ambang hilir = elevasi ambang udik

$$\frac{V_1^2}{2g} + hd_1 = \frac{V_2^2}{2g} + hd_2 + h_e$$

$$h_e = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \cdot \Delta l_1$$

$$S = \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}}$$

$$h_L = S \cdot \Delta l_1$$

di mana :

$V_1$  : kecepatan aliran air pada bidang-1

$V_2$  : kecepatan aliran air pada bidang-2

$hd_1$  : kedalaman air pada bidang-1

$hd_2$  : kedalaman air pada bidang-2

$\Delta l_1$  : panjang lereng dasar diantara bidang-1 dan bidang-2

$\Delta l$  : jarak horisontal diantara bidang-1 dan bidang-2

$R$  : radius (jari-jari) hidrolika rata-rata pada potongan saluran yang diambil

$S_0$  : kemiringan dasar saluran

$S$  : kemiringan permukaan aliran

$h_l$  : kehilangan energi karena gesekan dan lain-lain

$h_e$  : perbedaan tinggi antara garis energi dengan permukaan air

$n$  : angka kekasaran saluran = 0,013

**Di titik A :**

- |                                   |                                 |
|-----------------------------------|---------------------------------|
| - kecepatan aliran                | $V = 2,58 \text{ m/det } (V_1)$ |
| - Luas tampang hidrolis           | $A = 34,6 \text{ m}^2$          |
| - tinggi tekanan kecepatan aliran | $h_v = 0,301 \text{ m}$         |
| - tinggi aliran                   | $h_d = 0,73 \text{ m}$          |
| - jari-jari hidrolis rata-rata    |                                 |
| $R = A/(2h_d + b)$                | $= 1,612 \text{ m}$             |

Dengan menggunakan rumus :

**Di titik B :**

- Tinggi energi potensial di bidang B =  $h_d + h_e = 0,73 + (+797,320 - (+794,993)) = 3,057$  m
- Diasumsikan bahwa kecepatan aliran di B ( $V_2$ ) = 7 m/det, maka :

$$hd_2 = \frac{Q}{b_2 \cdot V_2} = \frac{89,547}{20 \times 7} = 0,639 \text{ m}$$

$$A_2 = 20 \times 0,639 = 12,79 \text{ m}^2$$

$$R_2 = \frac{A}{(2 \cdot hd_2 + b_2)} = \frac{12,79}{(2 \times 0,639 + 20)} = 0,602 \text{ m}$$

$$R_r = \frac{(1,612 + 0,602)}{2} = 1,11 \text{ m}$$

$$V_r = \frac{(2,58 + 7)}{2} = 4,79 \text{ m/det}$$

$$h_e = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \cdot \Delta l_1$$

$$= 2,49 + 0,34 + 0,013 = 2,85$$

- Dengan demikian tinggi tekanan total diperoleh :  
 $hd_2 + h_e = 0,639 + 2,85 = 3,489 \text{ m} > 3,057 \text{ m}$
- Dicoba lagi dengan asumsi kecepatan aliran yang berbeda :

V2	b2	hd2	A2	R2	R rata-rata	V rata-rata	hv1	hl	he2	he2 + hd	hv2	Bil Froude
7	20	0.640	12.8	0.601	1.107	4.790	0.301	0.013	2.850	3.490	2.837	2.794
6.249	20	0.716	14.3	0.669	1.140	4.415	0.301	0.011	2.340	3.057	2.330	2.357

- Dari hasil perhitungan di atas dengan  $V = 6,249$  m/det didapatkan  $hd+he = 3,057$  (sesuai dengan asumsi yang diambil), maka :  
 $he = 3,057 - 0,716 = 2,341$  m  
 $hv = he - hl = 2,341 - 0,301 = 2,04$  m
- *Froude number* pada titik B adalah :

$$F_r = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot hd_2}} = \frac{6,249}{\sqrt{9,8 \cdot 0,716}} = 2,357$$

**Di titik C :**

- Tinggi energi potensial di bidang C =  $h_d + h_e = 0,73 + (+797,320 - (+792,693)) = 5,357$  m
- $\Delta l = 25,4$  m
- $\Delta l_1 = 27,34$  m
- Diasumsikan bahwa kecepatan aliran di C berturut-turut sesuai Tabel sehingga didapatkan :

V3	b3	hd3	A3	R3	R rata-rata	V rata-rata	hv1	hl	he3	he3 + hd	hv3	Bil Froude
12	10	0.746	7.5	0.347	0.980	7.290	0.301	0.252	7.931	8.677	7.679	4.435
8.689	10	1.031	10.3	0.467	1.040	5.635	0.301	0.139	4.327	5.357	4.187	2.733

- Dari hasil perhitungan di atas dengan  $V = 8,689$  m/det didapatkan  $h_d + h_e = 5,357$  m (sesuai dengan asumsi yang diambil), maka :

$$h_e = 5,357 - 1,031 = 4,327 \text{ m}$$

$$h_v = h_e - h_l = 4,327 - 0,139 = 4,187 \text{ m}$$

- *Froude number* pada titik C adalah :

$$F_r = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot h d_2}} = \frac{8,689}{\sqrt{9,8 \cdot 1,031}} = 2,733$$

**Di titik D :**

- Tinggi energi potensial di bidang D =  $h_d + h_e = 0,73 + (+797,320 - (+787,693)) = 10,357$  m
- $\Delta l = 45,4$  m
- $\Delta l_1 = 47,596$  m
- Diasumsikan bahwa kecepatan aliran di D berturut-turut sesuai Tabel sehingga didapatkan :

V4	b4	hd4	A4	R4	R rata-rata	V rata-rata	hv1	hl	he4	he4 + hd	hv4	Bil Froude
15	10	0.597	6.0	0.282	0.947	8.790	0.301	0.674	12.481	13.078	11.807	6.198
13.148	10	0.681	6.8	0.319	0.965	7.864	0.301	0.525	9.675	10.357	9.150	5.087

- Dari hasil perhitungan di atas dengan  $V = 13,148$  m/det didapatkan  $h_d + h_e = 10,357$  (sesuai dengan asumsi yang diambil), maka :

$$h_e = 10,357 - 0,681 = 9,676 \text{ m}$$

$$h_v = h_e - h_l = 9,676 - 0,525 = 9,150 \text{ m}$$

- *Froude number* pada titik D adalah :

$$F_r = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot h d_2}} = \frac{13,148}{\sqrt{9,8 \cdot 0,681}} = 5,087$$

#### Di titik E :

- Tinggi energi potensial di bidang E =  $h_d + h_e = 0,73 + (+797,320 - (+783,943)) = 14,107$  m
- $\Delta l = 60,4$  m
- $\Delta l_1 = 63,418$  m
- Diasumsikan bahwa kecepatan aliran di E berturut-turut sesuai Tabel sehingga didapatkan :

V5	b5	hd5	A5	R5	R rata-rata	V rata-rata	hv1	hl	he5	he5 + hd	hv5	Bil Froude
16	15	0.373	5.6	0.270	0.941	9.290	0.301	1.003	14.390	14.764	13.387	8.363
15.615	15	0.382	5.7	0.276	0.944	9.098	0.301	0.958	13.725	14.107	12.767	8.063

- Dari hasil perhitungan di atas dengan  $V = 15,615$  m/det didapatkan  $h_d + h_e = 14,107$  m (sesuai dengan asumsi yang diambil), maka :

$$h_e = 14,107 - 0,382 = 13,725 \text{ m}$$

$$h_v = h_e - h_l = 13,725 - 0,958 = 12,767 \text{ m}$$

- *Froude number* pada titik E adalah :

$$F_r = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot h d_2}} = \frac{15,615}{\sqrt{9,8 \cdot 0,382}} = 8,063$$

#### 5.4.5 Peredam Energi

Guna meredusir energi aliran air dari saluran peluncur spillway, maka di ujung hilir saluran tersebut dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan (*scour protection stilling basin*).

Perhitungan kolam olak digunakan rumus-rumus sebagai berikut :

$$Y = \frac{q}{V}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y}}$$

Dimana :

$$V = \text{Kecepatan awal loncatan (m/dt)} = 19,162 \text{ m/dtk}$$

$$g = \text{Percepatan gravitasi} = 9,81 \text{ m}^2/\text{dt}$$

$$B = \text{Lebar saluran} = 15 \text{ m}$$

$$Fr = \text{Bilangan froude}$$

$$Y = \text{tinggi konjugasi}$$

Perhitungan :

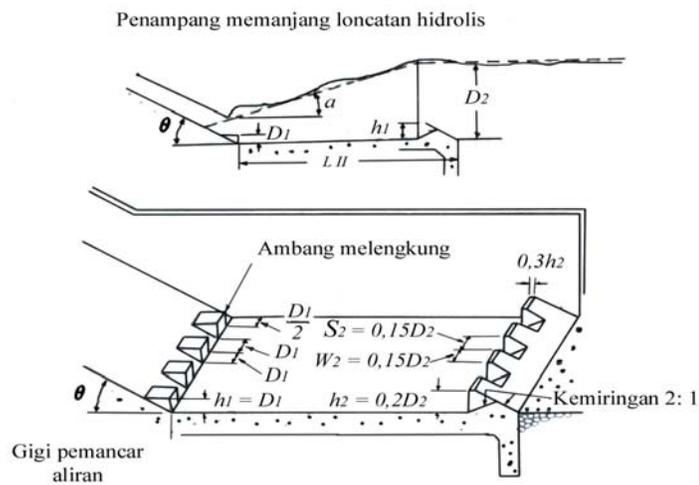
$$Y = \frac{Q}{V \times B} = \frac{89,547}{15,615 \times 15}$$

$$Y = 0,38$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times Y}} = 8,08$$

Dari perhitungan diatas :

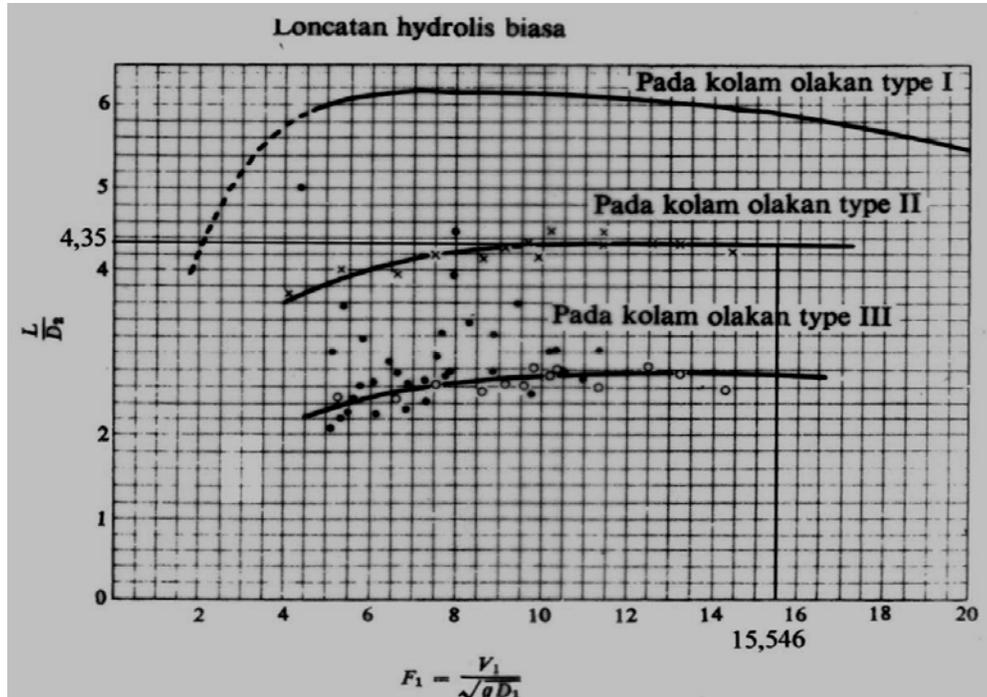
Karena  $Fr = 8,08 > 4.5$  dan  $Q = 89,547 \text{ m}^3/\text{dtk} > 45 \text{ m}^3/\text{dtk}$ , maka digunakan kolam olak type USBR type II.



Gambar 5.24 Bentuk kolam olakan

**a Panjang kolam olakan**

Ukuran panjang kolam olakan tergantung pada bilangan *Froude* aliran yang akan melintasi kolam tersebut.

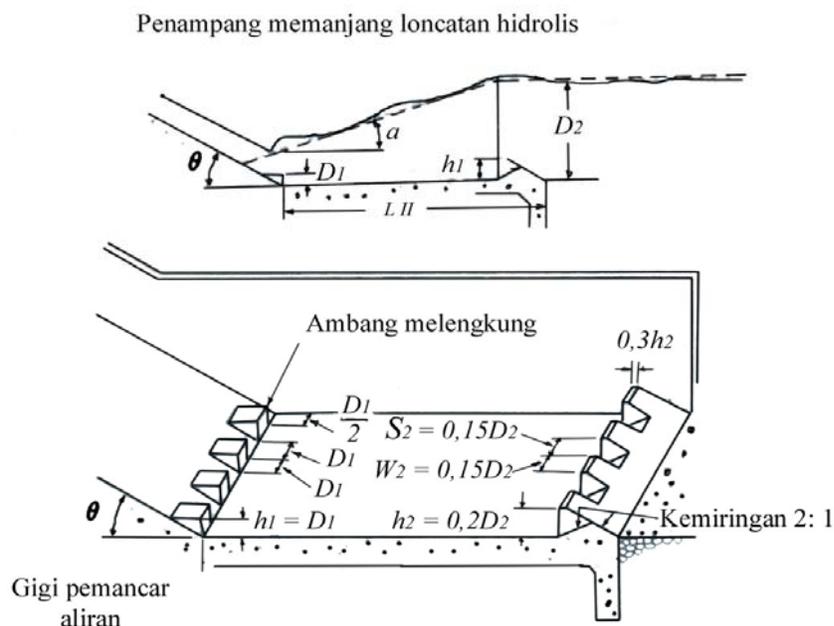


Gambar 5.25 Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar

- Dengan  $Fr = 8,08$  dari grafik pada Gambar 5.24 didapatkan nilai  $L/D_2 = 4,2$
- $D_2/D_1 = 0,5 \times [\sqrt{(1 + 8F_1^2)} - 1]$
- $D_2/0,245 = 0,5 \times [\sqrt{(1 + 8 \cdot 8,08^2)} - 1]$
- $D_2 = 2,67 \text{ m}$
- $L = 4,2 \times 2,67 = 11,2 \text{ m} \sim 12 \text{ m}$

**b Gigi-gigi pemencar aliran, gigi-gigi benturan dan ambang ujung hilir kolam olakan**

Gigi-gigi pemencar aliran yang berfungsi sebagai pembagi berkas aliran terletak di ujung saluran sebelum masuk ke dalam kolam olakan. Sedangkan gigi-gigi benturan yang berfungsi sebagai penghadang aliran serta mendeformir loncatan hidrolis menjadi pendek terletak pada dasar kolam olakan. Adapun ambang ujung hilir kolam olakan dibuat rata tanpa bergerigi.



Gambar 5.26 Ukuran gigi-gigi pemencar dan gigi-gigi benturan aliran

### c Dimensi kolam olakan

- Ukuran kolam olakan adalah 15 m x 12 m
- Ukuran gigi-gigi pemencar aliran adalah  $D_1 = 0,245 \text{ m} \sim 0,25 \text{ m}$ , karena lebar ujung saluran peluncur adalah 15 m maka jumlah gigi-gigi dibuat = 30 buah @ 25 cm, jarak antara gigi-gigi = 25 cm dan jarak tepi ke dinding masing-masing = 12,5 cm  
Cek jumlah jarak =  $(30 \times 0,25) + (29 \times 0,25) + (2 \times 0,125) = 15 \text{ m}$
- Ukuran gigi-gigi pembentur aliran dengan mengacu pada Gambar 5.25 didapatkan nilai  $h_2 = 0,2$ .  $D_2 = 0,2 \times 2,67 = 0,534 \sim 50 \text{ cm}$ , lebar gigi  $S_2 = 0,15$ .  $D_2 = 0,15 \times 2,67 = 0,40 \sim 40 \text{ cm}$ , jarak antar gigi =  $W_2 = 0,15 \cdot D_2 = 40 \text{ cm}$ , maka jumlah gigi-gigi dibuat sebanyak 18 buah @ 40 cm.  
cek jumlah jarak =  $(18 \times 0,4) + (18 \times 0,4) = 14,4 \sim 15 \text{ m}$ , kemiringan ujung hilir gigi-gigi pembentur 1: 2

### d Tinggi jagaan

Tinggi jagaan pada bangunan pelimpah (*spillway*) dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$F_b = C \cdot V \cdot d$$

atau

$$F_b = 0,6 + 0,037 \cdot V \cdot d^{1/3}$$

$F_b$  minimal = 0,5 s/d 0,6 m di atas permukaan aliran

Di mana :

- $F_b$  = tinggi jagaan
- $C$  = koefisien = 0,1 untuk penampang saluran berbentuk persegi panjang dan 0,13 untuk penampang berbentuk trapesium
- $V$  = kecepatan aliran (m/det)
- $d$  = kedalaman air di dalam saluran (m)

Tinggi jagaan pada kolam olakan adalah sebagai berikut :

- $d = 2,67 \text{ m}$
- $b = 15 \text{ m}$
- $A = 2,67 \times 15 = 40,05 \text{ m}^2$

$$- V = Q/A = 89,547 / 40,05 = 2,24 \text{ m/det}$$

- Tinggi jagaan :

$$Fb = 0,10 \times 2,24 \times 2,67$$

$$Fb = 0,598$$

Atau

$$Fb = 0,6 + (0,037 \times 2,24 \times 2,67^3)$$

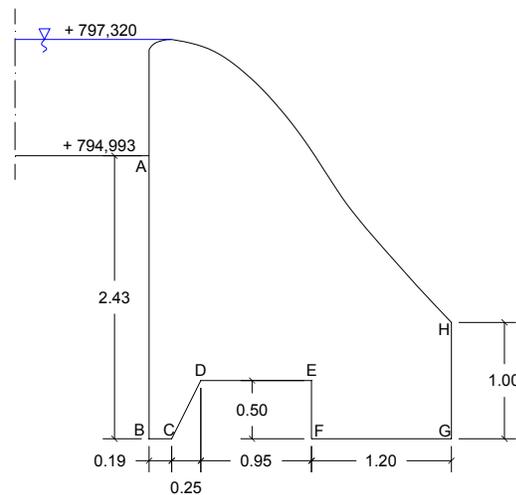
$$Fb = 0,715 \text{ m}$$

Dipakai nilai tertinggi yaitu  $Fb = 0,715 \text{ m}$  dibulatkan  $Fb = 2,00 \text{ m}$ .

### 5.5 Analisis Stabilitas Bangunan Pelimpah

Perhitungan stabilitas konstruksi bangunan pelimpah ditinjau dengan dua kondisi sebagai berikut :

#### a Pada Kondisi Air Normal



Gambar 5.27 Rembesan dan Tekanan Air Tanah di Bawah Pelimpah Kondisi Muka Air normal

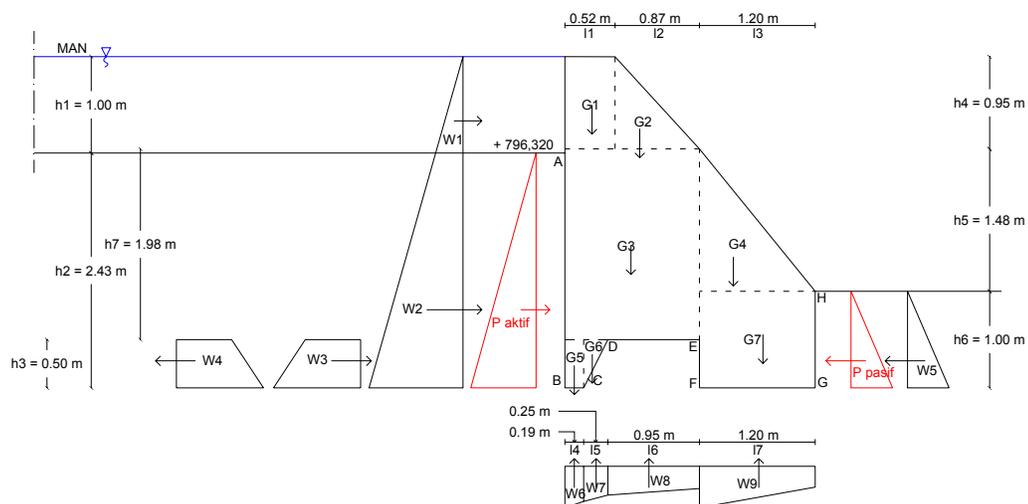
Tabel 5.13 Perhitungan Rembesan dan Tekanan Air Tanah Kondisi Muka Air Normal

Titik	Garis	Panjang Rembesan				Beda Tekanan Air $\Delta H = LW / CW$ (Ton/m <sup>2</sup> )	Beda Tinggi Energi H (Ton/m <sup>2</sup> )	Tekanan Air Tanah P = H - $\Delta H$ (Ton/m <sup>2</sup> )	Elevasi Titik dari elv.A
		LV (m)	LH (m)	1/3 LH (m)	LW (m)				
A		0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	
B	A - B	2.43	0.00	0.00	2.43	1.13	3.43	2.30	
C	B - C	0.00	0.19	0.06	2.49	1.16	3.43	2.27	
D	C - D	0.50	0.00	0.00	2.99	1.40	2.93	1.53	
E	D - E	0.00	0.95	0.32	3.31	1.54	2.93	1.39	
F	E - F	0.50	0.00	0.00	3.81	1.78	3.43	1.65	
G	F - G	0.00	1.20	0.40	4.21	1.96	3.43	1.47	
H	G - H	1.00	0.00	0.00	5.21	2.43	2.43	0.00	
$\Sigma LV$		4.43	$\Sigma(1/3 LH)$	0.78					

Angka rembesan ( $C_w$ ) =  $(\Sigma Lv + \Sigma 1/3Lh) / H_w = 2,14$

Harga aman untuk  $C_w = 2,00$  untuk jenis tanah pondasi *medium clay*.

Karena  $C_w > C_w$  batas maka struktur bangunan pelimpah pada saat kondisi muka air normal tidak perlu lantai muka.



Gambar 5.28 Stabilitas Pelimpah Pada Kondisi Muka Air Normal

Tabel 5.14 Perhitungan Stabilitas Pelimpah Kondisi Muka Air Normal Gaya  
Horisontal

Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (Ton)	Terhadap Titik G	
			Lengan (m)	Momen (Tonm)
W1	$1/2 * PA * h1$	0.50	2.76	1.38
W2	$PA * h2$	2.43	1.22	2.95
	$1/2 * (PB - PA) * h2$	1.58	0.81	1.28
W3	$PE * h3$	0.69	0.25	0.17
	$1/2 * (PF - PE) * h3$	0.07	0.17	0.01
W4	$PD * h3$	-0.77	0.50	-0.38
	$1/2 * (PC - PD) * h3$	-0.18	0.17	-0.03
W5	$1/2 * PG * h6$	-0.73	0.33	-0.24
P aktif	$\gamma b * h2 * \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) + 2 * C * \text{tg}(45^\circ - \phi/2)$	10.45	0.81	8.47
P pasif	$\gamma b * h6 * \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) + 2 * C * \text{tg}(45^\circ + \phi/2)$	-17.89	0.33	-5.90
$\Sigma R_h$		-3.85	$\Sigma M_h$	7.70

Tabel 5.15 Perhitungan Stabilitas Pelimpah Kondisi Muka Air Normal Gaya  
Vertikal

Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (Ton)	Terhadap Titik G	
			Lengan (m)	Momen (Tonm)
G1	$I1 * h1 * \gamma c$	-1.14	8.29	-9.48
G2	$1/2 * I2 * h1 * \gamma_{ps} \text{ batu}$	-0.96	6.29	-6.02
G3	$(I1+I2) * h7 * \gamma_{ps} \text{ batu}$	-6.05	6.73	-40.75
G4	$1/2 * I3 * h5 * \gamma_{ps} \text{ batu}$	-1.95	2.80	-5.47
G5	$I4 * h3 * \gamma_{ps} \text{ batu}$	-0.21	8.83	-1.85
G6	$1/2 * I5 * h3 * \gamma_{ps} \text{ batu}$	-0.14	8.23	-1.13
G7	$I3 * h6 * \gamma_{ps} \text{ batu}$	-2.64	2.10	-5.54
W6	$PC * I4$	0.43	8.83	3.80
	$1/2 * (PB - PC) * I4$	0.00	8.97	0.03
W7	$PD * I5$	0.38	8.15	3.13
	$1/2 * (PC - PD) * I5$	0.09	8.23	0.75
W8	$PE * I6$	1.32	6.05	7.97
	$1/2 * (PF - PE) * I6$	0.13	2.47	0.31
W9	$PG * I7$	1.76	2.10	3.70
	$1/2 * (PF - PG) * I7$	0.11	2.80	0.31
$\Sigma R_v$		-8.87	$\Sigma M_v$	-50.25

- Garis tangkap dan gaya resultan :

$$R_v = -8,87 \text{ Ton}$$

$$R_h = -3,85 \text{ Ton}$$

$$M_o = -42,55 \text{ Tonm}$$

$$h = 2,000 \text{ m (horisontal terhadap titik G)}$$

$$v = 5,665 \text{ m (vertikal terhadap titik G)}$$

- Kontrol terhadap guling :

$$FS = [(R_v \cdot v) / (R_h \cdot h)] > 1,50$$

$$= 6,526 > 1,5 \rightarrow \text{Aman}$$

- Kontrol terhadap daya dukung tanah pondasi :

Untuk menghitung nilai stabilitas terhadap daya dukung tanah, maka perlu ditinjau eksentrisitas terlebih dahulu (Teknis Pondasi Dr. Ir. Suyono), adapun rumus untuk mencari eksentrisitas adalah sebagai berikut :

$$d = \frac{\sum M \cdot v - \sum M \cdot h}{\sum v}$$

$$d = (-42,55) / (-8,87) = 4,797$$

$$e = \left[ \frac{B}{2} - d \right] < \frac{B}{6}$$

$$e = ((2,40 : 2) - 4,797) < (2,4 : 6)$$

$$= -3,502 < 0,4$$

Besarnya daya dukung tanah dipengaruhi oleh dalamnya pondasi, lebarnya pondasi, berat isi tanah, sudut geser dalam dan kohesi dari tanah. Daya dukung tanah (*ultimate bearing capacity*) dihitung dengan rumus pondasi menerus sebagai berikut (*terzaghi*) :

$$q_{ult} = \alpha \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot z \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sub} \cdot B \cdot N_\gamma$$

dimana :

$$q_{ult} = \text{daya dukung ultimate (t/m}^2\text{)}$$

$$C = \text{kohesi (t/m}^2\text{)}$$

$$\gamma_{sub} = \text{berat isi tanah jenuh air (t/m}^3\text{)}$$

- $\gamma$  = berat per satuan volume tanah ( $t/m^3$ )  
 $\alpha, \beta$  = faktor yang tak berdimensi dari bentuk tapak pondasi  
 $z$  = kedalaman pondasi = 1,00 m  
 $B$  = lebar pondasi = 2,40 m

Tabel 5.16. Koefisien Daya Dukung Tanah *Terzaghi*

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0 °	5.71	1.00	0.00	3.81	1.00	0.00
5 °	7.32	1.64	0.00	4.48	1.39	0.00
10 °	9.64	2.70	1.20	5.34	1.94	0.00
15 °	12.80	4.44	2.40	6.46	2.73	1.20
20 °	17.70	7.43	4.60	7.90	3.88	2.00
25 °	25.10	12.70	9.20	9.86	5.60	3.30
30 °	37.20	22.50	20.00	12.70	8.32	5.40
35 °	57.80	41.40	44.00	16.80	12.80	9.60
40 °	95.60	81.20	114.00	23.20	20.50	19.10
45 °	172.00	173.00	320.00	34.10	35.10	27.00

Dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi embung, tanah dasar untuk lokasi pondasi adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 14,60 & c &= 5,430 \text{ Ton/m}^2 & \gamma &= 1,776 \text{ Ton/m}^3 \\
 N_q &= 5,54 & z &= 1,00 \text{ m} & \gamma_{\text{sat}} &= 1,866 \text{ Ton/m}^3 \\
 N_\gamma &= 3,21 & B &= 2,40 \text{ m} & \gamma_{\text{sub}} &= 0,866 \text{ Ton/m}^3
 \end{aligned}$$

$\alpha, \beta$  = bentuk tapak pondasi adalah jalur/ strip,  $\alpha = 1$ , dan  $\beta = 0.5$

Perhitungan:

$$Q_{\text{ult}} = (c \times N_c) + (\gamma \times z \times N_q) + (\beta \times \gamma_{\text{sub}} \times B \times N_\gamma)$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{ult}} &= (5,430 \times 14,60) + (1,776 \times 1 \times 5,54) + (0,5 \times 0,866 \times 2,59 \times 3,21) \\
 &= 92,717 \text{ ton/m}^3
 \end{aligned}$$

$$SF = \text{safety Factor} = 2,0 - 3,0$$

Faktor keamanan (*Safety factor*) diambil 2, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah:

$$Q_s = \frac{Q_{\text{ult}}}{SF} = \frac{92,717}{2} = 46,359 \text{ t/m}^3$$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\sum V}{L \cdot B} \times \left[ 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] < \bar{\sigma}_{\text{tanah}}, \quad L = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 33,411 < 46,359 \text{ ton/m}^2$$

$$\Sigma \min = \frac{\sum V}{L \cdot B} \times \left[ 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] < \bar{\sigma} \text{ tanah}$$

$$\sigma_{\min} = 26,561 < 46,359 \text{ ton/m}^2$$

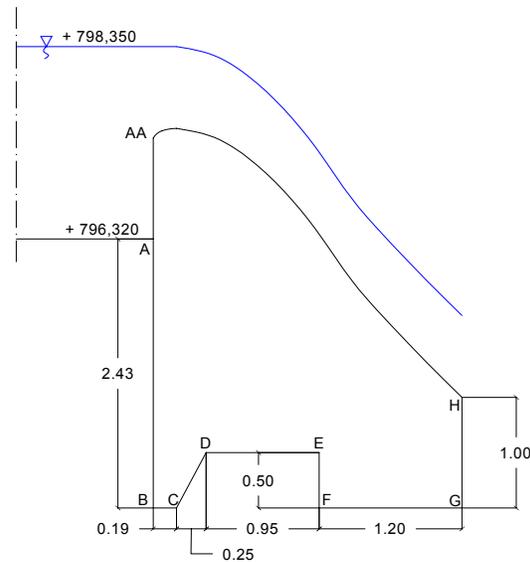
Dari hasil perhitungan di atas, dengan demikian bangunan *spillway* dinyatakan aman terhadap daya dukung tanah.

➤ Kontrol terhadap geser :

$$S = (R_v/R_h) > 1,5$$

$$= 2,304 > 1,5 \rightarrow \text{Aman}$$

#### b Pada Kondisi Air Banjir



Gambar 5.29 Rembesan dan Tekanan Air Tanah di Bawah Pelimpah Kondisi Muka Air Banjir

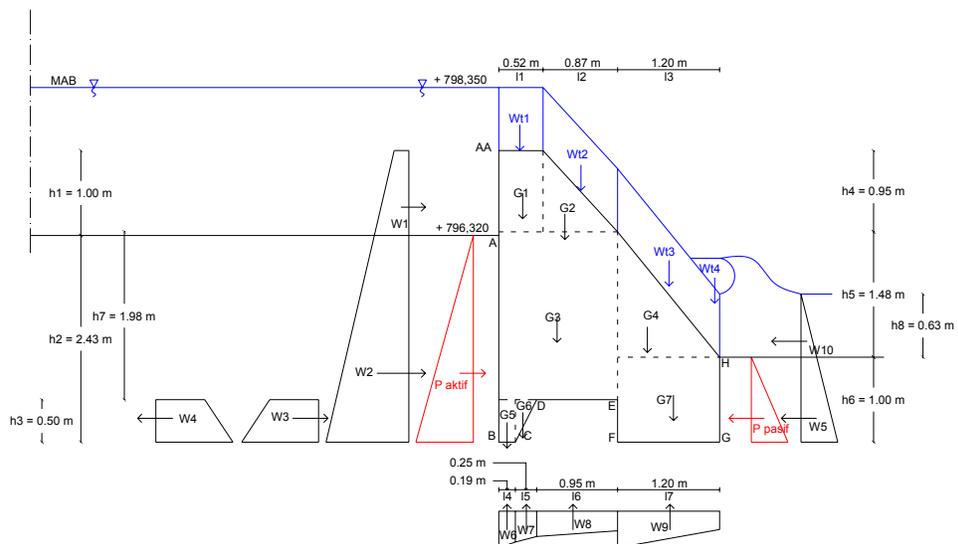
Tabel 5.17 Perhitungan Rembesan dan Tekanan Air Tanah Kondisi Muka Air Banjir

Titik	Garis	Panjang Rembesan				Beda Tekanan Air $\Delta H = LW / CW$ (Ton/m <sup>2</sup> )	Beda Tinggi Energi H (Ton/m <sup>2</sup> )	Tekanan Air Tanah P = H - $\Delta H$ (Ton/m <sup>2</sup> )	Elevasi Titik dari elv.A
		LV (m)	LH (m)	1/3 LH (m)	LW (m)				
AA		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.74	0.74	+1.00
A		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.74	1.74	0.00
B	A - B	2.43	0.00	0.00	2.43	1.18	4.17	2.99	-2.43
C	B - C	0.00	0.19	0.06	2.49	1.22	4.17	2.95	-2.43
D	C - D	0.50	0.00	0.00	2.99	1.46	3.67	2.21	-1.93
E	D - E	0.00	0.95	0.32	3.31	1.61	3.67	2.06	-1.93
F	E - F	0.50	0.00	0.00	3.81	1.86	4.17	2.31	-2.43
G	F - G	0.00	1.20	0.40	4.21	2.05	4.17	2.12	-2.43
H	G - H	1.00	0.00	0.00	5.21	2.54	3.17	0.63	-1.43
ΣLV		4.43	Σ(1/3 LH)	0.78					

Angka rembesan ( $C_w$ ) =  $(\Sigma L_v + \Sigma 1/3 L_h) / H_w = 2,05$

Harga aman untuk  $C_w = 2,00$  untuk jenis tanah pondasi *medium clay*.

Karena  $C_w > C_w$  batas maka struktur bangunan pelimpah pada saat kondisi muka air banjir tidak perlu lantai muka.



Gambar 5.30 Stabilitas Pelimpah Pada Kondisi Muka Air Banjir

Tabel 5.18 Perhitungan Stabilitas Pelimpah Kondisi Muka Air Banjir Gaya Horizontal

Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (Ton)	Terhadap Titik G	
			Lengan (m)	Momen (Tonm)
W1	PAA * h1	0.74	6.94	5.14
	1/2 * (PA - PAA) * h1	0.50	6.61	3.31
W2	PA * h2	4.23	2.97	12.56
	1/2 * (PB - PA) * h2	1.51	1.98	3.00
W3	PE * h3	1.03	0.50	0.51
	1/2 * (PF - PE) * h3	0.06	0.33	0.02
W4	PD * h3	-1.11	0.50	-0.55
	1/2 * (PC - PD) * h3	-0.19	0.33	-0.06
W5	PG * h6	-2.12	1.00	-2.12
	1/2 * (PG - PH) * h6	-0.74	0.66	-0.49
W10	1/2 * PH * h8	-0.20	0.50	-0.10
P aktif	$\gamma_b * h2 * tg^2(45^\circ - \phi/2) + 2 * C * tg(45^\circ - \phi/2)$	10.45	1.98	20.69
P pasif	$\gamma_b * h6 * tg^2(45^\circ + \phi/2) + 2 * C * tg(45^\circ + \phi/2)$	-17.89	0.66	-11.81
$\Sigma R_h$		-3.71	$\Sigma M_h$	30.10

Tabel 5.19 Perhitungan Stabilitas Pelimpah Kondisi Muka Air Banjir Gaya Vertikal

Gaya	Luas x Tekanan	Gaya (Ton)	Terhadap Titik G	
			Lengan (m)	Momen (Tonm)
G1	$I1 * h1 * \gamma_{pas} \text{ batu}$	-1.14	8.29	-9.48
G2	$1/2 * I2 * h4 * \gamma_{pas} \text{ batu}$	-0.91	6.29	-5.72
G3	$(I1+I2) * h7 * \gamma_{pas} \text{ batu}$	-6.05	6.73	-40.75
G4	$1/2 * I3 * h5 * \gamma_{pas} \text{ batu}$	-1.95	2.80	-5.47
G5	$I4 * h3 * \gamma_{pas} \text{ batu}$	-0.21	8.83	-1.85
G6	$1/2 * I5 * h3 * \gamma_{pas} \text{ batu}$	-0.14	8.23	-1.13
G7	$I3 * h6 * \gamma_{pas} \text{ batu}$	-2.64	2.10	-5.54
W6	PC * I4	0.56	8.83	4.96
	1/2 * (PB - PC) * I4	0.00	8.97	0.03
W7	PD * I5	0.55	8.15	4.50
	1/2 * (PC - PD) * I5	0.09	8.23	0.77
W8	PE * I6	1.95	6.05	11.82
	1/2 * (PF - PE) * I6	0.12	2.47	0.30
W9	PG * I7	2.54	2.10	5.34
	1/2 * (PF - PG) * I7	0.12	2.80	0.33
Wt1	Berat air di atas pelimpah	-0.38	8.29	-3.19
Wt2	Berat air di atas pelimpah	-0.95	5.77	-5.51
Wt3	Berat air di atas pelimpah	-1.41	2.10	-2.95
Wt4	Berat air di atas pelimpah (75% Wt3)	-1.05	0.13	-0.14
$\Sigma R_v$		-7.10	$\Sigma M_v$	-53.69

- Garis tangkap dan gaya resultan :

$$R_v = -7,10 \text{ Ton}$$

$$R_h = -3,71 \text{ Ton}$$

$$M_o = -23,59 \text{ Tonm}$$

$$h = 8,113 \text{ m (horisontal terhadap titik G)}$$

$$v = 7,562 \text{ m (vertikal terhadap titik G)}$$

- Kontrol terhadap guling :

$$FS = [(R_v \cdot v)/(R_h \cdot h)] > 1,50$$

$$= 1,784 > 1,5 \quad \rightarrow \text{Aman}$$

- Kontrol terhadap daya dukung tanah pondasi :

Dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi embung, tanah dasar untuk lokasi pondasi adalah sebagai berikut:

$$N_c = 14,60 \quad c = 5,430 \text{ Ton/m}^2 \quad \gamma = 1,776 \text{ Ton/m}^3$$

$$N_q = 5,54 \quad z = 1,00 \text{ m} \quad \gamma_{\text{sat}} = 1,866 \text{ Ton/m}^3$$

$$N_\gamma = 3,21 \quad B = 2,40 \text{ m} \quad \gamma_{\text{sub}} = 0,866 \text{ Ton/m}^3$$

$\alpha, \beta$  = bentuk tapak pondasi adalah jalur/ strip,  $\alpha = 1$ , dan  $\beta = 0.5$

Perhitungan:

$$Q_{\text{ult}} = (c \times N_c) + (\gamma \times z \times N_q) + (\beta \times \gamma_{\text{sub}} \times B \times N_\gamma)$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{ult}} &= (5,430 \times 14,60) + (1,776 \times 1 \times 5,54) + (0,5 \times 0,866 \times 2,59 \times 3,21) \\ &= 92,717 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

$$SF = \text{safety Factor} = 2,0 - 3,0$$

Faktor keamanan (*Safety factor*) diambil 2, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah:

$$Q_s = \frac{Q_{\text{ult}}}{SF} = \frac{92,717}{2} = 46,359 \text{ t/m}^3$$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\sum V}{L \cdot B} \times \left[ 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] < \bar{\sigma}_{\text{tanah}}, \quad L = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 18,659 < 46,359 \text{ ton/m}^2$$

$$\Sigma \min = \frac{\sum V}{L \cdot B} \times \left[ 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] < \bar{\sigma} \text{ tanah}$$

$$\sigma \min = 12,742 < 46,359 \text{ ton/m}^2$$

Dari hasil perhitungan di atas, dengan demikian bangunan *spillway* dinyatakan aman terhadap daya dukung tanah.

➤ Kontrol terhadap gelincir :

$$S = (Rv/Rh) > 1,5$$

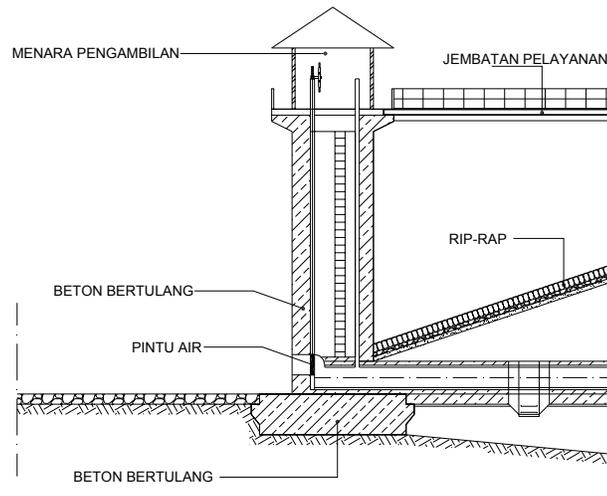
$$= 1,914 > 1,5 \rightarrow \text{Aman}$$

Tabel 5.20 Hasil analisis stabilitas bangunan pelimpah

Kondisi		Angka keamanan yang ada	Angka keamanan yang diijinkan	Keterangan
Muka air normal	Guling	6,526	> 1,50	Aman
	Daya dukung (Ton/m <sup>2</sup> )	33,411	< 46,359	Aman
	Geser	2,304	> 1,50	Aman
Muka air banjir	Guling	1,784	> 1,50	Aman
	Daya dukung (Ton/m <sup>2</sup> )	18,659	< 46,359	Aman
	Geser	1,914	> 1,50	Aman

## 5.6 Bangunan Penyadap

Bangunan penyadap dalam perencanaan ini dipakai tipe penyadap menara, hasil sadapan kemudian dialirkan ke hilir sungai sesuai dengan kapasitas saluran sungai di sebelah hilir.



Gambar 5.31 Komponen dari bangunan penyadap menara

#### a. Konstruksi dan pondasi bangunan penyadap menara

Dasar penentuan konstruksi dan pondasi bangunan penyadap ditentukan atas dasar beban-beban luar yang bekerja pada bangunan penyadap, antara lain sebagai berikut :

- Berat menara beserta perlengkapannya (ruang operasi dan pengawasan, pintu-pintu dan perlengkapan operasinya, tubuh menara termasuk tapak menara, berat air di dalam menara, dan kekuatan apung).
- Beban-beban lainnya, seperti : jembatan penghubung.
- Beban seismik.
- Tekanan air dari dalam waduk, termasuk air yang terdapat di dalam menara.
- Kekuatan angin termasuk tekanan negatif yang biasanya terjadi pada permukaan menara yang menghadap ke sebelah hilir.
- Lain-lainnya, seperti tekanan tanah.

#### b. Pipa penyalur

Dalam perencanaan ini, pipa penyalur selain berfungsi sebagai penyalur untuk bangunan penyadap juga berfungsi sebagai saluran pembuang. Pada saat pembuatannya dapat juga difungsikan sebagai saluran pengelak sehingga

pekerjaannya dilaksanakan pada saat awal pembangunan embung termasuk mempersiapkan pintunya.

Dimensi pipa ditentukan perhitungan sebagai berikut :

$$Q = C A \sqrt{2 g H}$$

Q : debit penyadap sebuah lubang

A : luas penampang penyadap

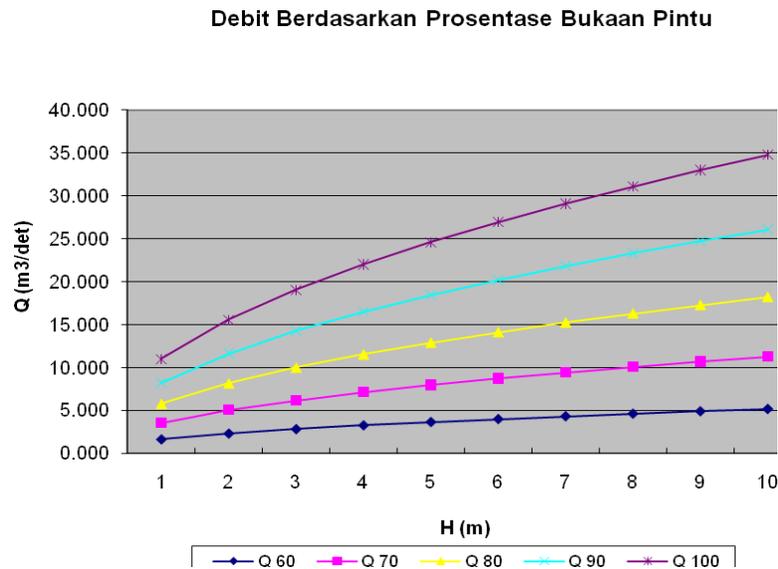
C : koefisien debit = 0,62

g : percepatan gravitasi = 9,8 m/det<sup>2</sup>

H : tinggi air titik tengah lubang ke permukaan = 10 m

Tabel 5.21 Perhitungan Debit Berdasarkan Prosentase Bukaannya Pintu

H	Q60	Q70	Q80	Q90	Q100
1	1.648	1.922	2.197	2.472	2.746
2	2.330	2.719	3.107	3.495	3.884
3	2.854	3.330	3.805	4.281	4.757
4	3.296	3.845	4.394	4.943	5.493
5	3.684	4.299	4.913	5.527	6.141
6	4.036	4.709	5.382	6.054	6.727
7	4.360	5.086	5.813	6.539	7.266
8	4.661	5.437	6.214	6.991	7.768
9	4.943	5.767	6.591	7.415	8.239
10	5.211	6.079	6.948	7.816	8.684



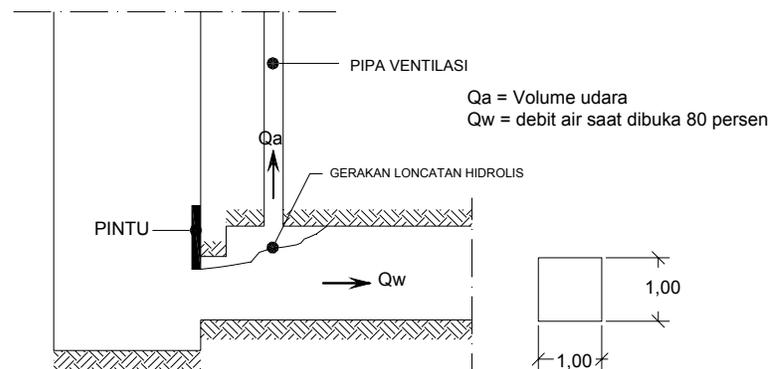
Gambar 5.32 Grafik Debit Berdasarkan Prosentase Bukaannya Pintu

Bukaan pintu = 80%

Pintu berbentuk bujursangkar ukuran 1,00 m x 1,00 m

Maka :

1. Luas penampang aliran yang melintasi pintu :  
 $A = 1,00 \text{ m} \times 0,80 \text{ m} = 0,80 \text{ m}^2$
2. Debit dan kecepatan aliran yang melintasi pintu adalah :



Gambar 5.33 Skema pengaliran dalam penyalur kondisi pintu terbuka 80%

Debit air pada saat pintu dibuka 80% ( $Q_w$ )

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

$$Q = 0,62 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 10}$$

$$Q = 6,948 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Kecepatan ( $V$ )

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{6,948}{0,8} = 8,685 \text{ m/det}$$

Bilangan *Froude* ( $F$ )

$$F = \frac{V}{\sqrt{2 \cdot g \cdot h}} = \frac{8,685}{\sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 0,8}} = 2,193$$

Volume udara yang dibutuhkan :

$$Q_a = 0,04 (2,193 - 1)^{0,85} \times 6,948 = 0,323 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Luas penampang dan diameter pipa ventilasi ( $A_a$ )

$$A_a = \frac{Q_a}{V_a} = \frac{0,323}{30} = 0,011 \text{ m}^2$$

(kecepatan angin dalam pipa penyalur udara ( $V_a$ ) diambil sama dengan 30 m<sup>2</sup>/det)

Diameter pipa :

$$D = \sqrt{\frac{4A_a}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,011}{3,14}} = 0,118 \text{ m}$$

Dari perhitungan di atas, maka dapat digunakan pipa hume berdiameter 30 cm.