

BAB VI

PERENCANAAN BANGUNAN UTAMA

6.1 UMUM

Bendung direncanakan untuk mengairi areal seluas 1.327,00 ha direncanakan dalam 1 (satu) sistem jaringan irigasi dengan pintu pengambilan di bagian kiri bendung. Besarnya debit ditetapkan sesuai dengan hasil perhitungan Q bankfull capacity yang telah dilakukan dalam analisa hidrologi, yaitu $545 \text{ m}^3/\text{dt}$. Jadi besarnya debit banjir dengan periode ulang 100 tahun dari hasil perhitungan ternyata masih lebih besar dari besarnya debit banjir yang pernah terjadi di Sungai Waramoi. Untuk selanjutnya sebagai dasar perhitungan dipakai perhitungan debit banjir dengan **Metode Haspers – Gumbell** yaitu dengan $Q_{100} = 587,84 \approx 588 \text{ m}^3/\text{dt}$.

6.2 LEBAR BENDUNG

Lebar bendung yaitu jarak antara pangkal-pangkalnya (abutment) direncanakan lebih lebar atau sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Dari hasil pengukuran di lapangan, didapatkan lebar rata-rata sungai stabil sebesar 40 m sehingga lebar rencana bendung ditetapkan sebesar **$B = 40,00 \text{ m}$**

6.3 ELEVASI PUNCAK MERCU BENDUNG

Elevasi mercu bendung yang diperlukan tergantung oleh elevasi sawah tertinggi yang akan diairi, tinggi genangan air di sawah, jarak lokasi sawah tersebut ke bendung dan tinggi energi yang hilang pada saluran, bangunan ukur dan bangunan lainnya. Tinggi bendung yang direncanakan adalah **$P = 1,50 \text{ m}$** , karena untuk kepentingan pengurusan serta kehilangan energi pada saringan.

Nilai tersebut didapatkan berdasarkan perhitungan di bawah ini :

No.	Uraian	Ketinggian (m)
1	Sawah yang akan diairi	X
2	Tinggi air di sawah	0,1
3	Kehilangan tekanan :	
	- dari sal. tersier ke sawah	0,1
	- dari sal. Sekunder ke tersier	0,1
	- dari sal. induk ke tersier	0,1
	- akibat kemiringan saluran	0,15
	- akibat bangunan ukur	0,4
	- dari intake ke sal. induk/kantong sedimen	0,2
	- bangunan lain antara lain kantong sedimen	0,25
4	Exploitasi	0,1
Elevasi mercu bendung		X + 1,5 m

Tabel 6.1 Perkiraan Penentuan Elevasi Mercu Bendung

Tinggi energi dan tinggi muka air di atas mercu bendung dihitung dengan persamaan:

$$Q = C_d \times B \times \sqrt{2gH_1}$$

dimana : Q = debit banjir rencana, 588 m³/dt

Cd = koefisien debit (Cd = C₀ x C₁ x C₂)

g = percepatan gravitasi, 9,8 m/dt²

B = 40,00 m

H₁ = tinggi energi di atas mercu

Untuk perhitungan pertama H₁, digunakan asumsi harga Cd₁ = 1,21

$$Q = C_d \times B \times \sqrt{2gH_1}$$

$$588 = 1,21 \times 40 \times \sqrt{2 \times 9,80 \times H_1}$$

$$588 = 82,475 \times \sqrt{H_1}$$

diperoleh harga H₁ = 3,704 m

$$R = 0,5 \times H_1$$

$$R = 0,5 \times 3,704 = 1,85 \text{ m} \approx 1,90 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{B \times \sqrt{2gH_1}} = 1,99 \rightarrow \text{diperoleh } C_0 = 1,33$$

$$\frac{Q}{C_0 \times B \times \sqrt{2gH_1}} = 0,399 \rightarrow \text{diperoleh } C_1 = 0,89$$

Karena dipakai muka hulu dengan kemiringan 1:1, diperoleh faktor koreksi :

$$C_2 = \frac{1}{1.018} = 0,399 \rightarrow \text{diperoleh } C_2 = 1,018$$

$$\begin{aligned} Cd_2 &= C_0 \times C_1 \times C_2 \\ &= 1,33 \times 0,89 \times 1,018 \\ &= 1,205 \approx Cd_1 \dots \text{ok} \end{aligned}$$

$$q = - = - = 14,70 \text{ m}^2/\text{dt}$$

$$V_0 = \frac{q}{(\quad)} = \frac{14,70}{5,21} = 2,825 \text{ m/dt}$$

$$h_a = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{2,825^2}{2 \times 9,81} = 0,407 \text{ m}$$

$$h_d = H_1 - h_a = 3,704 - 0,407 = 3,297 \text{ m}$$

Jadi tinggi air banjir di atas mercu adalah **hd = 3,30 m**

6.4 TIPE DAN DIMENSI MERCU

Sungai Waramoi merupakan sungai yang terletak di sekitar daerah pegunungan yang umumnya mempunyai kemiringan dasar yang cukup terjal dan beraliran deras dengan mengangkut material dasar sungai berupa kerikil, batu-batuan berbagai ukuran, maupun batang kayu.

Dari kriteria umum berbagai tipe bangunan utama, jika disesuaikan dengan kondisi daerah irigasi di lapangan baik dari segi topografi, teknis, dan sosial ekonomi, maka Bendung Sidey direncanakan dari **pasangan batukali**, dengan **tipe mercu bulat** dan kemiringan 1:1 di udik dan 1:1 di hilir.

Kriteria perencanaan jari-jari adalah $R = 0,5 H_1$, dimana $H_1 = 3,704 \text{ m}$

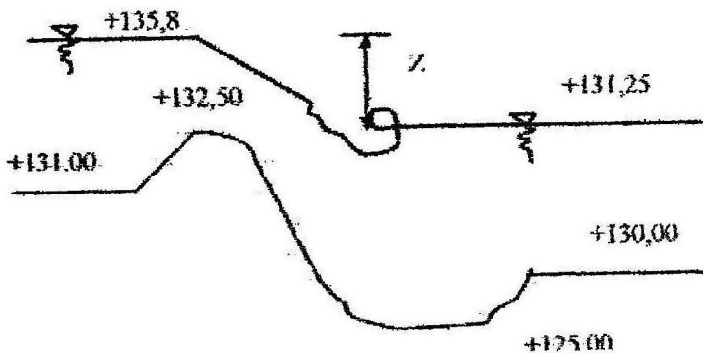
$$R = 0,5 \times 3,704 = 1,85 \text{ m} \approx 1,90 \text{ m}$$

6.5 KOLAM OLAK / PEREDAM ENERGI

Mengingat banjir yang terjadi akan mengangkut batu-batu besar, maka peredam energi direncanakan dengan **tipe Bucket** (Bak Tenggelam).

$$\text{Debit per satuan lebar : } q = 14,70 \text{ m}^2/\text{dt}$$

Kedalaman kritis : $h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^3}} = \sqrt[3]{\frac{588^2}{9,8 \times 40^3}} = 2,804 \text{ m}$



Elevasi muka air di hulu bendung = + 135,80

Elevasi muka air di hilir bendung = + 131,25

Jadi beda tinggi energi (Δh) = $135,80 - 131,25 = 4,55 \text{ m}$

$\frac{\Delta h}{h_c} = \frac{4,55}{2,804} = 1,62 \text{ m}$

Dengan harga ($\Delta h/h_c$) tersebut di atas, maka dari grafik pada buku KP.02 hal 63 didapat :

$R_{min} / h_c = 1,57 \rightarrow R_{min} = 1,57 \times 2,842 = 4,46 \text{ m} \approx 4,50 \text{ m}$

$T_{min} / h_c = 2,20 \rightarrow T_{min} = 2,20 \times 2,842 = 6,25 \text{ m}$

Elevasi dasar kolam olak direncanakan : + 125,00

$T = 132,50 - 125,00 = 7,50 > 6,25 \rightarrow \text{OK}$

Perhitungan tinggi air loncat di kolam olak :

$Q = 588 \text{ m}^3/\text{dt}$

$B_{\text{eff}} = 40,00 \text{ m}$

$q = 14,70 \text{ m}^2/\text{dt}$

$H = 3,704 \text{ m}$

$Z = 132,50 - 125,00 = 7,50 \text{ m}$

Persamaan Bernoulli : $Z + H_1 = Y_u + \frac{V_u^2}{2g} \rightarrow V_u = \sqrt{2g(Z + H_1 - Y_u)}$

$Z + H_1 = Y_u + \frac{V_u^2}{2g}$

$7,50 + 3,704 = Y_u + \frac{V_u^2}{2g}$

$11,204 = Y_u + \frac{V_u^2}{2g}$

$11,204 Y_u^2 = Y_u^3 + 11,025$

$$Y_u^3 - 11,204 Y_u^2 + 11,025 = 0$$

Dengan trial and error, didapat : $Y_u = 1,042 \text{ m}$

$$V_u = \frac{Q}{A} = \frac{200}{14,108} = 14,108 \text{ m/dt}$$

$$Fr = \frac{V_u}{\sqrt{g Y_u}} = \frac{14,108}{\sqrt{9,81 \times 1,042}} = 4,415$$

$Fr > 1 \rightarrow$ Aliran superkritis

$$Y_d = \frac{Y_u}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr^2} - 1 \right) = \frac{1,042}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 4,415^2} - 1 \right) = 6,01 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka air di kolam olah} = +125,00 + 6,01 = +131,01 \text{ m}$$

$$V_d = \frac{Q}{A} = \frac{200}{77,2} = 2,446 \text{ m/dt}$$

$$H_d = Y_d + \frac{V_d^2}{2g} = 6,01 + \frac{2,446^2}{2 \times 9,81} = 6,2 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi energi di atas kolam olah} = +125,00 + 6,2 = +131,2$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi jagaan di atas kolam olah} &= 0,10 (V_u + V_d) \\ &= 0,10 (14,108 + 2,446) \\ &= 0,10 \times 16,554 \\ &= 1,6554 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Jadi elevasi tanggul di kolam olah} = +125,00 + 6,01 + 1,6554 = +132,6654 \approx +133,00$$

Elevasi tinggi energi di atas kolam olah berada di bawah elevasi muka air di hilir bendung, jadi aman terhadap degradasi/penggerusan.

6.6 REMBESAN DAN TEKANAN AIR TANAH

Untuk mencegah bahaya piping pada ujung hilir bendung akibat rembesan air dari bawah bendung, maka dimuka dasar bendung dibuat lapisan pudle di bawah lapisan. Panjang lantai muka ini tergantung dari jenis tanah di bawah bendung dan perbedaan tingi muka air di udik dan hilir bendung.

Panjang lantai muka dihitung dengan metode Bligh :

$$L_n = C \times \Delta H$$

dimana : L_n = Panjang Creep Line yang diperlukan (m)

C = Creep ratio $\approx C = 6,00$, dalam hal ini dasar sungai berupa batu-batu kecil dan kerikil.

ΔH = Perbedaan tinggi muka air di udik dan hilir bendung (m)

Perbedaan tinggi tekanan di hulu dan hilir bendung diambil yang terbesar yaitu pada waktu air normal (atau air di belakang bendung kosong).

$$\Delta H = 135,80 - 131,25 = 4,55$$

Jadi panjang creep line minimum :

$$L = C \times \Delta H = 6 \times 4,55 = 27,30 \text{ m}$$

Bentuk penampang memanjang bendung dibuat seperti pada gambar dengan panjang lantai muka 15,50 m (gambar terlampir)

Dengan bentang memanjang bendung tersebut, panjang *Creep Line* adalah :

$$L_v = 28,26 \text{ m}$$

$$L_H = 33,00 \text{ m}$$

$$L_t = L_v + L_H = 28,26 + 33,00 = 61,26 \text{ m}$$

$$\text{Cek : } \frac{L_t}{L} > C \rightarrow \frac{61,26}{4,55} = 13,35 > 6,00 \rightarrow \text{ok}$$

$$\text{Metode Lane : } L_v + 1/3 L_H \approx C_L \times \Delta H$$

dimana : L_v = Panjang *Creep Line* Vertikal (m)

L_H = Panjang *Creep Line* Horizontal (m)

C_L = *Creep Line Ratio* ; 4

$$28,26 + 1/3 \times 33,00 \geq 4 \times 6,0$$

$$39,26 \geq 24,00$$

6.7 BACK WATER CURVE

Back water curve dimaksudkan untuk mengetahui sampai dimana pengaruh kenaikan muka air setelah adanya pengempangan oleh bendung. Perkiraan kurva pengempangan yang cukup akurat dan aman adalah :

$$\text{untuk } h/a \geq 1 \rightarrow L = \text{---}$$

$$\text{untuk } h/a \leq 1 \rightarrow L = \text{---}$$

Panjang back water dihitung sebagai berikut :

Elevasi muka air rencana sebelum ada bendung = +132,25

Elevasi muka air rencana setelah ada bendung = +135,80

—

dimana : a = kedalaman air di sungai tanpa bendung, m

h = tinggi air berhubung adanya bendung (di muka bendung), m

L = panjang total di mana kurva pengempangan terlihat, m

z = kedalaman air pada jarak x dari bendung, m

x = jarak dari bendung, m

I = kemiringan sungai

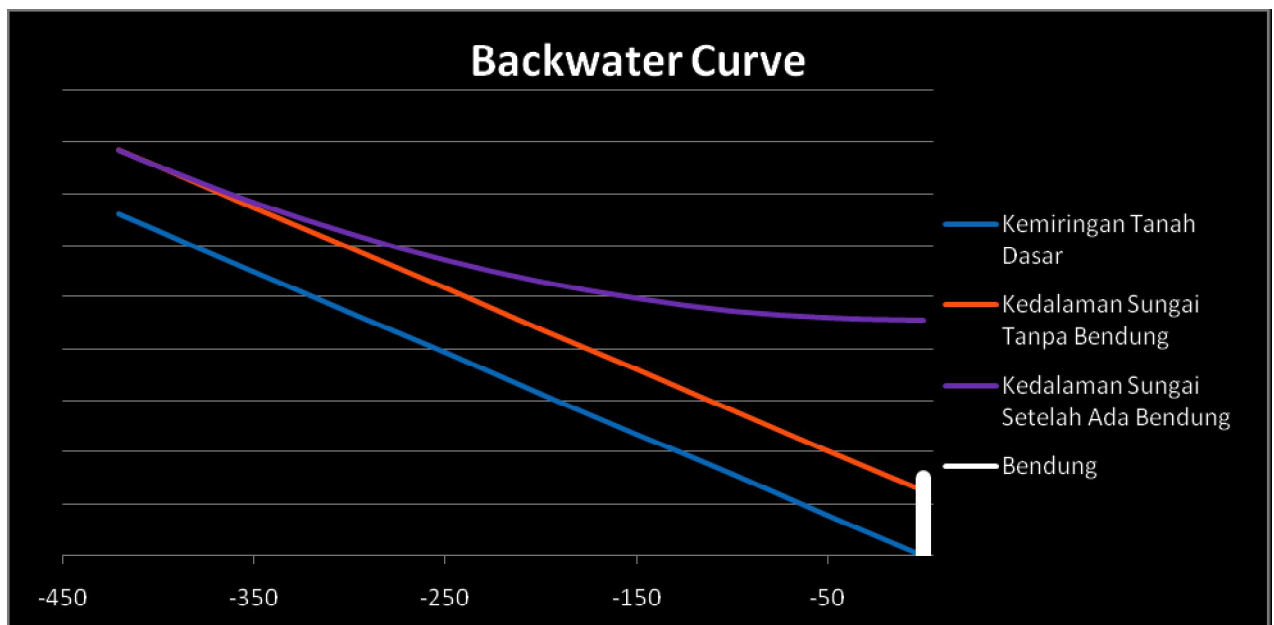
h = 3,30 m

a = 1,25 m

I = 0,015689

Untuk $h/a = 3,30/1,25 = 2,64 \text{ m} > 1$, maka :

— ————— m $\approx 421 \text{ m}$



Gambar 6.1 Backwater Curve

6.8 PERHITUNGAN PINTU PENGAMBILAN

Perencanaan bangunan pengambilan didasarkan pada kebutuhan debit air untuk mengairi areal yang telah direncanakan. Perhitungan debit pengambilan sebagai berikut :

$$Q \text{ rencana} = 1327 \times 1,67 = 2,216 \text{ m}^3/\text{dt} + 0,500 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q \text{ intake} = 1,20 \times 2,716 = 3,259 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Dimensi pintu pengambilan dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = \mu \times b \times a \times \sqrt{2g z}$$

dimana : Q = debit (m^3/dt)

μ = koefisien debit $\approx 0,80$ (pengambilan tenggelam)

a = tinggi bukaan pintu (m)

b = lebar bersih bukaan (m)

g = percepatan gravitasi, $9,8 \text{ m}/\text{dt}^2$

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)

$$V = \mu \sqrt{2g z}$$

Kecepatan pengambilan rencana 1,00 s/d 2,00 m/dt, maka:

$$1,50 = 0,80 \times \sqrt{2 \times 9,8 \times z}$$

$$z = 0,179 \approx 0,20 \text{ m}$$

Tinggi bukaan intake :

$$3,259 = 0,80 \times (2 \times 1,50) \times a \times \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,20}$$

$$a = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bukaan intake} = 2 \times 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bukaan intake} = 0,70 \text{ m}$$

6.9 KANTONG LUMPUR (SANDTRAP)

Kantong lumpur direncanakan pada saluran Induk Sidey.

$$Q \text{ rencana} = 1327 \times 1,67 = 2,216 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q \text{ intake} = 1,20 \times 2,716 = 3,259 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q \text{ rencana} = 2,216 \text{ m}^3/\text{dt}$$

V_n = kecepatan di kantong lumpur, ditetapkan 0,40 m/dt

$$A_n = \frac{Q}{V} = \frac{2,216}{0,40} = 6,790 \text{ m}^2$$

$$Q_n = 2,216 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Diasumsikan bahwa diameter terkecil yang akan diendapkan $90 \mu\text{m}$ atau $0,09 \text{ mm}$ dan dari grafik didapat kecepatan endap $w = 0,007 \text{ m/dt}$

$$LB = \frac{Q}{w} = \frac{388,00}{0,007} = 388,00 \text{ m}^2$$

Direncanakan $L/B > 12 \rightarrow L = 12B$

$$L \times B = 388,00 \rightarrow 12B \times B = 388,00$$

$$B = \sqrt{\frac{388,00}{12}} = 5,686 \text{ m}$$

$$L > 12B \rightarrow L > 12 \times 5,686 = 68,23 \approx 68,50 \text{ m}$$

Kedalaman air normal kantong lumpur, H_n :

$$h_n = \frac{Q}{w} = \frac{388,00}{0,007} = 1,19 \approx 1,20 \text{ m}$$

Penampang Basah :

$$A_n = (b + mh)h$$

$$6,790 = (b + 1,00 \times 1,2) \times 1,2$$

$$6,790 = 1,20 \times b + 1,44$$

$$b = \frac{6,790 - 1,44}{1,20} = 4,46 \text{ m} \approx 4,50 \text{ m}$$

Keliling Basah :

$$P_n = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 4,50 + 2 \times 1,20 \times \sqrt{1 + 1,00^2} = 7,894 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{A_n}{P_n} = \frac{6,790}{7,894} = 0,860 \rightarrow R_n^{2/3} = 0,904 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{Q}{K R_n^{2/3} P_n} = \frac{388,00}{1,49 \times 0,904^{2/3} \times 7,894} = 0,00005435$$

Sebagai asumsi awal dalam menentukan S_s , kecepatan aliran untuk pembilasan diambil $V_s = 1,50 \text{ m/dt}$. Debit untuk pembilasan diambil $Q_s = 1,20 Q_n$

$$Q_s = 1,20 \times 2,716 = 3,259 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$A_s = \frac{Q_s}{V_s} = \frac{3,259}{1,50} = 2,173 \text{ m}^2$$

Lebar dasar : $b = 4,50 \text{ m}$

$$A_s = b \times H_s$$

$$2,173 = 4,50 \times H_s$$

$$h_s = 0,48 \text{ m}$$

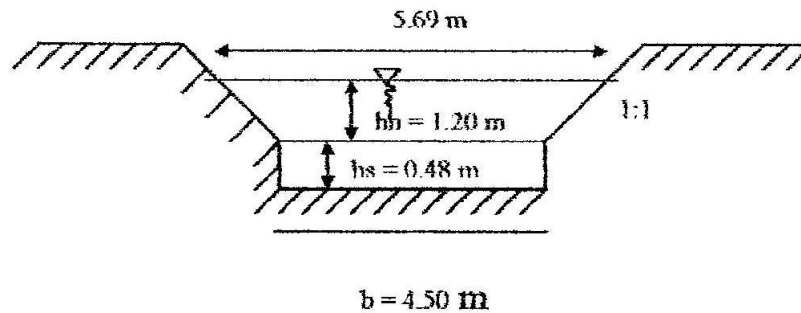
$$R_s = \dots = \dots = 0,436 \rightarrow R_s^{2/3} = 0,575$$

Untuk pembilas koefisien kekasaran stickler ks diambil sama dengan 60

$$S_s = \dots = \dots = 0,00189$$

Agr pembilas dapat dilakukan dengan baik, kecepatan aliran harus dijaga agar tetap subkritis atau $Fr < 1$

$$Fr = \dots = \dots = 0,692$$



Gambar 6.2 Sandtrap

Volume Kantong Lumpur :

$$\begin{aligned} V &= 0,0005 \times Q_n \times T \\ &= 0,0005 \times 2,216 \times 3 \times 24 \times 3600 \\ &= 351,994 \approx 352 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Panjang Kantong Lumpur :

$$\begin{aligned} V &= 0,50 \times b \times L + 0,50 \times (S_s - S_n) \times L^2 \times b \\ 352 &= 0,50 \times 4,50 \times L + 0,50 \times (0,00189 - 0,00005407) \times L^2 \times 4,50 \\ 0,00413 L^2 + 2,25 L - 352 &= 0 \\ L &= 126,89 \text{ m} \approx 127 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi panjang kantong lumpur (*sandtrap*) = 127 m

Dimensi Saluran Pembilas :

Kecepatan pada saluran pembilas 1,50 m/dt untuk membilas sedimen ke sungai

$$n = b/h = 2,50$$

$$A_f = A_s = 2,173$$

$$A_f = (n + m) h^2$$

$$2,173 = (2,5 + 1) h^2$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q}{k}} = 0,788 \approx 0,79 \text{ m}$$

$$b = 2,50 \times h = 2,50 \times 0,79 = 1,975 \approx 2,00 \text{ m}$$

Kemiringan saluran pembilas sungai dapat ditentukan dengan rumus strickler dengan $k = 60$

$$Pf = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 2,00 + 2 \times 0,79 \times \sqrt{1 + 1} = 4,234$$

$$Rf = \frac{Q}{Pf} = \frac{1}{4,234} = 0,513 \rightarrow Rf^{2/3} = 0,641$$

$$Sf = \frac{Q}{k Rf^{2/3}} = \frac{1}{60 \times 0,641} = 0,001521$$

Panjang saluran pembilas $L = 50 \text{ m}$

Bangunan Pembilas Kantong Lumpur :

Lebar pintu pembilas diambil $b = 2 \text{ pintu} \times 1,25 \text{ m}$ dan 1 pilar 1 m

$$b \times H_s = bf \times H_f$$

$$4,50 \times 0,48 = 2,50 \times H_f$$

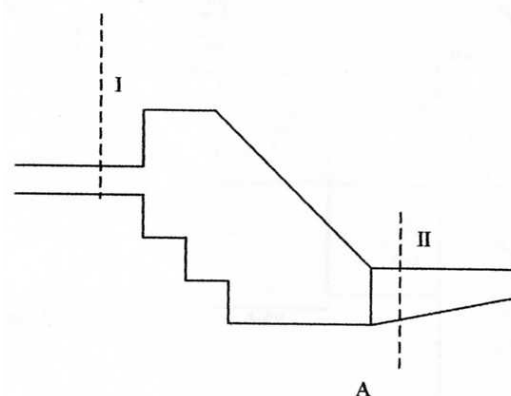
$$H_f = \frac{4,50 \times 0,48}{2,50} = 0,86 \text{ m}$$

Jadi kedalaman tambahan $= 0,86 - 0,48 = 0,38 \text{ m} \approx 0,40 \text{ m}$

Adapun waktu pengurasan sandtrap adalah ketika elevasi muka air di sandtrap berada di atas elevasi muka air di saluran pembuang. Hal ini dikarenakan untuk mencegah masuknya air ke dalam sandtrap.

6.10 STABILITAS STRUKTUR

Untuk penyederhanaan perhitungan-perhitungan, maka dalam peninjauan stabilitas bendung diadakan anggapan sebagai berikut :



1. Peninjauan stabilitas bendung, yang ditinjau adalah potongan yang terlemah, yaitu potongan I - I dan potongan II - II.
2. Titik guling pada peminjaman tersebut adalah titik A.
3. Bagian muka pelimpah akan penuh terisi sedimen berupa lumpur setinggi mercu.
4. Peninjauan stabilitas, ditinjau dalam dua keadaan, yaitu keadaan muka air normal dan keadaan muka air banjir.

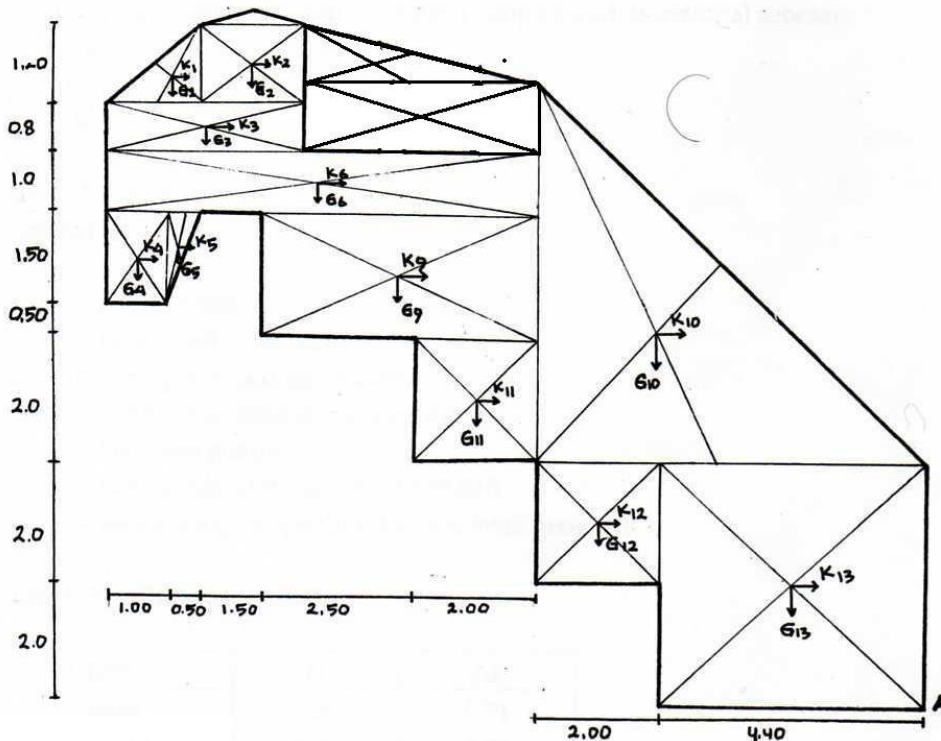
Gaya-gaya yang bekerja dan diperhitungkan dalam peninjauan stabilitas adalah :

1. Gaya akibat berat sendiri bendung.
2. Gaya akibat gempa
3. Gaya akibat hidrostatis
4. Gaya akibat tekanan lumpur
5. Gaya *Uplift Pressure*

6.10.1 Akibat Berat Sendiri Bendung

Berat volume pasangan batu kali = $2,20 \text{ t/m}^3$

Berat volume beton bertulang = $2,40 \text{ t/m}^3$



Gambar 6.3 Berat Sendiri Bendung

No.	Gaya	V (ton)	X (m)	M (ton meter)
1	G1 0,50 x 1,50 x 1,50 x 2,20	2,475	12,90	31,93
2	G2 1,70 x 1,50 x 2,20	5,610	11,55	64,80
3	G3 3,20 x 0,80 x 2,20	5,632	12,30	69,27
4	G4 1,00 x 1,50 x 2,20	3,300	13,40	44,22
5	G5 0,50 x 0,50 x 1,50 x 2,20	0,825	12,73	10,50
6	G6 7,50 x 1,00 x 2,20	16,500	10,15	167,48
7	G7 0,50 x 4,30 x 1,10 x 2,20	5,203	9,27	48,23
8	G8 4,30 x 1,20 x 2,20	11,352	8,55	97,06
9	G9 4,50 x 2,00 x 2,20	19,800	8,65	171,27
10	G10 0,50 x 6,40 x 6,20 x 2,20	43,648	4,27	186,38
11	G11 2,00 x 2,00 x 2,20	8,800	7,40	65,12
12	G12 2,00 x 2,00 x 2,20	8,800	5,40	47,52
13	G13 4,40 x 4,00 x 2,20	38,720	2,20	85,18
Jumlah		170,665		1088,96

Tabel 6.2 Gaya Vertikal

6.10.2 Akibat Gempa

Koefisien gempa = 0,10

Gempa yang diperhitungkan ialah gaya yang ke arah horizontal sebesar :

$$K = E \times G$$

$$E = \text{---}$$

$$ad = n(Ac \times z)^m$$

dimana : K = gaya gempa

G = berat sendiri

ad = percepatan gempa rencana

n, m = percepatan kejut dasar (cm/dt)

E = koefisien gempa

g = percepatan gravitasi, 9,80 m/dt²

z = faktor yang bergantung kepada letak geografis

Jenis	N	M
Batu	2,76	0,71
Diluvium	0,87	1,05
Aluvium	1,56	0,89
Aluvium Lunak	0,29	1,32

Tabel 6.3 Koefisien Jenis Tanah

Periode Ulang	Ac (cm/dt ²)
20	85
100	160
500	225
1000	275

Tabel 6.4 Periode Ulang dan Percepatan Dasar Gempa, Ac

Dari gambar peta daerah-daerah gempa di Irian, diperoleh harga $z = 2,11$

$$ad = 2,76 \times (85 \times 2,11)^{0,71} = 109,91 \text{ m/dt}^2$$

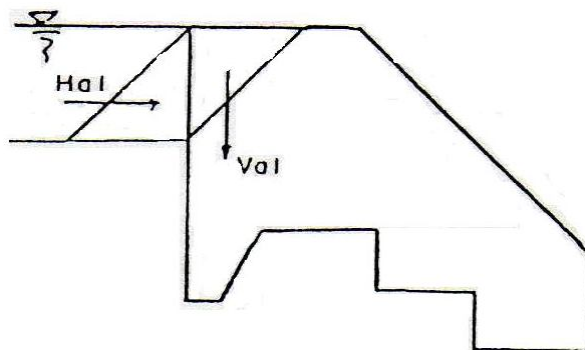
$$E = \frac{1}{10} = 0,112$$

No.	Gaya	H (ton)	Y (m)	M (ton meter)
1	K1 2,475 x 0,112	0,277	10,20	2,83
2	K2 5,610 x 0,112	0,628	10,40	6,53
3	K3 5,632 x 0,112	0,631	9,40	5,93
4	K4 3,300 x 0,112	0,370	7,25	2,68
5	K5 0,825 x 0,112	0,092	7,50	0,69
6	K6 16,500 x 0,112	1,848	8,50	15,71
7	K7 5,203 x 0,112	0,583	10,47	6,10
8	K8 11,352 x 0,112	1,271	9,60	12,21
9	K9 19,800 x 0,112	2,218	7,00	15,52
10	K10 43,648 x 0,112	4,889	6,07	29,67
11	K11 8,800 x 0,112	0,986	5,00	4,93
12	K12 8,800 x 0,112	0,986	3,00	2,96
13	K13 38,720 x 0,112	4,337	2,00	8,67
Jumlah		19,114		114,43

Tabel 6.5 Gaya Horizontal Akibat Gempa

6.10.3 Akibat Gaya Hidrostatik

a. Keadaan Air Normal

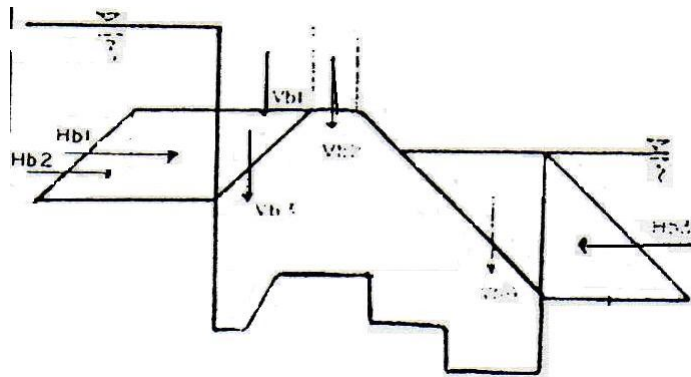


Gambar 6.4 Gaya Hidrostatik Pada Keadaan Air Normal

No.	Gaya		H (ton)	V (ton)	X (m)	Y (m)	Mt (t.m)	Mg (t.m)
1	Vw ₁	0,50x1,50x1,50x1,00		1,125	13,40		15,08	
2	Hw ₁	0,50x1,50x1,50x1,00	1,125			10,30		11,59
Jumlah			1,125	1,125			15,08	11,59

Tabel 6.6 Gaya Hidrostatik pada Keadaan Air Normal

b. Keadaan Air Banjir



Gambar 6.5 Gaya Hidrostatik Pada Keadaan Air Banjir

No.	Gaya		H (ton)	V (ton)	X (m)	Y (m)	Mt (t.m)	Mg (t.m)
1	Hw ₁	0,50 x 1,50 x 1,50 x 1,00	1,125			10,30	-	11,59
2	Hw ₂	3,30 x 1,50 x 1,00	4,95			10,55		52,22
3	Hw ₃	-0,50 x 6,40 x 6,20 x 1,00	-19,84			6,07		-120,43
4	Vw ₁	0,50 x 1,50 x 1,50 x 1,00		1,125	13,40		15,08	
5	Vw ₂	1,50 x 3,30 x 1,00		4,95	13,15		65,09	
6	Vw ₃	1,70 x 3,30 x 1,00		5,61	11,55		64,80	
7	Vw ₄	0,50 x 6,40 x 6,20 x 1,00		19,84	2,13		42,26	
Jumlah			-13,765	31,525			187,22	-56,62

Tabel 6.7 Gaya Hidrostatik pada Keadaan Air Banjir

6.10.4 Akibat Tekanan Lumpur

Apabila bangunan utama sudah berexploitasi, maka akan tertimbun endapandi depan pelimpah. Endapan lumpur ini diperhitungkan setinggi mercu.

Untuk silt, sudut gesernya $\phi = 30^0$

$\gamma =$ berat jenis lumpur = 1,65 t/m³

$Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30^0}{1 + \sin 30^0} = 0,33$

No.	Gaya		H (ton)	V (ton)	X (m)	Y (m)	Mt (t.m)	Mg (t.m)
1	V _{L1}	0,50 x 1,50 x 1,50 x 0,33 x (1,65-1,00)		0,241	12,90		3,11	
2	H _{L2}	0,50 x 1,50 x 1,50 x 0,33 x (1,65-1,00)	0,241			10,30		2,49
Jumlah			0,241	0,241			3,11	2,49

Tabel 6.8 Tekanan Lumpur

6.10.5 Gaya Tekan ke Atas (*Uplift Pressure*)

Bangunan pelimpah mendapat tekanan air bukan hanya pada permukaan luarnya, tetapi juga pada dasarnya pada tubuh bendung itu.

Rumus gaya tekan ke atas adalah :

$$P_x = \frac{\gamma_w}{2} (H_x^2 - L_x^2) \Delta H$$

dimana : P_x = gaya angkat pada titik x, t/m²

H_x = tinggi energi di hulu pelimpah, m

L_x = jarak sepanjang bidang kontak dari muka sampai x, m

L = panjang total bidang kontak pelimpah dan tanah bawah, m

ΔH = beda tinggi energi, m

Dimana L dan L_x adalah jarak relatif yang dihitung menurut cara Lane, bergantung kepada arah bidang tersebut. Bidang yang membentuk sudut 45⁰ atau lebih erhadap bidang horizontal, dianggap vertikal.

a. Keadaan Air Normal

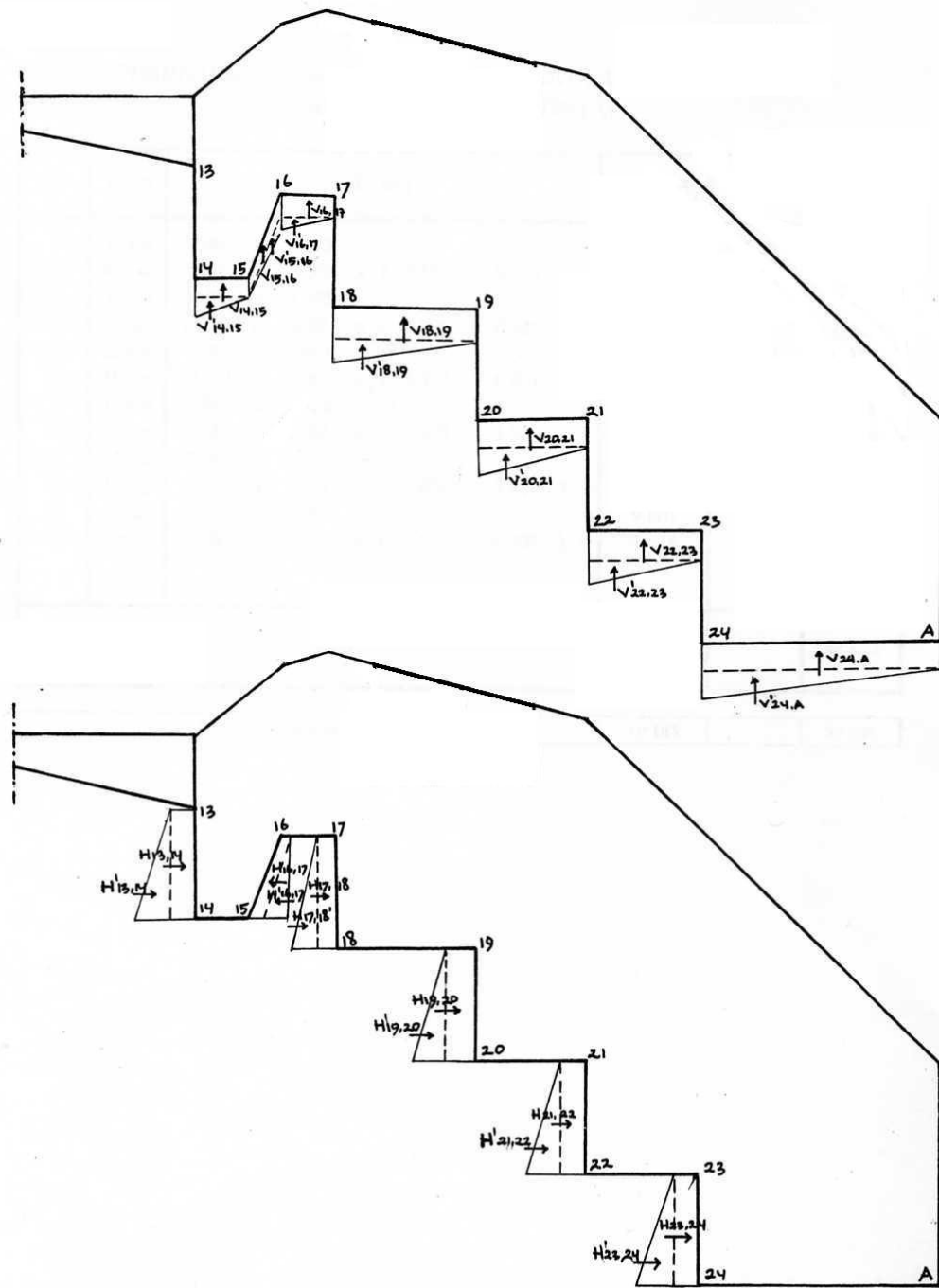
$$\Delta H = 132,5 - 125 = 7,5$$

$$L = 39,26$$

No.	Garis	Panjang Rembesan (m)				Hx	Ux	Px
		Lv	Lh	Lh/3	Lx		$\Delta H * Lx / L$	Hx - Ux
1	1 - 2	2,00			0,00	1,50	0,000	1,500
2	2 - 3		0,50	0,17	2,00	3,50	0,382	3,118
3	3 - 4	1,58			2,17	3,50	0,414	3,086
4	4 - 5		4,50	1,50	3,75	2,00	0,716	1,284
5	5 - 6	0,50			5,25	2,00	1,002	0,998
6	6 - 7		0,50	0,17	5,75	2,50	1,098	1,402
7	7 - 8	0,50			5,91	2,50	1,130	1,370
8	8 - 9		4,50	1,50	6,41	2,00	1,225	0,775
9	9 - 10	0,50			7,91	2,00	1,512	0,488
10	10 - 11		0,50	0,17	8,41	2,50	1,607	0,893
11	11 - 12	0,50			8,58	2,50	1,639	0,861
12	12 - 13		4,60	1,53	9,08	2,00	1,735	0,265
13	13 - 14	2,00			10,61	2,80	2,028	0,772
14	14 - 15		1,00	0,33	12,61	4,80	2,410	2,390
15	15 - 16	1,58			12,95	4,80	2,473	2,327
16	16 - 17		1,00	0,33	14,53	3,30	2,775	0,525
17	17 - 18	2,00			14,86	3,30	2,839	0,461
18	18 - 19		2,50	0,83	16,86	5,30	3,221	2,079
19	19 - 20	2,00			17,69	5,30	3,380	1,920
20	20 - 21		2,00	0,67	19,69	7,30	3,762	3,538
21	21 - 22	2,00			20,36	7,30	3,889	3,411

22					22,36	9,30	4,272	5,028
	22 - 23		2,00	0,67				
23					23,03	9,30	4,399	4,901
	23 - 24	2,00						
24					25,03	11,30	4,781	6,519
	24 - A		4,40	1,47				
A					26,49	11,30	5,061	6,239
	A - 25	1,86						
25					28,35	9,80	5,416	4,384
	25 - 26		4,00	1,33				
26					29,69	9,80	5,671	4,129
	26 - 27	2,24						
27					31,93	11,80	6,099	5,701
	27 - 28		1,00	0,33				
28					32,26	11,80	6,163	5,637
	28 - 29	7,00						
29					39,26	4,80	7,500	-2,700
Jumlah		28,26	33,00	11,00				

Tabel 6.9 Perhitungan Uplift Pada Saat Muka Air Normal



Gambar 6.6 Sketsa Gaya Uplift Pada Muka Air Normal

No.	Gaya		V (ton)	Y (m)	Mg (t.m)
1	$V_{14,15}$	1,00 x 2,326	2,326	13,40	31,168
2	$V_{14,15'}$	0,50 x 1,00 x (2,390 - 2,326)	0,032	13,57	0,434
3	$V_{16,17}$	1,00 x 0,461	0,461	11,65	5,371
4	$V_{16,17'}$	0,50 x 1,00 x (0,525 - 0,461)	0,032	11,90	0,381
5	$V_{18,19}$	2,50 x 1,920	4,800	9,65	46,320
6	$V_{18,19'}$	0,50 x 2,50 x (2,079 - 1,920)	0,199	10,07	2,001
7	$V_{20,21}$	2,00 x 3,410	6,820	7,40	50,468
8	$V_{20,21'}$	0,50 x 2,00 x (3,537 - 3,410)	0,127	7,73	0,982
9	$V_{22,23}$	2,00 x 4,901	9,802	5,40	52,931
10	$V_{22,23'}$	0,50 x 2,00 x (5,028 - 4,901)	0,127	5,73	0,728
11	$V_{24,A}$	4,40 x 6,238	27,447	2,20	60,384
12	$V_{24,A'}$	0,50 x 4,40 x (6,519 - 6,238)	0,618	2,93	1,811
Jumlah			52,791		252,979
(2/3) x Jumlah Gaya			35,194		168,653

Tabel 6.10 Perhitungan Gaya Uplift Pada Saat Muka Air Normal

Akibat Gaya Vertikal

No.	Gaya		H (ton)	Y (m)	Mg (t.m)
1	$H_{13,14}$	2,00 x 0,772	1,544	7,50	11,580
2	$H_{13,14'}$	0,50 x 2,00 x (2,390 - 0,772)	1,618	7,17	11,601
3	$H_{15,16}$	-1,58 x 0,525	-0,830	7,25	-6,014
4	$H_{15,16'}$	-0,50 x 1,58 x (2,326 - 0,525)	-1,423	7,00	-9,960
5	$H_{17,18}$	2,00 x 0,461	0,922	7,00	6,454
6	$H_{17,18'}$	0,50 x 2,00 x (2,079 - 0,461)	1,618	6,67	10,792
7	$H_{19,20}$	2,00 x 1,920	3,840	5,00	19,200
8	$H_{19,20'}$	0,50 x 2,00 x (3,537 - 1,920)	1,617	4,67	7,551
9	$H_{21,22}$	2,00 x 3,410	6,820	3,00	20,460
10	$H_{21,22'}$	0,50 x 2,00 x (5,028 - 3,410)	1,618	2,67	4,320
11	$H_{23,24}$	2,00 x 4,901	9,802	1,00	9,802
12	$H_{23,24'}$	0,50 x 2,00 x (6,519 - 4,901)	1,618	0,67	1,084
Jumlah			28,765		86,871
(2/3) x Jumlah Gaya			19,176		57,914

Tabel 6.11 Perhitungan Gaya Uplift Pada Saat Muka Air Normal

Akibat Gaya Horizontal

Total momen = 168,653 + 57,914 = 226,567 t.m

b. Keadaan Air Banjir

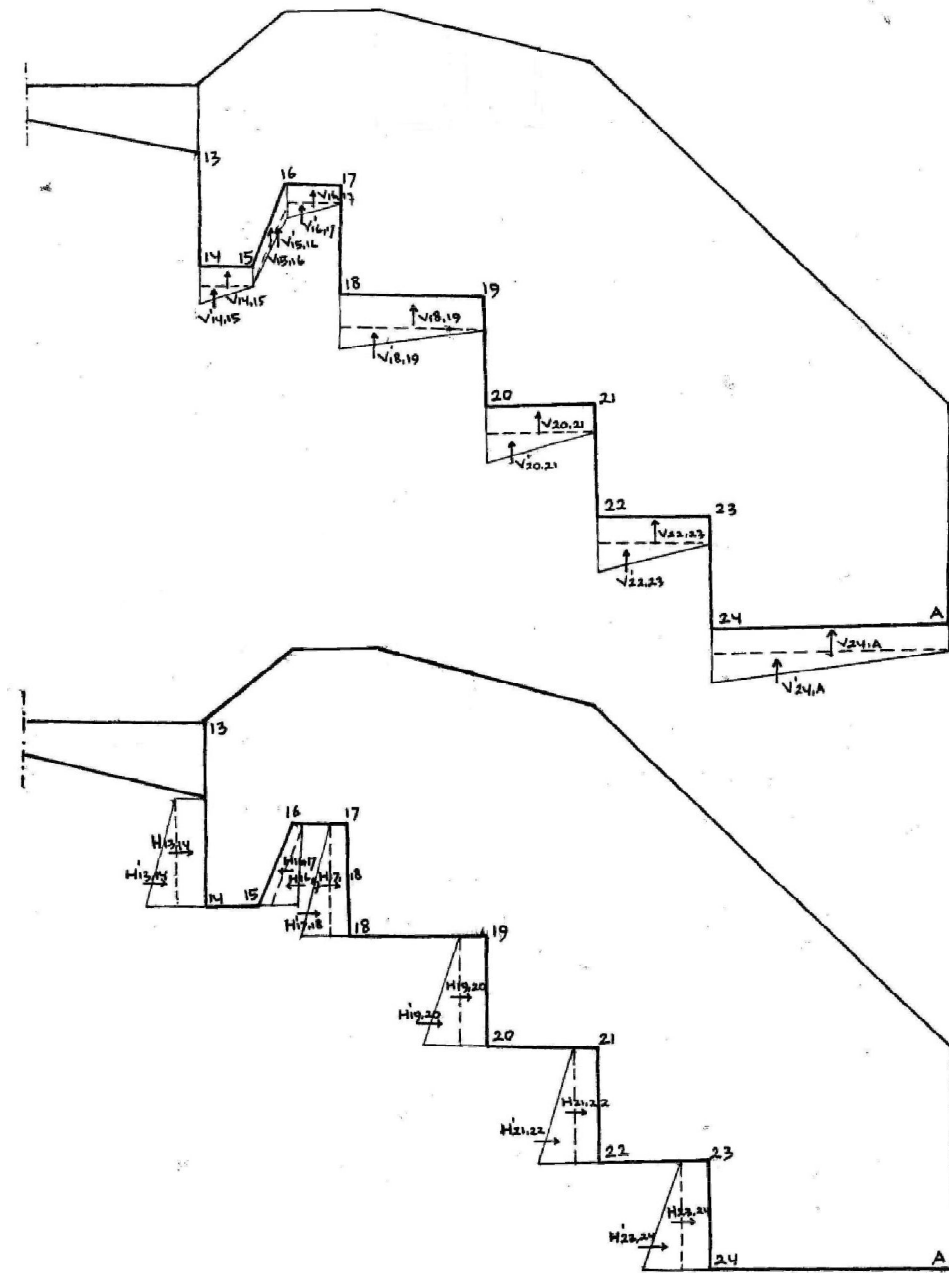
$$\Delta H = 135,8 - 131,25 = 4,55$$

$$L = 39,26$$

No.	Garis	Panjang Rembesan (m)				Hx	Ux	Px
		Lv	Lh	Lh/3	Lx		$\Delta H * Lx / L$	Hx - Ux
1					0,00	4,84	0,000	4,840
2	1 - 2	2,00			2,00	6,84	0,232	6,608
3	2 - 3		0,50	0,17	2,17	6,84	0,251	6,589
4	3 - 4	1,58			3,75	5,34	0,434	4,906
5	4 - 5		4,50	1,50	5,25	5,34	0,608	4,732
6	5 - 6	0,50			5,75	5,84	0,666	5,174
7	6 - 7		0,50	0,17	5,91	5,84	0,685	5,155
8	7 - 8	0,50			6,41	5,34	0,743	4,597
9	8 - 9		4,50	1,50	7,91	5,34	0,917	4,423
10	9 - 10	0,50			8,41	5,84	0,975	4,865
11	10 - 11		0,50	0,17	8,58	5,84	0,994	4,846
12	11 - 12	0,50			9,08	5,34	1,052	4,288
13	12 - 13		4,60	1,53	10,61	6,14	1,230	4,910
14	13 - 14	2,00			12,61	8,14	1,462	6,678
15	14 - 15		1,00	0,33	12,95	8,14	1,500	6,640
16	15 - 16	1,58			14,53	6,64	1,684	4,956
17	16 - 17		1,00	0,33	14,86	6,64	1,722	4,918
18	17 - 18	2,00			16,86	8,64	1,954	6,686
19	18 - 19		2,50	0,83	17,69	8,64	2,051	6,589
20	19 - 20	2,00			19,69	10,64	2,282	8,358
21	20 - 21		2,00	0,67	20,36	10,64	2,360	8,280
21	21 - 22	2,00						

22					22,36	12,64	2,591	10,049
	22 - 23		2,00	0,67				
23					23,03	12,64	2,669	9,971
	23 - 24	2,00						
24					25,03	14,64	2,900	11,740
	24 - A		4,40	1,47				
A					26,49	14,64	3,070	11,570
	A - 25	1,86						
25					28,35	13,20	3,286	9,914
	25 - 26		4,00	1,33				
26					29,69	13,14	3,441	9,699
	26 - 27	2,24						
27					31,93	15,14	3,700	11,440
	27 - 28		1,00	0,33				
28					32,26	15,14	3,739	11,401
	28 - 29	7,00						
29					39,26	8,14	4,550	3,590
Jumlah		28,26	33,00	11,00				

Tabel 6.12 Perhitungan Uplift Pada Saat Muka Air Banjir



Gambar 6.7 Sketsa Gaya Uplift Pada Muka Air Banjir

No.	Gaya		V (ton)	Y (m)	Mg (t.m)
1	V _{14,15}	1,00 x 6,626	6,626	13,40	88,788
2	V _{14,15'}	0,50 x 1,00 x (6,665 - 6,626)	0,019	13,57	0,265
3	V _{16,17}	1,00 x 4,902	4,902	11,65	57,108
4	V _{16,17'}	0,50 x 1,00 x (4,941 - 4,902)	0,019	11,90	0,232
5	V _{18,19}	2,50 x 6,571	16,428	9,65	158,525
6	V _{18,19'}	0,50 x 2,50 x (6,669 - 6,571)	0,123	10,07	1,234
7	V _{20,21}	2,00 x 8,259	16,518	7,40	122,233
8	V _{20,21'}	0,50 x 2,00 x (8,337 - 8,259)	0,078	7,73	0,603
9	V _{22,23}	2,00 x 9,948	19,896	5,40	107,438
10	V _{22,23'}	0,50 x 2,00 x (10,026 - 9,948)	0,078	5,73	0,447
11	V _{24,A}	4,40 x 11,542	50,785	2,20	111,727
12	V _{24,A'}	0,50 x 4,40 x (11,714 - 11,542)	0,378	2,93	1,109
Jumlah			115,850		649,709
(2/3) x Jumlah Gaya			77,233		433,139

Tabel 6.13 Perhitungan Gaya Uplift Pada Saat Muka Air Banjir
Akibat Gaya Vertikal

No.	Gaya		H (ton)	Y (m)	Mg (t.m)
1	H _{13,14}	2,00 x 4,899	9,798	7,50	73,485
2	H _{13,14'}	0,50 x 2,00 x (6,665 - 4,899)	1,766	7,17	12,662
3	H _{15,16}	-1,58 x 4,941	-7,807	7,25	-56,599
4	H _{15,16'}	-0,50 x 1,58 x (6,626 - 4,941)	-1,331	7,00	-9,318
5	H _{17,18}	2,00 x 4,902	9,804	7,00	68,628
6	H _{17,18'}	0,50 x 2,00 x (6,669 - 4,902)	1,767	6,67	11,786
7	H _{19,20}	2,00 x 6,571	13,142	5,00	65,710
8	H _{19,20'}	0,50 x 2,00 x (8,337 - 6,571)	1,766	4,67	8,247
9	H _{21,22}	2,00 x 8,259	16,518	3,00	49,554
10	H _{21,22'}	0,50 x 2,00 x (10,026 - 8,259)	1,767	2,67	4,718
11	H _{23,24}	2,00 x 9,948	19,896	1,00	19,896
12	H _{23,24'}	0,50 x 2,00 x (11,714 - 9,948)	1,766	0,67	1,183
Jumlah			68,852		249,952
(2/3) x Jumlah Gaya			45,901		166,635

Tabel 6.14 Perhitungan Gaya Uplift Pada Saat Muka Air Banjir
Akibat Gaya Horizontal

Total momen = 433,139 + 166,635 = 599,774 t.m

6.10.6 Rekapitulasi Gaya-Gaya yang Bekerja

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, lebih lanjut besarnya gaya yang bekerja baik pada kondisi muka air normal dan muka air banjir dapat disusun dalam bentuk rekapitulasi di bawah ini :

No.	Gaya	V (ton)	H (ton)	Mt (t.m)	Mg (t.m)
1	Uplift Pressure	-35,194	19,176	0,000	226,567
2	Berat Sendiri	170,665	0,000	1088,956	0,000
3	Gempa	0,000	19,114	0,000	114,434
4	Hidrostatik	1,125	1,125	15,075	11,588
5	Lumpur	0,241	0,241	3,113	2,486
Jumlah Dengan Gempa		136,837	39,657	1107,144	355,074
Jumlah Tanpa Gempa		136,837	20,543	1107,144	240,640

Tabel 6.15 Rekapitulasi Gaya pada Kondisi Muka Air Normal

No.	Gaya	V (ton)	H (ton)	Mt (t.m)	Mg (t.m)
1	Uplift Pressure	-77,233	45,901	0,000	599,774
2	Berat Sendiri	170,665	0,000	1088,956	0,000
3	Gempa	0,000	19,114	0,000	114,434
4	Hidrostatik	31,525	-13,765	187,222	-56,619
5	Lumpur	0,241	0,241	3,113	2,486
Jumlah Dengan Gempa		125,198	51,492	1279,291	660,075
Jumlah Tanpa Gempa		125,198	32,378	1279,291	545,641

Tabel 6.16 Rekapitulasi Gaya pada Kondisi Muka Air Banjir

6.10.7 Kontrol Stabilitas Bendung

Kontrol stabilitas pelimpah akan ditinjau dalam 2 (dua) kondisi, yaitu pada saat muka air normal dan muka air banjir.

Stabilitas pelimpah akan dikontrol dalam 5 (lima) aspek terkait, baik dengan pengaruh gempa maupun tanpa gempa, yang terdiri dari :

6.10.7.1 Kontrol terhadap guling

Kontrol stabilitas terhadap guling ditinjau berdasarkan angka keamanan, $SF > 1,50$

$$= \frac{\sum}{\sum}$$

a. Kondisi muka air normal

- Dengan gempa : $= \frac{1107,144}{311,9} = 3,119 > 1,50 \rightarrow \text{Ok!}$
- Tanpa gempa : $= \frac{1107,144}{240,640} = 4,602 > 1,50 \rightarrow \text{Ok!}$

b. Kondisi muka air banjir

- Dengan gempa : $= \frac{1,938}{1,50} = 1,938 > 1,50 \rightarrow \text{Ok!}$
- Tanpa gempa : $= \frac{2,345}{1,50} = 2,345 > 1,50 \rightarrow \text{Ok!}$

6.10.7.2 Kontrol terhadap eksentrisitas

Panjang telapak pondasi dari pelimpah adalah $B = 13,40 \text{ m}$

$$= - - < B/6$$

$$= \frac{\sum - \sum}{\sum}$$

a. Kondisi muka air normal

- Dengan gempa : $= \frac{5,496}{13,40} = 5,496$
 $= - \times 13,40 - 5,496 = 1,204 < \frac{13,40}{6} = 2,233 \rightarrow \text{Ok!}$
- Tanpa gempa : $= \frac{6,332}{13,40} = 6,332$
 $= - \times 13,40 - 6,332 = 0,368 < \frac{13,40}{6} = 2,233 \rightarrow \text{Ok!}$

b. Kondisi muka air banjir

- Dengan gempa : $= \frac{4,946}{13,40} = 4,946$
 $= - \times 13,40 - 4,946 = 1,754 < \frac{13,40}{6} = 2,233 \rightarrow \text{Ok!}$
- Tanpa gempa : $= \frac{5,860}{13,40} = 5,860$
 $= - \times 13,40 - 5,860 = 0,84 < \frac{13,40}{6} = 2,233 \rightarrow \text{Ok!}$

6.10.7.3 Kontrol terhadap daya dukung tanah

Berdasarkan hasil studi dan kajian kondisi mekanika tanah, daya dukung tanah yang diijinkan untuk lokasi bangunan adalah sebesar $50,00 \text{ t/m}^2$.

Rumus daya dukung tanah di bawah tubuh pelimpah adalah :

$$= \frac{\sum}{\sum} 1,0 \pm \frac{\sum}{\sum}$$

a. Kondisi muka air normal

- Dengan gempa : $= \frac{15,72}{50,00} 1,0 + \frac{4,71}{50,00} = 15,72 \text{ t/m}^2 < 50,00 \rightarrow \text{Ok!}$
 $= \frac{4,71}{50,00} 1,0 - \frac{15,72}{50,00} = 4,71 \text{ t/m}^2 < 50,00 \rightarrow \text{Ok!}$
- Tanpa gempa : $= \frac{11,89}{50,00} 1,0 + \frac{8,53}{50,00} = 11,89 \text{ t/m}^2 < 50,00 \rightarrow \text{Ok!}$
 $= \frac{8,53}{50,00} 1,0 - \frac{11,89}{50,00} = 8,53 \text{ t/m}^2 < 50,00 \rightarrow \text{Ok!}$

b. Kondisi muka air banjir

- Dengan gempa : $= \frac{1,0}{1,0} + \frac{0,68}{1,0} = 16,68 \text{ t/m}^2 < 50,00 \rightarrow \text{Ok!}$
 $= \frac{1,0}{1,0} - \frac{0,68}{1,0} = 2,01 \text{ t/m}^2 < 50,00 \rightarrow \text{Ok!}$
- Tanpa gempa : $= \frac{1,0}{1,0} + \frac{1,86}{1,0} = 12,86 \text{ t/m}^2 < 50,00 \rightarrow \text{Ok!}$
 $= \frac{1,0}{1,0} - \frac{1,86}{1,0} = 5,83 \text{ t/m}^2 < 50,00 \rightarrow \text{Ok!}$

6.10.7.4 Kontrol terhadap geser

Kontrol terhadap geser diperhitungkan berdasarkan harga koefisien geser yang ditetapkan dengan persamaan :

$$= \frac{\Sigma}{\Sigma} > 1,25$$

dimana : f = koefisien gesekan ; 0,75

c = satuan kekuatan geser bahan ; 0,11 ton/m²

a. Kondisi muka air normal

- Dengan gempa : $= \frac{2,625}{1,25} = 2,625 > 1,25 \rightarrow \text{Ok!}$
- Tanpa gempa : $= \frac{5,067}{1,25} = 5,067 > 1,25 \rightarrow \text{Ok!}$

b. Kondisi muka air banjir

- Dengan gempa : $= \frac{1,852}{1,25} = 1,852 > 1,25 \rightarrow \text{Ok!}$
- Tanpa gempa : $= \frac{2,946}{1,25} = 2,946 > 1,25 \rightarrow \text{Ok!}$

6.10.7.5 Kontrol terhadap erosi bawah tanah (pipung)

Untuk mencegah pecahnya bagian hilir bangunan, maka harga keamanan terhadap erosi tanah diambil sekurang-kurangnya 2,00.

Faktor keamanan terhadap erosi dapat dihitung dengan rumus :

$$= \frac{1 + \dots}{h}$$

dimana : S = faktor keamanan ; 2,00

s = kedalaman tanah ; 7,00 m

a = tebal lapisan pelindung ; 2,50 m

h_s = tekanan air pada kedalaman titik 28 ; 3,772 t/m

$$= \frac{1 + \dots}{h} = 2,216 > 2,00 \rightarrow \text{Ok!}$$