

BAB V

PERENCANAAN KONSTRUKSI

5.1 Tinjauan Umum

Embung Kali Silandak berfungsi sebagai bangunan pengendali banjir pada DAS kali Silandak. Dalam perencanaan ini dibatasi pada perencanaan tubuh embung, analisis stabilitas, dan bangunan pelengkap, yang meliputi bangunan pelimpah dan bangunan pengelak.

5.2 Dimensi Embung

Perhitungan dimensi embung meliputi penentuan kemiringan lereng, tinggi, panjang, dan lebar puncak embung.

5.2.1 Kemiringan Lereng (*Slope Gradient*)

Kemiringan lereng ditentukan sedemikian rupa agar stabil terhadap longsoran. Karena tubuh embung direncanakan menggunakan urugan homogen maka diperoleh kemiringan lereng (vertikal : horizontal) sebelah hulu 1:3 dan sebelah hilir 1: 2,25. (Tabel 2.27).

5.2.2 Tinggi Puncak Embung

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

5.2.2.1 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 :

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

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

dimana :

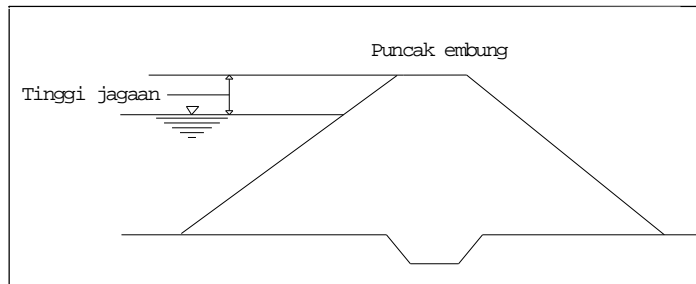
H_f = tinggi jagaan (m)

Δh = yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal (m)

LAPORAN TUGAS AKHIR

Perencanaan Teknis Embung Silandak Sebagai Pengendali Banjir Kali Silandak
Semarang – Jawa Tengah

- h_w = tinggi ombak akibat kenaikan (m)
 h_e = tinggi jagaan ombak akibat gempa (m)
 h_a = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air, apabila terjadi kemacetan pada pintu bangunan pelimpah (m)
 h_i = tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat urgensi embung (m)



Gambar 5.1 Tinggi Jagaan (*free board*)

5.2.2.2 Tinggi kenaikan permukaan air yang disebabkan oleh banjir abnormal

(Δh) dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :

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

di mana :

Q_0 = debit banjir rencana (m^3/det)

Q = kapasitas rencana (m^3/det)

α = 0,2 untuk bangunan pelimpah terbuka

α = 1,0 untuk bangunan pelimpah tertutup

h = kedalaman pelimpah rencana (m)

A = luas permukaan air pada elevasi banjir rencana (km^2)

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

Untuk perhitungan digunakan data-data sebagai berikut :

Q_0 = 30,87 $m^3/detik$

Q = 26,47 $m^3/detik$

h = 1,00 m

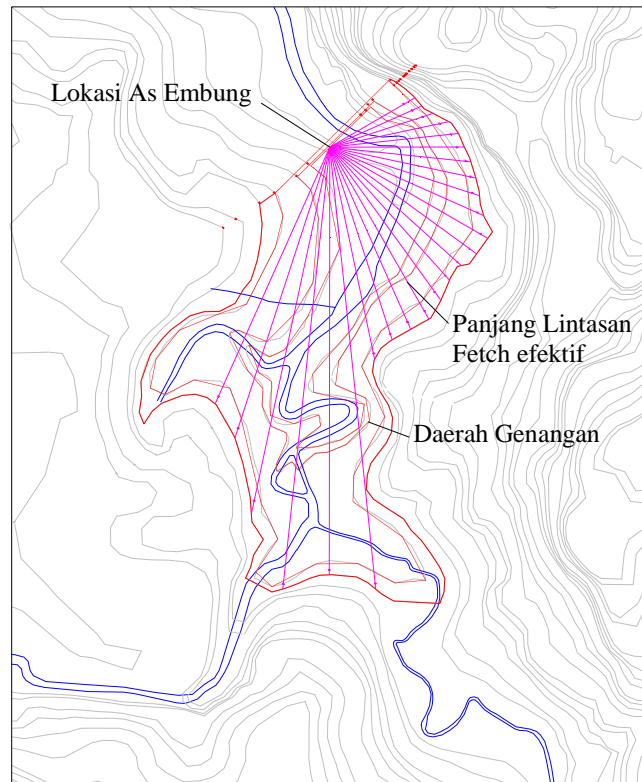
A = 18.236,0664 $m^2 = 0,0182 km^2$

$$\Delta h = \frac{2}{3} \times \frac{0,2 \times 30,87}{26,47} \times \frac{1,00}{1 + \frac{0,0182 \times 1,00}{26,47}}$$

$$\Delta h = 0,155 \text{ m}$$

5.2.3 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 embung. Panjang lintasan ombak yang dipakai adalah Fetch efektif sebesar 88,567 m (Gambar 5.2.). Sedangkan kecepatan angin di atas permukaan air embung diambil dari data di stasiun BMG Semarang yaitu 20 m/det. 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 0,077 m .



Gambar 5.2 Panjang Lintasan Ombak Efektif

Perhitungan fetch efektif rata-rata digunakan persamaan berikut
(Bambang Triatmojo, 1996) :

$$F_{eff} = \frac{\sum X_i \cdot \cos \alpha}{\sum \cos \alpha}$$

dimana :

F_{eff} = fetch rerata efektif

X_i = panjang fetch yang diukur dari titik observasi gelombang ke ujung akhir fetch

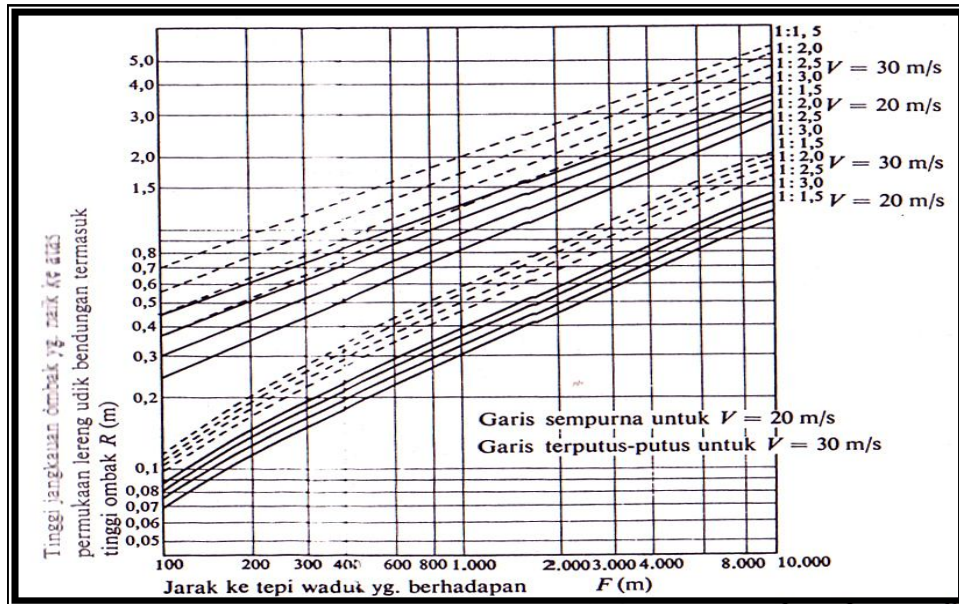
α = deviasi pada kedua sisi dari arah angin, dengan menggunakan pertambahan 6^0 sampai sudut sebesar 72^0 pada kedua sisi dari arah angin.

Tabel 5.1 Perhitungan Fetch efektif

α (°)	Cos α	X (m)	X cos α
72	0,309	42,0	12,979
66	0,407	43,0	17,490
60	0,500	46,5	23,250
54	0,588	52,0	30,563
48	0,669	55,5	37,137
42	0,743	57,5	42,731
36	0,809	60,5	48,946
30	0,866	64,0	55,426
24	0,914	67,5	61,664
18	0,951	72,0	68,476
12	0,978	78,0	76,296
6	0,995	77,5	77,075
0	1,000	75,5	75,500
6	0,995	76,5	76,081
12	0,978	80,5	78,741
18	0,951	84,5	80,364
24	0,914	85,0	77,651
30	0,866	86,5	74,911
36	0,809	92,5	74,834
42	0,743	189,5	140,826
48	0,669	182,5	122,116
54	0,588	189,5	111,379
60	0,500	160,0	80,000
66	0,407	130,5	53,079
72	0,309	120,0	37,082
	18,456		1634,597

(Sumber : Hasil Perhitungan)

$$F_{eff} = \frac{\sum X_i \cdot \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} = \frac{1634,597}{18,456} = 88,567m$$



Gambar 5.3 Grafik perhitungan metode SMB (Suyono Sosrodarsono, 1989)

5.2.4 Tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa (h_e)

Digunakan data-data pada Tabel berikut :

Tabel 5.2 Koefisien gempa (DHV Consultant, 1991)

Zone	Koefisien (Z)	Keterangan
A	1,90-2,00	
B	1,60-1,90	
C	1,20-1,60	
D	0,80-1,20	
E	0,40-0,80	Semarang
F	0,20-0,40	

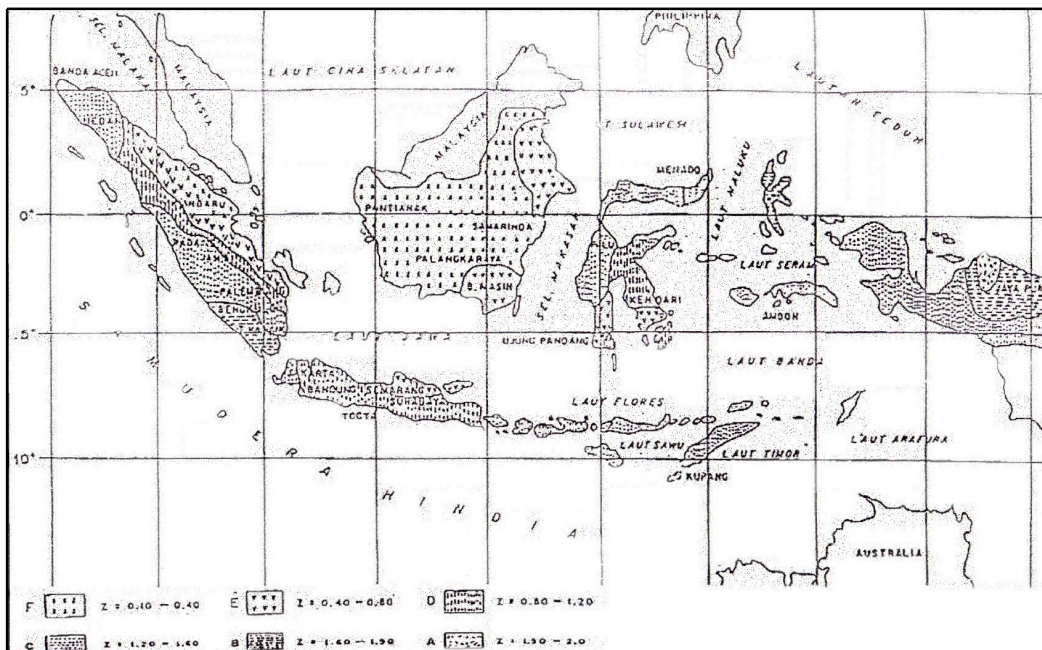
Tabel 5.3 Faktor koreksi (DHV Consultant, 1991)

Tipe Batuan	Faktor (V)
Rock Foundation	0,9
Diluvium (Rock Fill Dam)	1,0
Aluvium	1,1
Soft Aluvium	1,2

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel 5.4 Percepatan dasar gempa (DHV Consultant, 1991)

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



Gambar 5.4 Pembagian zone gempa di Indonesia

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

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien gempa (z)} &= 0,80 \\
 \text{Percepatan dasar gempa (A}_c\text{)} &= 322,35 \text{ cm}/\text{dt}^2 \\
 \text{Faktor koreksi (V)} &= 1 \\
 \text{Percepatan grafitasi (g)} &= 980 \text{ cm}/\text{dt}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan intensitas seismis horizontal dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

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

$$e = 0,80 \times 322,35 \times \left(\frac{1}{980} \right)$$

$$e = 0,263$$

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

τ = Siklus seismis (1 detik)

h_0 = Kedalaman air di dalam embung

= elv.HWL – elv.dasar kolam

= +29,35 - (+19,53)

= + 9,82 (MSL)

= $\frac{0,263 \times 1}{3,14} \sqrt{9,8 \times 9,82} = 0,82 \text{ m}$

Jadi tinggi puncak ombak di atas permukaan air rata-rata $\frac{h_e}{2} = 0,41 \text{ m}$.

5.2.5 Kenaikan permukaan air embung yang disebabkan oleh ketidaknormalan operasi pintu bangunan (h_a)

Karena Embung Kali Silandak ini direncanakan dengan pelimpah tanpa pintu (*overflow spillway*), maka kenaikan air akibat kemacetan pintu pelimpah sama dengan nol. Maka h_a diambil = 0,5 m (Suyono Sosrodarsono, 1989).

5.2.6 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 $h_i = 1 \text{ m}$.

Berdasarkan data perhitungan tersebut di atas di mana :

$$\begin{aligned}\Delta h &= 0,155 \text{ m} \\ h_w &= 0,077 \text{ m} \\ \frac{h_e}{2} &= 0,41 \text{ m} \\ h_a &= 0,5 \text{ m} \\ h_i &= 1 \text{ m}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}H_f &= 0,155 + 0,077 + 0,5 + 1 \\ &= 1,732 \text{ m} \\ H_f &= 0,155 + 0,41 + 0,5 + 1 \\ &= 2,065 \text{ m} \\ H_f &= 0,077 + 0,41 + 0,5 + 1 \\ &= 1,987 \text{ m}\end{aligned}$$

Dari ketiga alternatif tinggi jagaan tersebut diambil tinggi jagaan 2,10 m.

5.3 Tinggi Embung

Besarnya tinggi tubuh embung sangat dipengaruhi oleh besarnya masing-masing tampungan yang ada. Tampungan tersebut adalah :

- Tampungan mati (*dead storage*) merupakan tampungan untuk sedimen yang diendapkan selama usia guna embung.

Diketahui :

$$\text{Volume flood storage} = 49.760 \text{ m}^3.$$

$$\text{Volume dead storage} = 5\% \times 49.760 \text{ m}^3 = 2.488 \text{ m}^3.$$

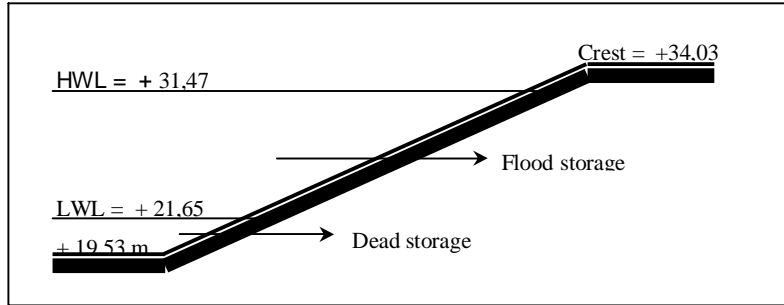
Sehingga *top elevation* yang disediakan untuk *dead storage* pada elevasi +21,65 m dpl atau tinggi *dead storage* = 2,12 m.

- Tampungan banjir (*flood storage*) merupakan tampungan debit banjir dan tinggi jagaan.

Dari hasil *flood routing* didapat elevasi muka air banjir (MAB) +29,35 m dpl.

$$\begin{aligned}\text{Maka tinggi embung H} &= \text{Elv. (MAB)} - \text{Elv. dasar kolam} + \text{tinggi jagaan} + \\ &\quad \text{tinggi dead storage} \\ &= (+29,35) - (+19,53) + (2,10) + (2,12) \\ &= 14,04 \text{ m} \approx 14,5 \text{ m}\end{aligned}$$

Elevasi puncak mercu embung = $(+19,53) + 14,5 = (+34,03)$ m dpl.



Gambar 5.5 Tinggi Tampungan Embung Kali Silandak

5.4 Lebar Mercu Embung

Lebar mercu embung yang memadai diperlukan agar mercu embung dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian mercu tubuh embung yang bersangkutan. Disamping itu, pada penentuan lebar mercu perlu diperhatikan kegunaannya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan.

Untuk memperoleh lebar minimum mercu embung, dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut ;

$$B = 3,60 (H)^{1/3} - 3,00$$

dimana :

$$B = \text{Lebar puncak embung (m).}$$

$$H = \text{Tinggi embung (= 14,5 m).}$$

$$\begin{aligned} B &= 3,60 (H)^{1/3} - 3,00 \\ &= 3,60 \times 14,5^{1/3} - 3,00 = 5,78 \text{ m} \sim 6,00 \text{ meter} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan rumus tersebut di atas, direncanakan lebar mercu embung $B = 6,00$ m (berfungsi sebagai jalan inpeksi).

5.5 Panjang Dasar Embung

Panjang tubuh mercu embung yang dimaksud adalah seluruh panjang mercu embung yang membentang dari ujung kiri sampai dengan ujung kanan tebing termasuk dengan galian yang masuk ke masing-masing ujung tebing, dan apabila bangunan pelimpah ataupun penyadap terdapat pada bagian dari mercu embung maka lebar bangunan-bangunan tersebut juga diperhitungkan sebagai panjang embung sehingga panjang mercu utama 98,00 meter.

5.6 Penimbunan ekstra

Penimbunan ekstra pada tubuh embung dimaksudkan untuk mengimbangi penurunan mercu embung yang disebabkan oleh adanya proses konsolidasi.

Sesudah tubuh embung dibangun maka proses konsolidasi ini masih terus berlangsung untuk beberapa waktu lamanya. Penimbunan ekstra dimaksudkan agar sesudah proses konsolidasi tersebut selesai, maka elevasi puncak/mercu embung diharapkan dapat mencapai elevasi sesuai rencana (Elevasi rencana). Penurunan tubuh embung yang disebabkan oleh proses konsolidasi didalam tubuh embung tersebut, biasanya berkisar antara 0,20 sampai 0,40 % dari tinggi embung. Penimbunan ekstra telah diperhitungkan dalam perhitungan tinggi jagaan (*Free board*).

5.7 Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Pada embung tipe urugan tidak diperbolehkan terjadi limpasan air (*over topping*) pada saat terjadi debit banjir. Kelebihan debit pada saat banjir terjadi, harus dibuang melalui pelimpah. Pelimpah banjir pada Embung Kali Silandak direncanakan dengan Pelimpah Ogee Tipe Terbuka Tanpa Pintu (*overflow spillway*).

Secara umum pelimpah jenis ini terdiri dari empat bagian, yakni :

- saluran pengarah aliran
- saluran pengatur aliran
- saluran transisi
- saluran peluncur, dan
- peredam energi

5.7.1. Data Teknis Perencanaan

Debit outflow spillway = 26,47 m³/dt

Lebar total pelimpah (B') = 10 m

Tinggi ambang (W) = 1 m

Kemiringan pelimpah hulu = vertikal (90⁰)

Pelimpah banjir diletakkan pada tebing sebelah kanan embung, pondasi bagian kanan sungai mempunyai daya dukung yang baik, profil ambang yang digunakan adalah ambang *overflow* atau pelimpah bebas dengan tipe OGEE yang mercunya mengikuti lengkung Harold.

Dalam pra desain ini lebar pelimpah banjir direncanakan sebesar 10,00 m, dimana nilai ini merupakan hasil yang dianggap paling sesuai dari beberapa alternatif dimensi yang telah dianalisis, sedangkan puncak atau *crest* pelimpah berada pada elevasi + 30,62 m. Pelimpah direncanakan dengan debit outflow spillway.

5.7.2. Lebar Efektif *Spillway*

Untuk menghitung lebar efektif *spillway* embung digunakan rumus sebagai berikut:

$$\text{Rumus : } B_e = B - 2(n.K_p + K_a).H_e$$

dimana :

B_e = lebar efektif *spillway* embung (m)

B = lebar *spillway* embung (m) = 10 m

K_p = koefisien kontraksi pilar = 0 (tanpa pilar)

K_a = koefisien kontraksi pangkal bendung (*abutment* bulat) = 0,1

n = jumlah pilar = 0

H_e = tinggi energi (m)

Jadi lebar efektif *spillway* embung adalah : $B_e = 10 - (2 \times (0,1) \times H_e)$

$$B_e = 10 - (0,2 \times H_e)$$

5.7.3. Tinggi Air Banjir di Atas Mercu *Spillway*

Perhitungan tinggi energi di atas mercu menggunakan rumus debit embung dengan mercu bulat sebagai berikut :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot B_e \cdot H_e^{3/2}$$

dimana :

Q = debit (m^3/detik) = 26,47 m^3/s

C_d = koefisien debit = $C_0 \cdot C_1 \cdot C_2$

- Untuk nilai $C_0 = 1,3$ (Konstanta) KP – 02 hal 49
- Untuk nilai $C_1 = 1$
- Untuk nilai $C_2 = 1$

g = percepatan gravitasi (m/det^2)

B_e = lebar efektif mecu pelimpah (m)

H_e = tinggi energi di atas mercu pelimpah (m)

$$26,47 = 1,3 * \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{2}{3}} * 9,81 * (10 - 0,2 * H_e) * H_e^{3/2}$$

Dengan cara coba-coba diperoleh $H_e = 1,14$ m

$$B_e = 10 - (0,2 * 1,14)$$

$$B_e = 9,77 \text{ m} \approx 9,8 \text{ m}$$

Tinggi air banjir di atas bendung :

$$H_d = H_e - k$$

dimana :

k = tinggi kecepatan

$$= V^2/2g$$

V = Q/A

$$= Q/(B_e * H_e)$$

$$= 26,47 / (9,8 * 1,14)$$

$$= 2,369 \text{ m/detik}$$

k = $V^2/2g$

$$= 2,369^2 / (2 * 9,8)$$

$$= 0,29 \text{ m}$$

H_d = $H_e - k$

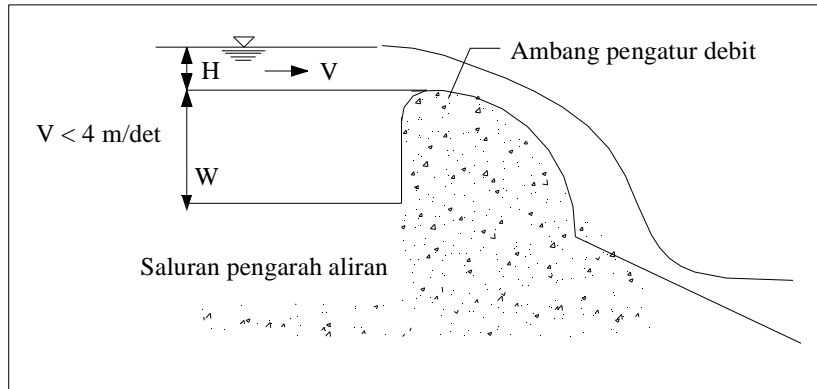
$$= 1,14 - 0,29$$

$$= 0,85 \text{ m}$$

Jadi tinggi air banjir di atas mercu pelimpah (H_d) = 0,85 m

5.7.4 Saluran Pengarah Aliran Bangunan Pelimpah

Saluran pengarah aliran dimaksudkan agar aliran air senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik dengan mengatur kecepatan alirannya 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. Berdasarkan pengujian-pengujian yang ada saluran pengarah aliran ditentukan sebagai berikut :



Gambar 5.6 Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada bangunan Pelimpah

Dari analisis data sebelumnya di mana didapat :

- Ketinggian air di atas mercu (H) = 31,47 – 30,62 m = 0,85 m
- Q_{out} yang melewati *spillway* = 26,47 m/det³
- Maka :

$$W \geq \frac{1}{5} \cdot H$$

$$W = 0,17 \text{ m. Maka } W \text{ yang dipakai} = 1 \text{ m} > 0,17 \text{ m}$$

5.7.5 Saluran Pengatur Aliran Bangunan Pelimpah

5.7.5.1 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 embung. Dari hasil *flood routing* Q25 tahun didapatkan :

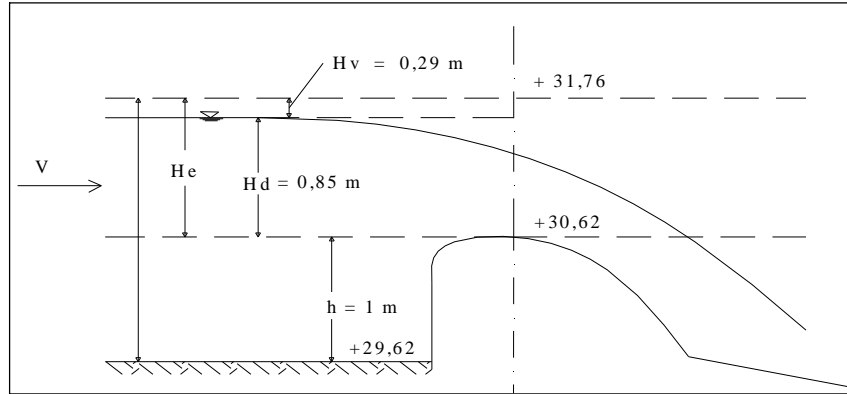
$$Q = Q_{out} \text{ lewat } spillway = 26,47 \text{ m/det}^3$$

$$L = \text{lebar mercu } spillway = 10 \text{ m}$$

$$H_d = \text{tinggi air banjir di atas mercu bendung} = 0,85 \text{ m}$$

$$H_e = \text{total tinggi tekanan air di atas mercu embung} = 1,14 \text{ m}$$

$$H_v = k = \text{tinggi kecepatan aliran} = 0,29 \text{ m}$$



Gambar 5.7 Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada bangunan pelimpah

5.7.5.2 Penampang mercu Ambang Penyadap

Dipakai tipe pelimpah dengan menggunakan metode yang dikembangkan oleh *Civil Engineering Department U.S. Army*. Dasar-dasar yang digunakan dalam metode ini adalah penentuan bentuk penampang lintang embung dengan persamaan empiris, tetapi didukung oleh angka koefisien limpahan (C) yang diperoleh dari hasil eksperimen. Persamaan-persamaan yang digunakan untuk menghitung penampang lintang embung dengan metode *C.E.D.U.S. Army* terdiri dari 2 (dua) bagian sebagai berikut:

- a. Penampang lintang sebelah hulu dapat diperoleh dengan persamaan sebagai berikut:

$$r1 = 0,5 \times H_d \qquad r2 = 0,2 \times H_d$$

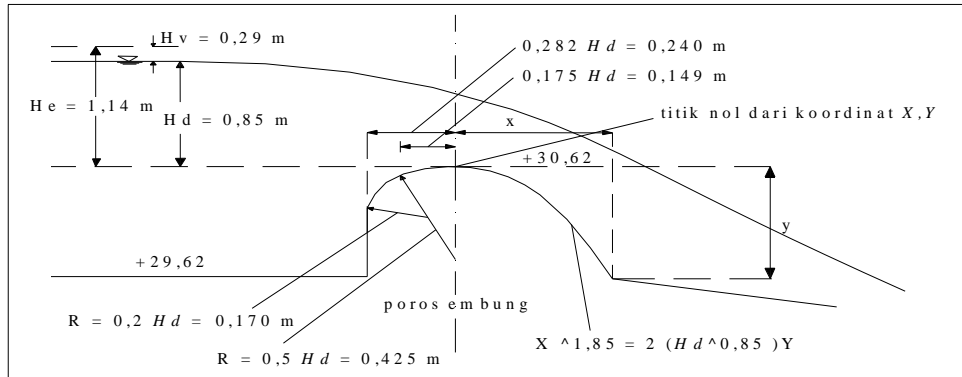
$$a = 0,175 \times H_d \qquad b = 0,282 \times H_d$$

dimana :

H_d = tinggi muka air banjir di hulu pada saat banjir = 0,85 m

Dari penjelasan di atas didapat lengkung mercu *spillway* bagian hulu sebagai berikut:

a	=	$0,175 \times 0,85$	=	0,149	m
b	=	$0,282 \times 0,85$	=	0,240	m
r1	=	$0,5 \times 0,85$	=	0,425	m
r2	=	$0,2 \times 0,85$	=	0,170	m



Gambar 5.8 Koordinat penampang memanjang ambang penyadap saluran pengatur debit

b. Penampang lintang sebelah hilir dari titik tertinggi mercu pelimpah dapat diperoleh dengan persamaan lengkung *Harold* sebagai berikut:

$$X^{1.85} = 2 \times H_d^{0.85} \times Y \qquad Y = \frac{X^{1.85}}{2 \times H_d^{0.85}}$$

dimana:

H_d = tinggi tekanan rencana (m)

X = jarak horisontal dari titik tertinggi mercu embung ke titik di permukaan mercu di sebelah hilirnya (m)

Y = jarak vertikal dari titik tertinggi mercu embung ke titik permukaan mercu sebelah hilirnya (m)

Tabel 5.5 Koordinat penampang ambang embung pelimpah bagian hilir

X	$X^{1.85}$	Y	X	$X^{1.85}$	Y	X	$X^{1.85}$	Y	X	$X^{1.85}$	Y
0,1	0,014	0,007	1,1	1,193	0,623	2,1	3,946	2,061	3,1	8,110	4,236
0,2	0,051	0,027	1,2	1,401	0,732	2,2	4,300	2,246	3,2	8,601	4,492
0,3	0,108	0,056	1,3	1,625	0,849	2,3	4,669	2,438	3,3	9,104	4,755
0,4	0,184	0,096	1,4	1,864	0,973	2,4	5,051	2,638	3,4	9,621	5,025
0,5	0,277	0,145	1,5	2,117	1,106	2,5	5,447	2,845	3,5	10,151	5,302
0,6	0,389	0,203	1,6	2,386	1,246	2,6	5,857	3,059	3,6	10,694	5,586
0,7	0,517	0,270	1,7	2,669	1,394	2,7	6,281	3,280	3,7	11,251	5,876
0,8	0,662	0,346	1,8	2,967	1,549	2,8	6,718	3,509	3,8	11,820	6,173
0,9	0,823	0,430	1,9	3,279	1,712	2,9	7,169	3,744	3,9	12,401	6,477
1,0	1,000	0,522	2,0	3,605	1,883	3,0	7,633	3,986	4,0	12,996	6,788

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Bagian yang lebih ke hilir dari lengkung diteruskan dengan persamaan :

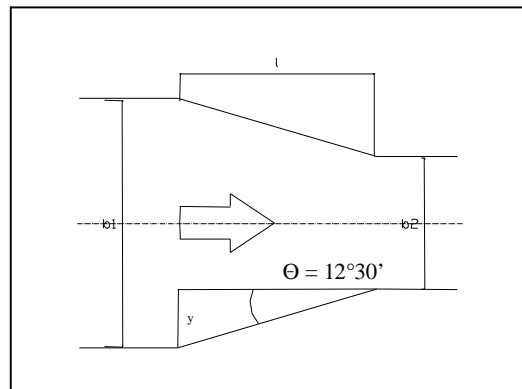
$$Y' = \frac{0,925}{H_d^{0.85}} \times X^{0.85} \qquad X = 1,096 \times H_d \times Y^{1.176}$$

Pada perencanaan mercu ambang pelimpah ini diambil $x = 2$ m dari titik poros embung dikarenakan agar air tidak melimpah ke embung dan ada ruang untuk pengatur aliran. Jadi pada koordinat $X = 2,0$ m dan $Y = 1,88$ m merupakan titik pertemuan antara lengkung dengan garis lurus.

5.7.5.3 Saluran Transisi

Saluran transisi diperlukan karena adanya perubahan bentuk penampang saluran pengatur dengan saluran peluncur.

Bentuk saluran transisi ditentukan sebagai berikut :

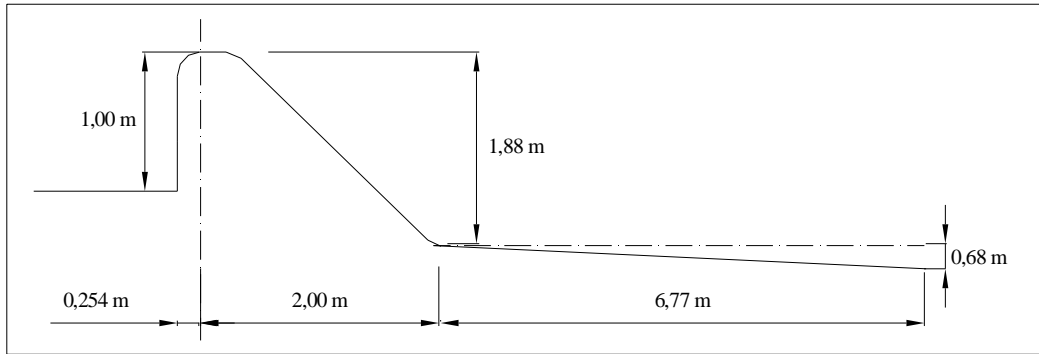


Gambar 5.9 Skema bagian transisi saluran pengarah pada bangunan pelimpah

Dengan ketentuan tersebut diatas dan keadaan topografi yang ada dimana

$b_1 = 10$ m, dan $b_2 = 7$ m maka :

- $y = 1,5$ m
- $L = y / \text{tg}\theta = 1,5 \text{ m} / \text{tg } 12^\circ 30' = 6,77$ m
- $s = 1 : 10$



Gambar 5.10 Penampang Melintang Saluran Pengatur

5.7.5.4 Saluran Peluncur

1. Peralihan Mercu *Spillway* ke 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 persyaratan 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 biaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin

Guna memenuhi persyaratan tersebut, supaya diperhatikan hal-hal sebagai berikut :

1. Diusahakan agar tampak atasnya selurus mungkin. Kalau bentuk yang melengkung tidak dapat dihindari, supaya diusahakan lengkungan terbatas dan dengan radius yang besar.
2. Penampang lintang saluran peluncur sebagai patokan supaya diambil bentuk persegi panjang.
3. Kemiringan dasar saluran diusahakan sedemikian rupa, sehingga pada bagian udiknya berlereng landai, akan tetapi semakin ke hilir semakin curam, agar kecepatan aliran dapat ditingkatkan secara berangsur-angsur dan kemudian aliran berkecepatan tinggi di dalam saluran tersebut dapat secara ketat meluncur memasuki peredam energi.

4. Biasanya, saluran yang tertutup kurang sesuai untuk saluran peluncur, karena peningkatan debit yang terjadi, akan dapat merubah aliran terbuka menjadi aliran tertekan.

Untuk mencari kedalaman air di bagian kaki *spillway*, dengan menggunakan rumus :

$$v_1 = \sqrt{2g \left(z - \frac{Hd}{2} \right)} \quad q = \frac{Q}{B} \quad \text{dan} \quad y_u = \frac{q}{v_1}$$

dimana :

y_u = kedalaman air pada bagian kaki *spillway*

B_{eff} = lebar efektif *spillway* (9,8 m)

Hd = 0,85 m

Dalam kondisi tersebut kecepatan aliran pada lereng bagian hilir *spillway* tidak dipengaruhi koefisien debit, maka :

$$v_1 = \sqrt{2 \times 9,81 \times \left(1,14 - \frac{0,85}{2} \right)} = 3,75 \text{ m/det}$$

$$q = (26,47 : 9,8) = 2,7 \text{ m}^2/\text{det}$$

sehingga :

$$y_u = (2,7 : 3,75) = 0,72 \text{ m}$$

2. Perhitungan Saluran peluncur

Data perencanaan yang telah diperoleh dari perhitungan sebelumnya adalah sebagai berikut :

$$Q \text{ outflow} = 26,47 \text{ m}^3/\text{det}$$

Koordinat awal saluran peluncur :

$$X = 8,77 \text{ m}$$

$$Y = 2,56 \text{ m}$$

Kedalaman kritis (y_c) saluran peluncur :

$$y_c = \sqrt{\frac{q^2}{g}}$$

$$y_c = \sqrt{\frac{2,7^2}{9,81}} = 0,86 \text{ m}$$

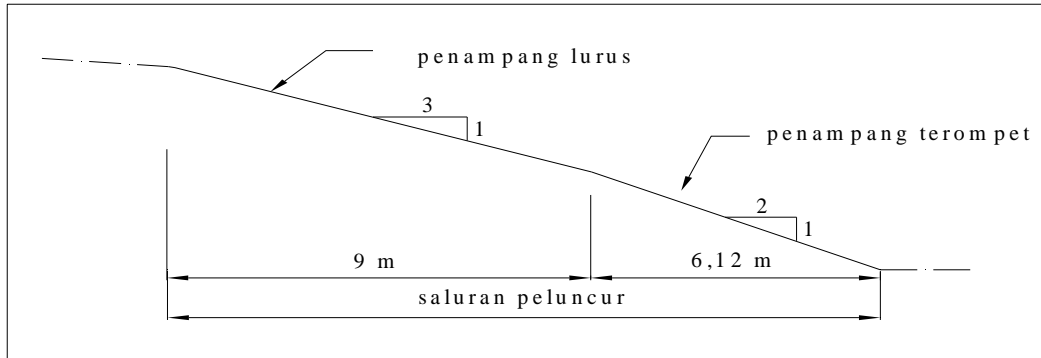
Bila diperoleh nilai $y_u = 0,72 \text{ m}$

Maka $y_u < y_c$, berarti aliran yang terjadi adalah aliran super kritis.

Kecepatan kritis (V_c) :

$$V_c = \frac{q}{y_c} = \frac{2,7}{0,86} = 3,14 \text{ m/det}$$

Saluran peluncur direncanakan dengan penampang berbentuk segi empat untuk aliran kritis maupun non kritis, saluran peluncur direncanakan dengan kemiringan seperti tertera pada Gambar 5.11 kearah hilir hingga berakhirnya *spillway*. Saluran peluncur ini disambung dengan bangunan peredam energi (*energy dissipat*).



Gambar 5.11 Penampang Memanjang Saluran Peluncur

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

Pada hakekatnya metode perhitungan untuk merencanakan bagian saluran yang berbentuk terompet ini belum ada, akan tetapi disarankan agar sudut pelebaran (θ) tidak melebihi besarnya sudut yang diperoleh dari rumus sebagai berikut (Suyono sosrodarsono, 2002) :

$$F = \frac{v}{\sqrt{gd}}$$

$$\tan \theta = \frac{1}{3F}$$

dimana : θ = sudut pelebaran ($^{\circ}$)

F = angka Froude

v = kecepatan aliran air (m/detik)

d = kedalaman aliran air (m)

g = gravitasi (m/detik²)

Maka :

$$F = \frac{3,14}{\sqrt{9,81 \times 0,86}} = 1,08$$

$$\tan \theta = \frac{1}{3 \times 1,08} = 0,309$$

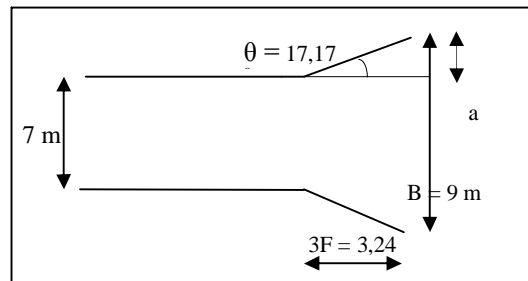
$$\theta = 17,17^{\circ}$$

Lebar saluran peluncur bagian hilir (B) adalah :

$$\tan \theta = \frac{a}{3 \times F}$$

$$\begin{aligned} a &= 3 F \times \tan \theta \\ &= 3 \times 1,08 \times \tan 17,17^{\circ} \\ &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

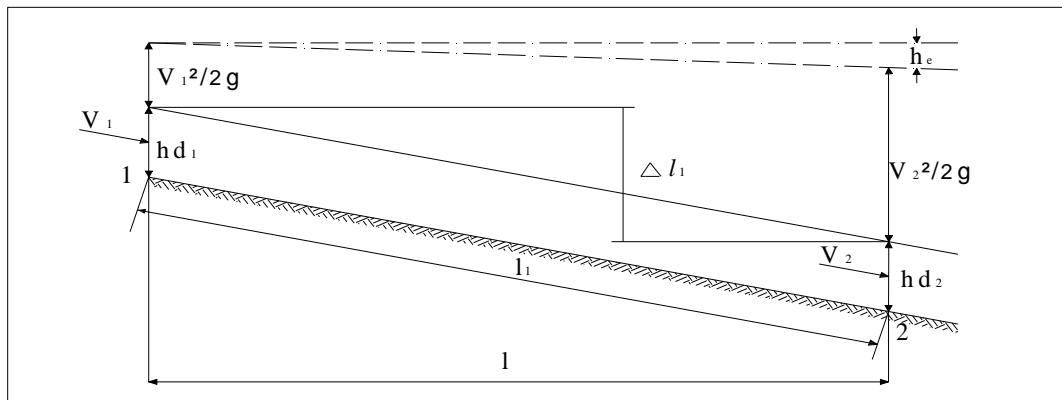
$$\begin{aligned} b &= 7 \text{ m} + 1 \text{ m} + 1 \text{ m} \\ &= 9 \text{ m.} \end{aligned}$$



Gambar 5.12 Bagian berbentuk terompeta pada ujung hilir saluran peluncur

5.7.6 Rencana Teknis Hidrolis

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



Gambar 5.13 Skema penampang memanjang aliran pada saluran

Elevasi ambang hilir = elevasi ambang udik

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

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

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

dimana :

V_1 = kecepatan aliran air pada bidang 1

V_2 = kecepatan aliran pada bidang 2

hd_1 = kedalaman air pada bidang 1

hd_2 = kedalaman air pada bidang 2

Δl_1 = panjang lereng dasar diantara bidang 1 dan bidang 2

Δl = 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

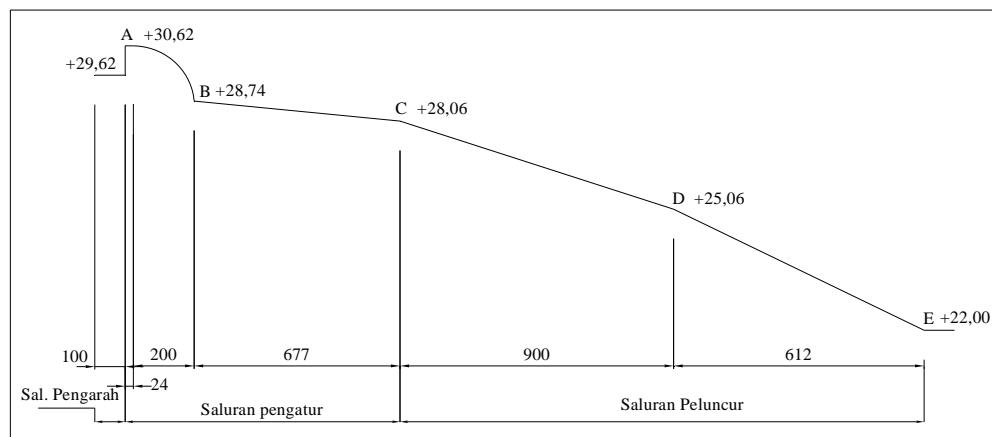
S = kemiringan permukaan aliran

h_1 = kehilangan energi karena gesekan dan lain-lain

h_e = perbedaan tinggi antara garis energi dengan permukaan air

n = angka kekasaran saluran = 0,012

h_L = kehilangan energi karena dasar saluran



Gambar 5.14. Potongan Memanjang Spillway

Potongan memanjang spillway dapat dilihat pada Gambar 5.14.

Di titik A :

- kecepatan aliran $V_1 = 3,14 \text{ m/det } (V_1)$
- Luas tampang hidrolis $A_1 = \{(+31,76) - (+30,62)\} \times 10 \text{ m}$
 $= 1,14 \times 10 = 11,4 \text{ m}^2$
- tinggi tekanan kecepatan aliran $h_{v1} = H_e - H_d = 0,29 \text{ m}$
- tinggi aliran $h_{d1} = 0,85 \text{ m}$
- jari-jari hidrolis $R_1 = A_1 / (2h_{d1} + b_1)$
 $= 11,4 / \{(2 \times 0,85) + 10\}$
 $= 0,97 \text{ m}$

Di titik B :

- Tinggi energi potensial di bidang B $= h_{d1} + h_{e2} = 0,85 + \{(+30,62) - (+28,74)\}$
 $= 2,73 \text{ m}$
- Diasumsikan bahwa kecepatan aliran di B $(V_2) = 10 \text{ m/det}$, maka :

$$hd_2 = \frac{Q}{b_2 \cdot V_2} = \frac{26,47}{10,0 \times 10,0} = 0,265 \text{ m}$$

$$A_2 = 10,0 \times 0,265 = 2,65 \text{ m}^2$$

$$R_2 = \frac{A}{(2 \cdot hd_2 + b_2)} = \frac{2,65}{(2 \cdot 0,265 + 10,0)} = 0,252 \text{ m}$$

$$R_r = \frac{(0,97 + 0,252)}{2} = 0,611 \text{ m}$$

$$V_r = \frac{(3,14 + 10,0)}{2} = 6,57 \text{ m/det}$$

$$h_{e2} = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \cdot \Delta l_1$$

$$= 5,439 \text{ m}$$

- Dengan demikian tinggi tekanan total diperoleh :
 $hd_2 + h_{e2} = 0,265 + 5,439 = 5,703 \text{ m} > 2,73 \text{ m}$
- Dicoba lagi dengan asumsi kecepatan aliran yang berbeda :

Tabel 5.6 Nilai Froude dengan asumsi kecepatan aliran yang berbeda di titik B

V2	b2	hd2	A2	R2	R rata2	V rata2	Hv1	Δ/1	he2	hd + he2	he	hl	hv	Bil. Froud
10	10	0.265	2.647	0.251	0.641	6.930	0.317	2.00	5.439	5.703	5.439	0.025	5.414	6.206
7	10	0.378	3.781	0.352	0.691	5.430	0.317	2.00	2.828	3.206	2.828	0.014	2.814	3.634
6.7	10	0.395	3.951	0.366	0.698	5.280	0.317	2.00	2.618	3.013	2.618	0.013	2.605	3.403
6.3	10	0.420	4.202	0.388	0.709	5.080	0.317	2.00	2.351	2.772	2.351	0.012	2.340	3.103
6.25	10	0.424	4.235	0.390	0.710	5.055	0.317	2.00	2.319	2.743	2.319	0.012	2.308	3.066
6.23	10	0.425	4.249	0.392	0.711	5.045	0.317	2.00	2.307	2.731	2.307	0.012	2.295	3.052
6.22	10	0.426	4.256	0.392	0.711	5.040	0.317	2.00	2.300	2.726	2.300	0.012	2.289	3.044
6.21	10	0.426	4.262	0.393	0.711	5.035	0.317	2.00	2.294	2.720	2.294	0.011	2.282	3.037

Sumber : Hasil Perhitungan

- Dari hasil perhitungan di atas dengan $V_2 = 6,23$ m/dt, didapatkan $hd+he_2 = 2,731$ m ~ 2,73 m (sesuai dengan asumsi yang diambil), maka :

$$he = (hd+he_2) - hd_2 = 2,731 - 0,425 = 2,307 \text{ m}$$

$$hv = he - hl = 2,307 - 0,012 = 2,295 \text{ m}$$

- Froude number pada titik B adalah :

$$F_r = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot hd_2}} = \frac{6,23}{\sqrt{9,81 \cdot 0,425}} = 3,052$$

Di titik C :

Tinggi energi potensial di bidang C = $hd_1 + he_3 = 0,85 + \{(+28,74) - (+28,06)\} = 2,53$ m

Diasumsikan bahwa kecepatan aliran di C berturut-turut sesuai tabel sehingga didapatkan nilai pada tabel 5.7. :

Tabel 5.7 Nilai Froud dengan asumsi kecepatan aliran yang berbeda di titik C

V3	b3	hd3	A3	R3	R rata3	V rata3	Hv2	Δ/2	he3	hd + he3	he	hl	hv	bil Froud
10	7.0	0.378	2.647	0.341	0.487	6.995	1.128	6.77	5.538	5.916	5.538	0.124	5.414	5.192
7	7.0	0.540	3.781	0.468	0.550	5.495	1.128	6.77	2.879	3.420	2.879	0.065	2.814	3.041
5.4	7.0	0.700	4.902	0.584	0.608	4.695	1.128	6.77	1.845	2.545	1.845	0.042	1.803	2.060
5.37	7.0	0.704	4.929	0.586	0.610	4.680	1.128	6.77	1.828	2.532	1.828	0.041	1.787	2.043
5.36	7.0	0.705	4.938	0.587	0.610	4.675	1.128	6.77	1.822	2.528	1.822	0.041	1.781	2.037
5.35	7.0	0.707	4.948	0.588	0.611	4.670	1.128	6.77	1.817	2.523	1.817	0.041	1.776	2.032
5.3	7.0	0.713	4.994	0.593	0.613	4.645	1.128	6.77	1.789	2.502	1.789	0.040	1.748	2.003

Sumber : Hasil Perhitungan

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

- Dari hasil perhitungan di atas dengan $V = 5,37$ m/dt didapatkan $hd+he_3 = 2,532$ m ~ 2,53 m (sesuai dengan asumsi yang diambil), maka :

$$he = 2,532 - 0,704 = 1,828 \text{ m}$$

$$hv = 1,828 - 0,041 = 1,787 \text{ m}$$

- *Froude number* pada titik C adalah :

$$F_r = \frac{V_3}{\sqrt{g \cdot hd_3}} = \frac{5,37}{\sqrt{9,81 \cdot 0,704}} = 2,043$$

Di titik D :

Tinggi energi potensial di bidang D = $h_{d1} + h_{e4} = 0,85 + \{(+28,06) - (+25,06)\}$

$$= 3,85 \text{ m}$$

Diasumsikan bahwa kecepatan aliran di D berturut-turut sesuai Tabel sehingga didapatkan nilai pada tabel 5.8. :

Tabel 5.8 Nilai *Froude* dengan asumsi kecepatan aliran yang berbeda di titik D

V4	b4	hd4	A4	R4	R rata4	V rata4	Hv3	ΔI3	he4	hd + he4	he	hl	hv	Bil. Froud
8	7.0	0.473	3.309	0.416	0.819	5.548	0.563	9.00	3.631	4.103	3.631	0.052	3.579	3.715
7.9	7.0	0.479	3.351	0.421	0.822	5.498	0.563	9.00	3.549	4.027	3.549	0.051	3.498	3.646
7.85	7.0	0.482	3.372	0.423	0.823	5.473	0.563	9.00	3.508	3.990	3.508	0.050	3.458	3.611
7.67	7.0	0.493	3.451	0.432	0.827	5.383	0.563	9.00	3.364	3.857	3.364	0.048	3.315	3.488
7.66	7.0	0.494	3.456	0.433	0.827	5.378	0.563	9.00	3.356	3.849	3.356	0.048	3.307	3.481
7.65	7.0	0.494	3.460	0.433	0.828	5.373	0.563	9.00	3.348	3.842	3.348	0.048	3.300	3.474

Sumber : Hasil Perhitungan

- Dari hasil perhitungan di atas dengan $V = 7,66$ m/dt didapatkan $hd+he = 3,849$ m ~ 3,85 m (sesuai dengan asumsi yang diambil), maka :

$$he = 3,849 - 0,494 = 3,356 \text{ m}$$

$$hv = he - hl = 3,356 - 0,048 = 3,307 \text{ m}$$

- *Froude number* pada titik D adalah :

$$F_r = \frac{V_4}{\sqrt{g \cdot hd_4}} = \frac{7,66}{\sqrt{9,81 \cdot 0,494}} = 3,481$$

Di titik E :

Tinggi energi potensial di bidang E = $h_{d1} + h_{e5} = 0,85 + \{(+25,06) - (+22,00)\}$

$$= 3,91 \text{ m}$$

Diasumsikan bahwa kecepatan aliran di E berturut-turut sesuai Tabel sehingga didapatkan nilai pada tabel 5.9:

Tabel 5.9 nilai *Froude* dengan asumsi kecepatan aliran yang berbeda di titik E

V5	b5	hd5	A5	R5	R rata5	V rata5	Hv4	Δ/4	he5	hd + he5	he	hl	hv	Bil. Froud
8	9.0	0.368	3.309	0.340	0.448	7.125	2.308	6.12	3.709	4.077	3.709	0.131	3.579	4.213
7.9	9.0	0.372	3.351	0.344	0.450	7.075	2.308	6.12	3.626	3.998	3.626	0.128	3.498	4.134
7.8	9.0	0.377	3.394	0.348	0.452	7.025	2.308	6.12	3.543	3.920	3.543	0.125	3.418	4.056
7.79	9.0	0.378	3.398	0.348	0.452	7.020	2.308	6.12	3.535	3.912	3.535	0.125	3.410	4.048
7.78	9.0	0.378	3.402	0.349	0.452	7.015	2.308	6.12	3.527	3.905	3.527	0.125	3.402	4.040
7.77	9.0	0.379	3.407	0.349	0.453	7.010	2.308	6.12	3.519	3.897	3.519	0.125	3.394	4.032

Sumber : Hasil Perhitungan

- Dari hasil perhitungan di atas dengan $V = 7,79$ m/dt didapatkan $hd+he = 3,912$ m \approx 3,912 m (sesuai dengan asumsi yang diambil), maka :
 $he = 3,912 - 0,378 = 3,535$ m
 $hv = he - hl = 3,535 - 0,125 = 3,410$ m
- *Froude number* pada titik E adalah :

$$F_r = \frac{V_s}{\sqrt{g \cdot hd_s}} = \frac{7,79}{\sqrt{9,81 \cdot 0,378}} = 4,048$$

5.7.7 Perencanaan Peredam Energi

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan ke sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi super kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis. Guna meredusir energi yang terdapat di dalam aliran tersebut, maka di ujung hilir saluran peluncur harus dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi (*stilling basin*).

Ada beberapa tipe peredam energi yang sangat tergantung pada karakteristik hidrolis aliran seperti kecepatan aliran (v), bilangan froude (Fr), dan debit persatuan lebar (q) dan harus aman dari banjir 25 tahunan.

Dalam perencanaan tugas akhir ini direncanakan menggunakan kolam olakan datar tipe IV USBR berdasarkan nilai bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5.

1. Panjang kolam olakan

Panjang kolam olakan (L), dapat ditentukan dari persamaan berikut :

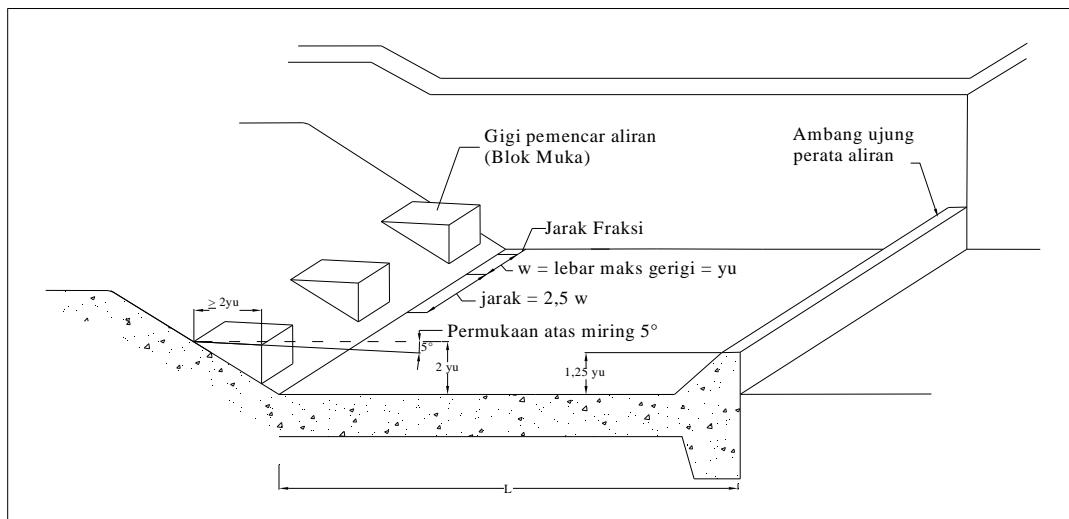
$$L = 2y_u (\sqrt{1 + 8Fr_u^2} - 1)$$

$$L = 2 \times 0,378 \times \sqrt{1 + 8 \times 4,048^2} - 1$$
$$= 7,93 \text{ m}$$

Ukuran panjang kolam olakan USBR type IV yang digunakan pada peredam energi ini adalah 7,93 m.

Gigi-gigi pemancar aliran dan ambang ujung hilir kolam olakan

Gigi-gigi pemancar aliran berfungsi sebagai pembagi berkas aliran, terletak di ujung saluran sebelum masuk ke dalam kolam olakan. Sedangkan ambang ujung hilir kolam olakan dibuat rata tanpa bergerigi.



Gambar 5.15 Blok muka dan ambang ujung hilir kolam olakan

2. Dimensi kolam olakan

- Ukuran kolam olakan adalah 7,93 m x 9 m
- Dimensi gigi pemancar aliran :
 - a. Panjang blok muka gigi pemancar aliran $\geq 2y$
$$= 2 \times 0,378 = 0,756 \text{ m} \approx 1 \text{ m.}$$
 - b. Tinggi gigi pemancar aliran = $2y$
$$= 2 \times 0,378 = 0,756 \text{ m} \approx 0,75 \text{ m}$$
 - c. Lebar gigi pemancar aliran (w) = y
$$= 0,378 \text{ m} \approx 0,50 \text{ m}$$
- Kemiringan blok muka gigi pemancar aliran = 5%
- Jarak antar gigi pemancar aliran = $2,5w$
$$= 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ m}$$

- Karena lebar ujung saluran peluncur adalah 9 m maka jumlah gigi-gigi dibuat = 5 buah @ 50 cm dan jarak tepi ke dinding masing-masing = 75 cm
→ cek jumlah jarak = $(5 \times 0,5) + (4 \times 1,25) + (2 \times 0,75) = 9,00$ m
- Dimensi ambang ujung hilir kolam olakan:
 - a. Tinggi ambang ujung hilir = 1,25 y
 $= 1,25 \times 0,378 = 0,4725$ m $\approx 0,5$ m
 - b. Lebar ambang ujung hilir = 0,5 m
 - b. Karena kemiringan ambang ujung hilir 1:2,
maka lebar ambang ujung hilir total = $(2 \times 0,5) + 0,5 = 1,5$ m

3. Kedalaman loncatan hidrolis dalam kolam olakan

Dipakai rumus sebagai berikut :

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2 \cdot V^2 \cdot d_1}{g}}$$

atau :

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2 \cdot V^2 \cdot d_1^2}{g \cdot d_1}}$$

Bila :

$$F_1^2 = \frac{V_1^2}{g \cdot d_1}$$

maka :

$$\frac{d_2}{d_1} = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + 2 \cdot F_1^2}$$

atau :

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1$$

Didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut :

$$h_{d5} = d_1 = 0,378 \text{ m}$$

$$Fr = 4,048$$

$$\frac{d_2}{0,378} = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + 2 \cdot 4,048^2}$$

$$d_2 = 1,98 \text{ m}$$

5.7.8 Tinggi jagaan

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

$$F_b = c \cdot v \cdot d$$

atau

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

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

dimana :

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 :

- $d = 0,378 \text{ m}$

- $b = 9 \text{ m}$

- $A = 0,378 \times 9 = 3,402 \text{ m}^2$

- $v = \frac{Q}{A}$

$$= \frac{26,47}{3,402} = 8,7 \text{ m/det}$$

- Tinggi jagaan :

$$F_b = 0,10 \times 8,7 \times 0,378 = 0,329 \text{ m}$$

atau

$$F_b = 0,6 + (0,037 \times 8,7 \times 0,378^{1/3}) = 0,83 \text{ m}$$

Dipakai nilai tertinggi yaitu $F_b = 0,83 \text{ m}$ dibulatkan $F_b = 1,00 \text{ m}$.

5.8 Tinjauan terjadinya Scouring

Tinjauan scouring diperlukan untuk mengantisipasi adanya gerusan lokal di ujung hilir pelimpah. Untuk mengantisipasi hal tersebut dipasang apron yang berupa pasangan batu kosong. Batu yang dipakai untuk apron harus keras, padat, awet, serta mempunyai berat jenis $2,4 \text{ T/m}^3$. Panjang apron diambil 4 kali kedalaman gerusan atau scouring (KP – 02 hal 104).

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Rumus yang digunakan adalah rumus *Lacey* untuk menghitung kedalaman lubang gerusan :

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

dimana :

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

Q = debit outflow spillway (m³/det)

f = faktor lumpur Lacey

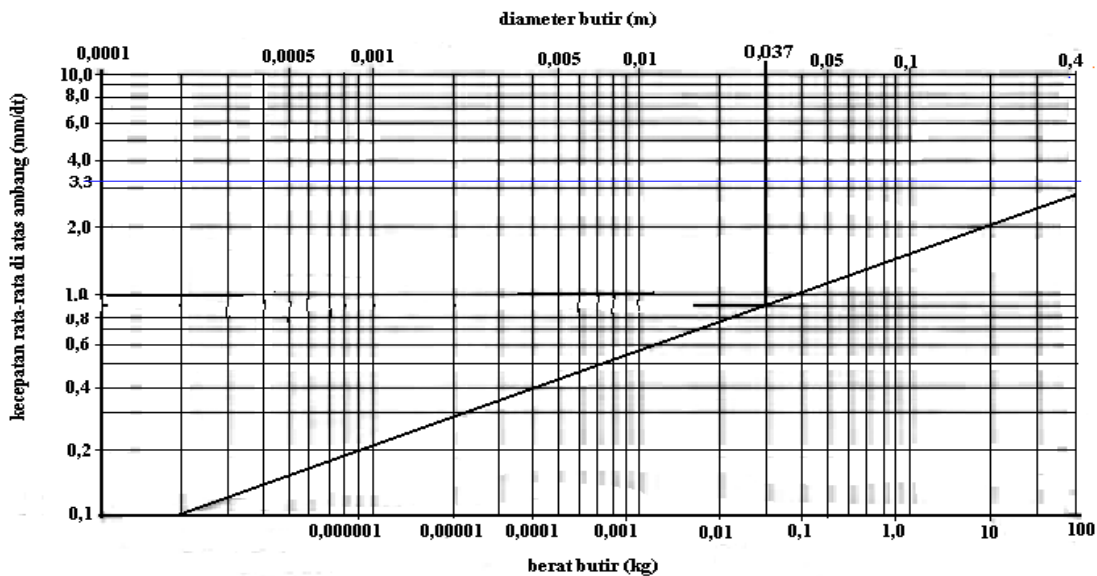
$$= 1,76 \cdot D_m^{0,5}$$

D_m = diameter nilai tengah (mean) untuk bahan jelek (mm)

Untuk menghitung turbulensi dan aliran yang tidak stabil, R ditambah 1,5 nya lagi (data empiris).

Tebal lapisan pasangan batu kosong sebaiknya diambil 2 sampai 3 kali d₄₀ dicari dari kecepatan rata-rata aliran dengan bantuan Gambar 5.16.

Gambar 5.16 dapat dipakai untuk menentukan d₄₀ dari campuran pasangan batu kosong dari kecepatan rata-rata selama terjadi debit rencana diatas ambang bangunan.



Gambar 5.16 Grafik untuk perencanaan ukuran batu kosong

Data :

$$Q_{outflow} = 26,47 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$V \text{ rata-rata} = Q_{outflow} / A \text{ penampang}$$

$$A \text{ penampang} = B_{eff} \cdot Hd = 9,8 \cdot 0,85 = 8,33 \text{ m}^2$$

$$V \text{ rata-rata} = 26,47 / 8,33 = 3,18 \text{ m/det}$$

LAPORAN TUGAS AKHIR

Perencanaan Teknis Embung Silandak Sebagai Pengendali Banjir Kali Silandak
Semarang – Jawa Tengah

Dari grafik pada Gambar 5.15 didapat $D_m = 0,4$ m

$$f = 1,76 D_m^{0,5} \qquad R = 0,47 \left(\frac{26,47}{1,1131} \right)^{1/3}$$

$$= 1,76 (0,4)^{0,5} \qquad = 1,352 \text{ m}$$

$$= 1,1131$$

Maka kedalaman gerusan dibawah permukaan air banjir adalah $1,352 \text{ m} \approx 1,5 \text{ m}$.

Untuk keamanan dari turbulensi dan aliran tidak stabil $R = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ m}$

Panjang lindungan dari pasangan batu kosong = $4 \times R = 4 \cdot 2,25 = 9,0 \text{ m}$

Diambil panjang lindungan pasangan batu kosong 10 m.

5.9 Fasilitas Keamanan Embung (Bdsf)

Fasilitas dan peralatan untuk memonitor perilaku embung yang berkaitan dengan keamanan embung selama dan setelah konstruksi. Peralatan fasilitas tersebut digunakan untuk mengetahui dan mengukur kejadian-kejadian yang sudah direncanakan maupun yang tidak terencana pada embung. Peralatan dan fasilitas tersebut diantaranya adalah :

Tabel 5.10 Peralatan dan Fasilitas Keamanan Embung

Peralatan	Kegunaan	Keterangan
Piezometer	Mengukur tekanan air pori di tubuh embung dan pondasinya	Di pasang tiap potongan 10 m dari potongan 3 titik
Alat Pengukur Rembesan	Mengukur dan memantau rembesan pada timbunan tubuh embung	Di pasang 2 tempat
Peil Schaal	Untuk memantau ketinggian air yang ada di embung	Di pasang di dua tempat yaitu di menara dan spillway
Patok Geser	Untuk memantau pergeseran yang terjadi pada tubuh embung	Di pasang pada puncak mercu dan down stream embung.

5.10 Kemiringan Tubuh Tanggul

Kemiringan Lereng direncanakan sedemikian rupa agar lereng stabil terhadap longsoran. Hal ini sangat tergantung pada jenis material urugan yang dipakai. Besarnya diestimasi dengan persamaan sebagai berikut :

$$F_s \text{ u/s} = \frac{m - k\tau'}{1 + km\tau'} \text{tg}\theta \geq 1,10$$

$$F_s \text{ d/s} = \frac{n-k}{1+kn} \text{tg} \theta \geq 1,10$$

dimana :

F_s = safety faktor (u/s = up stream, d/s = down stream)

m.n = kemiringan lereng

ν = sudut geser dalam

k = koefisien gempa, $k = 1,0$

τ' = $\tau_{\text{sat}} - \tau_{\text{sub}}$

Kemiringan lereng tanggul adalah perbandingan antara panjang garis vertikal yang melalui puncak dengan panjang garis horizontal yang melalui tumit masing masing.

Dari data teknis yang ada, kemiringan embung Kali Silandak direncanakan :

- a. Kemiringan lereng hulu (m) = 1: 3,00
- b. Kemiringan lereng hilir (n) = 1: 2,25

Tabel 5.11 Kemiringan tanggul yang diajurkan (Kodoatie, 1998)

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

5.11 Pelindung Lereng Embung

5.11.1 Pelindung Lereng Hulu Tubuh Embung

Guna mengantisipasi hempasan ombak serta penurunan mendadak permukaan air embung yang akan menggerus permukaan lereng, direncanakan pelindung lereng hulu embung (up stream) dengan konstruksi hamparan batu pelindung atau rip-rap, konstruksi tersebut dipilih berdasarkan :

Fleksibel mengikuti penurunan tubuh embung

- Mereduksi hempasan ombak
- Stabil terhadap pengaruh fluktuasi muka air embung dan gerakan ombak.
- Konstruksi dapat dikerjakan secara mekanis.
- Lokasi bahan batu dekat dan mudah untuk mengangkutnya.

Mencermati peta situasi rencana Embung Kali Silandak, jarak tepi embung yang saling berhadapan maksimum 156 meter dan kemiringan lereng hulu embung direncanakan pada kemiringan 1 : 3,00. Untuk merencanakan ketebalan dan ukuran batu-batu hamparan dapat digunakan ketentuan di bawah ini (Tabel 5.12).

Tabel 5.12 Ketebalan hamparan pelindung dan gradasi batuan hamparan untuk kemiringan lereng 1:3

Jarak Tepi Yang Berhadapan (Km)	Ketebalan Vertical Hamparan (Cm)	Berat Ukuran Maksimum (Kg)	25 % > Dari	45 – 75 % Terletak Antara (Kg)	25 % < Dari (Kg)
1.6	46	450	135	135 – 4.5	4.5
4.0	61	630	270	270 – 13.5	13.5
8.0	76	1125	450	450 – 22.5	22.5
16.0	91	2250	900	900 – 45.0	45

Sumber: Embung Type urugan, Ir. Suyono Sosrodarsono, 1981.

5.11.2 Pelindung Lereng Hilir Tubuh Embung

Pelindung lereng hilir (*Down Stream*) direncanakan untuk untuk mengurangi erosi lereng, memperkecil rekahan permukaan dan memperkecil kecenderungan memancarnya air ke permukaan pada bahan–bahan organik dalam kandungan tanah yang mudah mengikat air serta memperkecil fluktuasi yang luas pada kandungan atau memperkecil kadar permukaan air, untuk embung ini direncanakan memakai gebalan rumput dengan kemiringan 1 : 2.25, bertujuan untuk :

- Melindungi lereng dari gerusan terhadap angin.
- Melindungi lereng dari pengaruh cuaca, temperatur, dan sinar matahari

5.12 Material Konstruksi

5.12.1 Lapisan Kedap Air (Imprevious Zone)

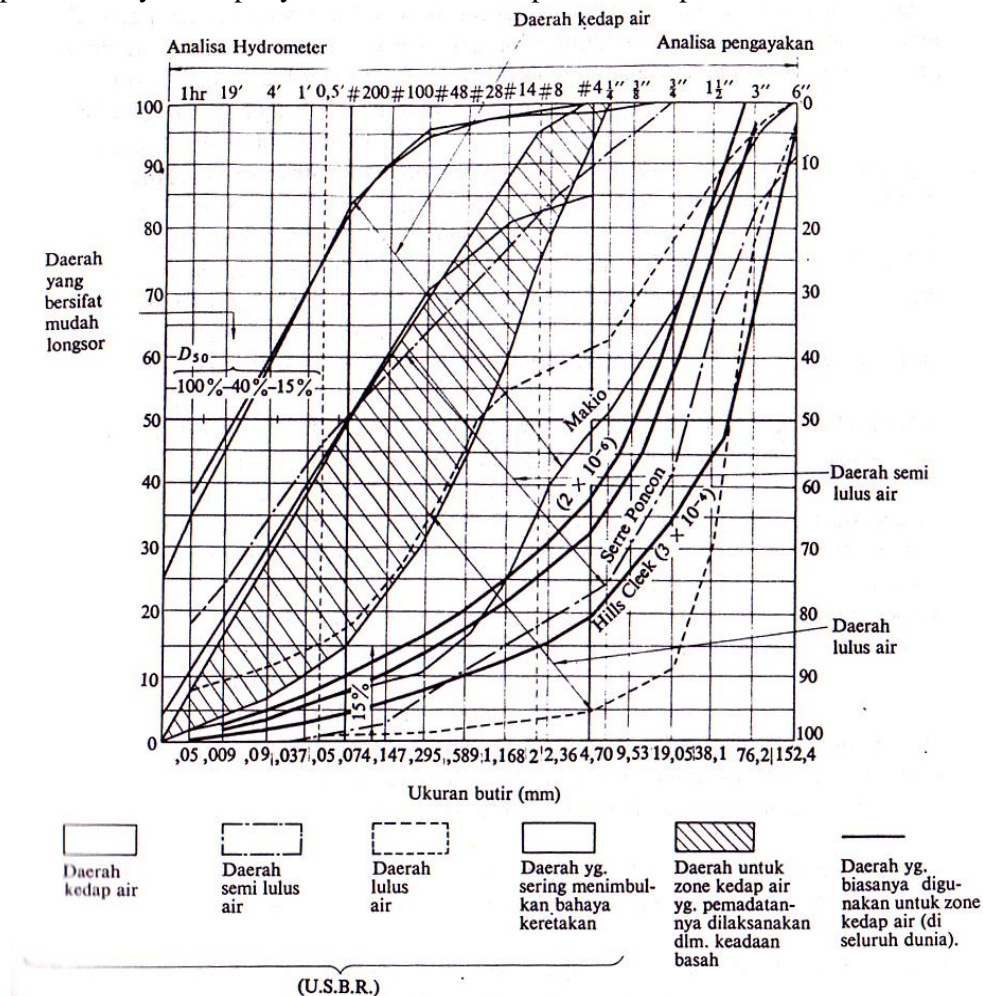
Bahan yang dipakai untuk lapisan kedap air dapat berasal dari tanah dan tanah liat (*clay*), baik tanpa campuran maupun dicampur dengan pasir dengan perbandingan tertentu berdasarkan hasil percobaan penimbunan (*trial embankment*). Tanah ataupun

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

tanah liat yang dipakai sebagai bahan timbunan lapisan kedap air ini haruslah memenuhi persyaratan utama untuk bahan kedap air yaitu :

- Koefisien filtrasi serta kekuatan geser yang diinginkan.
- Tingkat deformasi yang rendah
- Mudah pelaksanaan pematatannya
- 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 1×10^{-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 (Suyono Sosrodarsono, 1989). Gradasi bahan kedap air biasanya mempunyai ukuran butiran seperti tertera pada Gambar 5.20.



Gambar 5.17 Gradasi bahan yang dapat dipergunakan untuk penimbunan zone kedap air embung urugan homogen

5.12.2 Perlindungan Lereng

Lereng sebelah hulu dari Embung Kali Silandak dilindungi oleh lapisan timbunan batu (*rip-rap*) setebal 0,5 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 0,2 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 :

1. Dapat mengikuti penurunan tubuh embung
2. Mempunyai kemampuan reduksi hampasan ombak yang besar
3. Cukup stabil terhadap pengaruh-pengaruh fluktuasi permukaan air dan gerakan ombak
4. 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.
- c.

Tabel 5.13 Ukuran batu dan ketebalan hamparan pelindung rip-rap

Tinggi Gelombang (m)	Diameter rata-rata 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

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1989

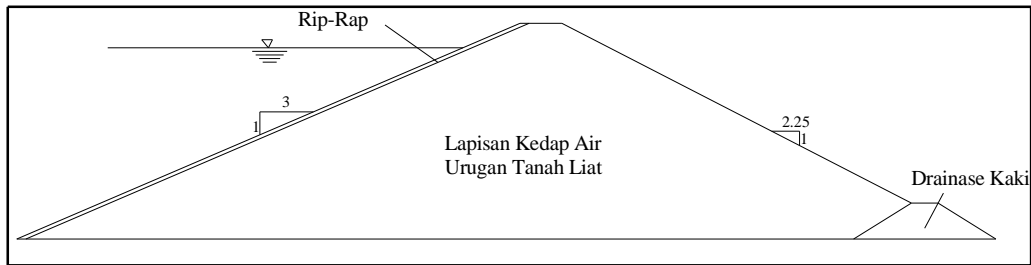
Tabel 5.14 Kemiringan tanggul hulu dan hilir

No	Material Timbunan	Slope Hulu	Slope Hilir
1	Homogen Well Graded	1 : 2,5	1 : 2,0
2	Homogen Course Silt	1 : 3,0	1 : 2,5
3	Homogen Silty Clay		
	H<15 m	1 : 2,5	1 : 2,5
	H>15 m	1 : 3,0	1 : 3,0
4	Sand atau Sand Gravel	1 : 2,5	1 : 2,0

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1989

Dari data tanah yang ada, diketahui bahwa jenis tanah di sekitar Embung Kali Silandak adalah Homogen Course Silt sehingga kemiringan hulu diambil 1:3,0 dan hilir 1:2,25.

Pelapisan (*zoning*) embung dapat dilihat pada Gambar 5.18 sebagai berikut :



Gambar 5.18 Pelapisan embung urugan

Keterangan:

A = Lapisan kedap air (*impervious zone*)

B = Rip-rap

Dari hasil hitungan tinggi gelombang sebesar 0,077 m didapat ketebalan minimum untuk rip-rap 40 cm, ketebalan minimum lapisan filter 15 cm (dapat dilihat pada Tabel 5.13).

5.13 Analisis Stabilitas Pelimpah

5.13.1 Perhitungan gaya yang bekerja pada tubuh pelimpah

a. Akibat Berat Sendiri

Rumus : $G = V \times \gamma_{pas}$

dimana : $V = \text{volume (m}^3\text{)}$

$$\gamma_{pas} = 2,2 \text{ t/m}^3$$

Jarak ditinjau dari titik O, selanjutnya perhitungan disajikan dalam Tabel berikut:

Tabel 5.15 Perhitungan Gaya Akibat Berat Sendiri

No Gaya	Luas * massa jenis						Gaya Vertikal	Titik O		
								Lengan	Momen Vertikal	
								Ton	Ton.m	
1	1	*	8.62	*	0.5	*	2.4	10.34	23.88	247.01
2	0.5	*	0.74	*	0.49	*	2.4	0.44	23.38	10.17
3	1	*	0.74	*	3.89	*	2.4	6.91	23.26	160.69
4	0.5	*	0.93	*	1.39	*	2.4	1.55	22.58	35.03
5	1	*	2.25	*	1	*	2.4	5.40	22.39	120.91
6	0.5	*	6.77	*	0.68	*	2.4	5.52	19.63	108.44
7	1	*	6.77	*	1.57	*	2.4	25.51	18.51	472.18
8	1	*	1.57	*	9.49	*	2.4	35.76	10.62	379.75
9	0.5	*	0.75	*	2.25	*	2.4	2.03	7.62	15.43
10	1	*	0.99	*	2.25	*	2.4	5.35	7.25	38.76
11	0.5	*	3.06	*	6.12	*	2.4	22.47	4.08	91.69
12	1	*	3.06	*	1	*	2.4	7.34	4.59	33.71
13	1	*	3.06	*	1.5	*	2.4	11.02	1.53	16.85
14	1	*	7.93	*	1.5	*	2.4	28.55	-3.97	-113.34
15	0.5	*	0.5	*	1	*	2.4	0.60	-8.6	-5.16
16	1	*	0.5	*	0.5	*	2.4	0.60	-8.68	-5.21
17	1	*	1.5	*	2	*	2.4	7.20	-0.25	-1.80
Total								176.58		1605.13

Sumber : Hasil Perhitungan

b. Gaya Gempa

Rumus : $a_d = n(a_c \times Z)^m$

$$E = \frac{a_d}{g}$$

dimana :

A_d = percepatan gempa rencana (cm/det²)

Z = faktor letak geografis = 0,8

n, m = koefisien jenis tanah

A_c = percepatan dasar gempa = 322,35 cm/det² untuk periode ulang 1000 tahun.

E = koefisien gempa

Tabel 5.16 Koefisien Jenis Tanah

No.	Jenis Tanah	n	m
1	Batu	2,76	0,71
2	Diluvium	0,87	1,05
3	Aluvium	1,56	0,89
4	Aluvium lunak	0,29	7,32

Maka :

$$a_d = 0,87 \times (322,35 \times 0,80)^{1,05}$$

$$= 296,15 \text{ cm/det}^2$$

$$E = \frac{a_d}{g} = \frac{296,15}{980} = 0,3$$

Dari koefisien gempa diatas, kemudian dicari besarnya gaya gempa dan momen akibat gempa dengan rumus :

$$K = E \times G$$

dimana : E = 0,3 (koefisien gempa)

G = berat bangunan (Ton)

K = gaya gempa

Tabel 5.17 Perhitungan Gaya Akibat Gempa

No Gaya	Koefisien Gempa	Gaya Berat (G) (Ton)	Gaya Gempa K = E * G	Titik O	
				Lengan (m)	Momen Horizontal
K1	0.3	10.34	3.10	23.88	74.10
K2	0.3	0.44	0.13	23.38	3.05
K3	0.3	6.91	2.07	23.26	48.21
K4	0.3	1.55	0.47	22.58	10.51
K5	0.3	5.40	1.62	22.39	36.27
K6	0.3	5.52	1.66	19.63	32.53
K7	0.3	25.51	7.65	18.51	141.65
K8	0.3	35.76	10.73	10.62	113.93
K9	0.3	2.03	0.61	7.62	4.63
K10	0.3	5.35	1.60	7.25	11.63
K11	0.3	22.47	6.74	4.08	27.51
K12	0.3	7.34	2.20	4.59	10.11
K13	0.3	11.02	3.30	1.53	5.06
K14	0.3	28.55	8.56	-3.97	-34.00
K15	0.3	0.60	0.18	-8.6	-1.55
K16	0.3	0.60	0.18	-8.68	-1.56
K17	0.3	7.20	2.16	-0.25	-0.54
Total		176.58	52.97		481.54

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.2 Gaya Uplift Pressure

Perhitungan *uplift pressure* memakai rumus :

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \times \Delta H$$

dimana :

- P_x = Gaya angkat pada titik x (T/m²)
- H_x = Tinggi titik yang ditinjau ke muka air atau tinggi energi di hulu pelimpah (m)
- L_x = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x (m)
- ΔH = Beda tinggi energi (m)
- L = Panjang total bidang kontak bangunan dan tanah bawah (m)

L dan L_x ditentukan menurut cara angka rembesan Lane dimana :

- Bidang horisontal memiliki daya tahan terhadap aliran (rembesan) 3 kali lebih lemah dibandingkan dengan bidang vertikal.
- Bidang yang membentuk sudut 45⁰ atau lebih terhadap bidang horisontal dianggap vertikal.

$$L = \sum \left(L_v + \frac{1}{3} H \right)$$

1. Perhitungan Uplift Pressure Kondisi Muka Air Normal

Tabel 5.18 Perhitungan Rembesan dan Tekanan Air Tanah Kondisi Muka Air Normal

No	Titik	Garis	Panjang Rembesan				Beda Tekanan Air	Beda Tinggi Energi	Tekanan Air Tanah
			LV	LH	1/3LH	Lw	DH = Lw / Cw	Hx	P = Hx - DH
1	A		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
2	B	A - B	7.62	0.00	0.00	7.62	2.06	8.62	6.56
3	C	B - C	0.00	0.50	0.17	7.79	2.11	8.62	6.51
4	D	C - D	4.24	0.00	0.00	12.03	3.25	4.38	1.13
5	E	D - E	0.00	0.74	0.25	12.27	3.32	4.38	1.06
6	F	E - F	0.25	0.00	0.00	12.52	3.39	4.13	0.74
7	G	F - G	0.00	1.00	0.33	12.86	3.48	4.13	0.65
8	H	G - H	0.00	6.77	2.26	15.11	4.09	4.13	0.04
9	I	H - I	0.00	6.75	2.25	17.36	4.69	6.38	1.69
10	J	I - J	1.74	0.00	0.00	19.10	5.16	8.12	2.96
11	K	J - K	0.00	2.25	0.75	19.85	5.37	8.12	2.75
12	L	K - L	1.00	0.00	0.00	20.85	5.64	9.12	3.48
13	M	L - M	0.00	3.06	1.02	21.87	5.91	9.12	3.21
14	N	M - N	1.00	0.00	0.00	22.87	6.18	10.12	3.94
15	O	N - O	0.00	3.06	1.02	23.89	6.46	10.12	3.66
16	P	O - P	0.00	7.93	2.64	26.54	7.17	10.12	2.95
17	Q	P - Q	0.50	0.00	0.00	27.04	7.31	10.62	3.31
18	R	Q - R	0.00	1.50	0.50	27.54	7.44	10.62	3.18
19	S	R - S	2.50	0.00	0.00	30.04	8.12	8.12	0.00
Jumlah			18.85		11.19				

Sumber : Hasil Perhitungan

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel 5.19 Perhitungan Uplift Pressure Kondisi Muka Air Normal

Nama Gaya	Luas * tekanan				Gaya V	Gaya H	Titik O		
							Lengan	M.V	M.H
	Ton	Ton	m	Ton.m	Ton.m				
P1	0.5	*	7.62	*(6.56 - 1.00)		21.18	4.04		85.58
	1	*	7.62	*(1.00 - 0.00)		7.62	5.31		40.46
P2	0.5	*	4.24	*(6.51 - 1.13)		-11.42	2.91		-33.27
	1	*	4.24	*(1.13 - 0.00)		4.79	3.62		17.33
P3	0.5	*	0.25	*(1.06 - 0.74)		-0.04	5.91		-0.23
	1	*	0.25	*(0.74 - 0.00)		-0.19	5.87		-1.09
P4	0.5	*	1.74	*(2.96 - 1.69)		1.10	2.58		2.85
	1	*	1.74	*(1.69 - 0.00)		2.93	2.87		8.42
P5	0.5	*	1.00	*(3.48 - 2.75)		0.36	1.33		0.49
	1	*	1.00	*(2.75 - 0.00)		2.75	1.50		4.13
P6	0.5	*	1.00	*(3.94 - 3.21)		0.36	0.33		0.12
	1	*	1.00	*(3.21 - 0.00)		3.21	0.50		1.60
P7	0.5	*	0.50	*(3.31 - 2.95)		0.09	-0.33		-0.03
	1	*	0.50	*(2.95 - 0.00)		1.47	-0.25		-0.37
P8	0.5	*	2.50	*(3.18 - 0.00)		-3.97	0.33		-1.32
Total						30.27			124.67
U1	0.5	*	0.50	*(6.56 - 6.51)	0.01		23.96	0.27	
	1	*	0.50	*(6.51 - 0.00)	3.26		23.88	77.79	
U2	0.5	*	0.74	*(1.13 - 1.06)	0.02		23.38	0.58	
	1	*	0.74	*(1.06 - 0.00)	0.79		23.36	18.36	
U3	0.5	*	1.00	*(0.74 - 0.65)	0.05		22.56	1.02	
	1	*	1.00	*(0.65 - 0.00)	0.65		22.39	14.65	
U4	0.5	*	6.77	*(0.65 - 0.04)	2.07		19.63	40.54	
	1	*	6.77	*(0.04 - 0.00)	0.30		18.51	5.55	
U5	0.5	*	6.75	*(1.69 - 0.04)	5.54		12.87	71.31	
	1	*	6.75	*(0.04 - 0.00)	0.30		11.75	3.51	
U6	0.5	*	2.25	*(2.96 - 2.75)	0.23		7.62	1.74	
	1	*	2.25	*(2.75 - 0.00)	6.19		7.25	44.91	
U7	0.5	*	3.06	*(3.48 - 3.21)	0.42		5.1	2.15	
	1	*	3.06	*(3.21 - 0.00)	9.81		4.59	45.04	
U8	0.5	*	3.06	*(3.94 - 3.66)	0.42		2.04	0.86	
	1	*	3.06	*(3.66 - 0.00)	11.20		1.53	17.14	
U9	0.5	*	7.93	*(3.66 - 2.95)	-2.83		2.64	-7.48	
	1	*	7.93	*(2.95 - 0.00)	-23.36		3.97	-92.75	
U10	0.5	*	1.50	*(3.31 - 3.18)	-0.10		8.43	-0.85	
	1	*	1.50	*(3.18 - 0.00)	-4.76		8.68	-41.35	
Total					10.20			202.98	

Sumber : Hasil Perhitungan

2. Perhitungan Uplift Pressure Kondisi Muka Air Banjir

Tabel 5.20 Perhitungan Rembesan dan Tekanan Air Tanah Kondisi Muka Air Banjir

No	Titik	Garis	Panjang Rembesan				Beda Tekanan Air	Beda Tinggi Energi	Tekanan Air Tanah
			LV	LH	1/3LH	Lw	DH = Lw / Cw	Hx	P = Hx - DH
1	A		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.85	1.85
2	B	A - B	7.62	0.00	0.00	7.62	1.90	9.47	7.57
3	C	B - C	0.00	0.50	0.17	7.79	1.94	9.47	7.53
4	D	C - D	4.24	0.00	0.00	12.03	3.00	5.23	2.23
5	E	D - E	0.00	0.74	0.25	12.27	3.06	5.23	2.17
6	F	E - F	0.25	0.00	0.00	12.52	3.12	4.98	1.86
7	G	F - G	0.00	1.00	0.33	12.86	3.21	4.98	1.77
8	H	G - H	0.00	6.77	2.26	15.11	3.77	4.98	1.21
9	I	H - I	0.00	6.75	2.25	17.36	4.33	7.23	2.90
10	J	I - J	1.74	0.00	0.00	19.10	4.76	8.97	4.21
11	K	J - K	0.00	2.25	0.75	19.85	4.95	8.97	4.02
12	L	K - L	1.00	0.00	0.00	20.85	5.20	9.97	4.77
13	M	L - M	0.00	3.06	1.02	21.87	5.45	9.97	4.52
14	N	M - N	1.00	0.00	0.00	22.87	5.70	10.97	5.27
15	O	N - O	0.00	3.06	1.02	23.89	5.96	12.10	6.14
16	P	O - P	0.00	7.93	2.64	26.54	6.62	12.10	5.48
17	Q	P - Q	0.50	0.00	0.00	27.04	6.74	12.60	5.86
18	R	Q - R	0.00	1.50	0.50	27.54	6.87	12.60	5.73
19	S	R - S	2.50	0.00	0.00	30.04	7.49	10.10	2.61
Jumlah			18.85		11.19				

Sumber : Hasil Perhitungan

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel 5.21 Pehitungan Gaya Uplift Pressure Kondisi Muka Air Banjir

Nama Gaya	Luas * tekanan		Gaya V	Gaya H	Titik O		
					Lengan	M.V	M.H
					Ton	Ton	m
P1	0.5	* 7.62 *(7.57 - 1.85)		21.79	4.04		88.04
	1	* 7.62 *(1.85 - 0.00)		14.10	5.31		74.86
P2	0.5	* 4.24 *(7.53 - 2.23)		-11.23	2.91		-32.72
	1	* 4.24 *(2.23 - 0.00)		9.46	3.62		34.24
P3	0.5	* 0.25 *(2.17 - 1.86)		-0.04	5.91		-0.23
	1	* 0.25 *(1.86 - 0.00)		-0.46	5.87		-2.72
P4	0.5	* 1.74 *(4.21 - 2.90)		1.14	2.58		2.93
	1	* 1.74 *(2.90 - 0.00)		5.05	2.87		14.48
P5	0.5	* 1.00 *(4.77 - 4.02)		0.38	1.33		0.50
	1	* 1.00 *(4.02 - 0.00)		4.02	1.50		6.03
P6	0.5	* 1.00 *(5.27 - 4.52)		0.38	0.33		0.13
	1	* 1.00 *(4.52 - 0.00)		4.52	0.50		2.26
P7	0.5	* 0.50 *(5.86 - 5.48)		0.09	-0.33		-0.03
	1	* 0.50 *(5.48 - 0.00)		2.74	-0.25		-0.69
P8	0.5	* 2.50 *(5.73 - 0.00)		-7.17	0.33		-2.39
Total				44.75			184.69
U1	0.5	* 0.50 *(7.57 - 7.53)	0.01		23.96	0.25	
	1	* 0.50 *(7.53 - 0.00)	3.76		23.88	89.89	
U2	0.5	* 0.74 *(2.23 - 2.17)	0.02		23.38	0.53	
	1	* 0.74 *(2.17 - 0.00)	1.61		23.36	37.50	
U3	0.5	* 1.00 *(1.86 - 1.77)	0.04		22.56	0.94	
	1	* 1.00 *(1.77 - 0.00)	1.77		22.39	39.72	
U4	0.5	* 6.77 *(1.77 - 1.21)	1.90		19.63	37.39	
	1	* 6.77 *(1.21 - 0.00)	8.20		18.51	151.79	
U5	0.5	* 6.75 *(2.90 - 1.21)	5.70		12.87	73.36	
	1	* 6.75 *(1.21 - 0.00)	8.18		11.75	96.07	
U6	0.5	* 2.25 *(4.21 - 4.02)	0.21		7.62	1.60	
	1	* 2.25 *(4.02 - 0.00)	9.04		7.25	65.57	
U7	0.5	* 3.06 *(4.77 - 4.52)	0.39		5.1	1.98	
	1	* 3.06 *(4.52 - 0.00)	13.82		4.59	63.42	
U8	0.5	* 3.06 *(5.27 - 6.14)	-1.34		2.04	-2.73	
	1	* 3.06 *(6.14 - 0.00)	18.79		1.53	28.76	
U9	0.5	* 7.93 *(6.14 - 5.48)	-2.61		2.64	-6.90	
	1	* 7.93 *(5.48 - 0.00)	-43.48		3.97	-172.61	
U10	0.5	* 1.50 *(5.86 - 5.73)	-0.09		8.43	-0.79	
	1	* 1.50 *(5.73 - 0.00)	-8.60		8.68	-74.65	
Total			17.33			431.10	

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.3 Tekanan Hidrostatik

Tekanan hidrostatik dihitung dalam dua kondisi, yaitu pada keadaan muka air normal dan banjir.

1. Keadaan muka air normal

- Tekanan hidrostatik

$$P_h = H \times \gamma_w$$

$$= 1 \times 1 = 1 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

- Gaya tekan hidrostatik

$$F_h = \frac{1}{2} \times P_h \times H \times 1$$

$$= \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ Ton}$$

$$M = 1 \times 9,45 = 9,45 \text{ Tm}$$

2. Keadaan muka air banjir

Tabel 5.22 Perhitungan Gaya Hidrostatik

Gaya	Uraian Gaya	H (ton)	Jarak thd titik O (m)	M.H (ton m)
WV1	0,5 x 1,85 x 1 x 1,85 x 1	1,711	9,737	16,660
WV2	0,5 x 1,98 x 1 x 1,98 x 1	- 1,960	2,160	-4,234
Jumlah		-0,249		12,426

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.4 Gaya Akibat Tekanan Lumpur

Gaya yang diakibatkan oleh tekanan lumpur yang diperhitungkan untuk mengetahui sejauh mana tekanan lumpur yang ada terjadi pada tubuh *spillway*.

Endapan lumpur diperhitungkan setinggi mercu, tekanan lumpur yang bekerja pada muka hulu pelimpah dapat dihitung sebagai berikut :

$$P_s = \frac{\gamma_s \cdot xh^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

dimana :

Ps = gaya yang terletak pada 2/3 kedalaman dari atas lumpur yang bekerja secara normal

ϕ = sudut geser dalam (30°)

γ_s = berat jenis lumpur = 1,6 ton/m³

h = kedalaman lumpur (m) = 1 m

Jadi tekanan lumpur besarnya adalah
$$P_s = \frac{1,6x1^2}{2} \left[\frac{1 - \sin 20}{1 + \sin 20} \right]$$

$$P_s = 0,392 \text{ T/m}^2$$

Besarnya momen akibat lumpur adalah $MP_s = P_s \times \text{Jarak dari titik O}$

$$MP_s = 0,4175 \times 9,45 = 3,95 \text{ Tm.}$$

Tabel 5.23 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Lumpur

Gaya	Uraian Gaya	Ps (ton)	Jarak thd titik O (m)	M.Ps (ton.m)
Ps	0,5 x 1,6 x 1 x 1 x 0,490	0,392	9,45	3,95

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.5 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

- Tekanan tanah aktif dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Pa = \gamma_s \cdot Ka \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}$$

Dimana : $Ka = \tan^2 (45^\circ - \Phi/2)$
 $= \tan^2 (45^\circ - 14,3/2)$
 $= 0,604$

$$Pa = 1,703 \cdot 0,604 \cdot 7,62 - 2 \cdot 0,039 \cdot \sqrt{0,604}$$

$$= 7,777 \text{ ton}$$

- Tekanan tanah pasif dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Pp = \gamma_s \cdot Kp \cdot H + 2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}$$

Dimana : $Kp = \tan^2 (45 + \Phi/2)$
 $= \tan^2 (45 + 14,3/2)$
 $= 1,656$

$$Pp = 1,703 \cdot 1,656 \cdot 2,5 + 2 \cdot 0,039 \cdot \sqrt{1,656}$$

$$= 7,151 \text{ ton}$$

dimana :

Pa = tekanan tanah aktif

Pp = tekanan tanah pasif

Φ = sudut geser dalam = 14,3°

g = gravitasi bumi = 9,8 m/detik²

H = kedalaman tanah aktif dan pasif (m)

γ_s = berat jenis tanah jenuh air = 1,703 ton/m³

γ_w = berat jenis air = 1,0 ton/m³

Tabel 5.24 Perhitungan tekanan tanah

Gaya	Luas x Tekanan	Gaya Horizontal (ton)	Jarak thd titik O (m)	M.Ps (ton.m)
Pa	0,5 x 7,62 x 7,777	29,630	4,04	119,705
Pp	0,5 x 2,50 x 7,151	-8,939	0,333	-2,977
		Σ Rh = 20,691		Σ Mh = 116,728

Sumber : Hasil Perhitungan

Rekapitulasi gaya-gaya yang bekerja pada tubuh pelimpah

Tabel 5.25 Hasil Perhitungan Gaya yang Terjadi pada Kondisi Air Normal

No	Faktor gaya	Gaya		Momen	
		H (Ton)	V (Ton)	Mh (Ton.m)	Mv (Ton.m)
1	Berat konstruksi	-	176.58	-	1605.13
2	Gaya gempa (K)	52.97	-	481.54	-
3	Gaya Hidrostatik	1	-	9.45	-
4	Tekanan Tanah	20.691	-	117	-
5	Tekanan uplift pressure	-30.27	-10.20	-124.67	-202.98
6	Gaya akibat Tekanan Lumpur	0.392		3.95	
TOTAL		44.791	166.38	487.00	1,402.15

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 5.26 Hasil Perhitungan Gaya yang Terjadi pada Kondisi Air banjir

No	Faktor gaya	Gaya		Momen	
		H (Ton)	V (Ton)	Mh (Ton.m)	Mv (Ton.m)
1	Berat konstruksi		176.58		1605.13
2	Gaya gempa (K)	52.97		481.54	
3	Gaya Hidrostatik	-0.249		12.426	
4	Tekanan Tanah	20.691		117	
5	Tekanan uplift pressure	-44.75	-17.33	-184.69	-431.10
6	Gaya akibat Tekanan Lumpur	0.392		3.95	
7	Berat Air		39.96		162.85
TOTAL		29.056	199.21	429.95	1,336.87

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.6 Perhitungan Stabilitas untuk Kondisi Muka Air Normal

1. Stabilitas terhadap Guling

Untuk mengetahui nilai SF (faktor keamanan) bangunan *spillway* terhadap guling, maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$SF = \frac{\sum M \cdot V}{\sum M \cdot H} \geq 1,5$$

dimana :

SF = Faktor keamanan

$\sum M.V$ = Jumlah momen vertikal (t.m)

$\sum M.H$ = Jumlah momen horisontal (t.m)

$$SF = \frac{1.402,15}{487,00} \geq 1,5$$

$$= 2,879 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

Dengan didaptkannya nilai SF = 2,879, maka bangunan *spillway* yang ada dinyatakan aman terhadap bahaya guling.

2. Stabilitas terhadap Geser

Guna mengetahui stabilitas *spillway* terhadap bahaya geser, maka ditinjau dengan menggunakan rumus :

$$SF = \frac{\sum (V - U)}{\sum H} \geq 1,5$$

dimana :

SF = Faktor keamanan

$\Sigma(V-U)$ = Jumlah gaya vertikal dikurangi gaya *uplift pressure* (t)

ΣH = Jumlah gaya horisontal yang bekerja pada bangunan *spillway* (t)

$$SF = \frac{166,38}{44,791} \geq 1,5$$
$$= 3,715 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

Dari hasil perhitungan nilai SF = 3,715, dengan demikian bangunan *spillway* yang ada dinyatakan aman terhadap bahaya geser.

3. Stabilitas terhadap Piping

Guna mencegah pecahnya bagian hilir bangunan, harga keamanan terhadap erosi tanah harus sekurang-kurangnya 2 (dua) (SF > 2).

Dengan menggunakan metode *Lane* yang disebut metode angka rembesan *Lane*, dapat dihitung dengan rumus :

$$C_L = (L_v + \frac{1}{3} L_H) / H$$

dimana :

C_L = Angka rembesan *Lane*

L_v = Jumlah panjang vertikal (m)

L_H = Jumlah panjang horisontal (m)

H = Beda tinggi muka air (m)

$$CL = \frac{L_v + 1/3 L_H}{H_w} = \frac{18,85 + 11,19}{8,12} = 3,70 \rightarrow \text{aman (Lempung sedang } CL = 2)$$

Dari hasil perhitungan nilai $C_L = 3,70$, dengan demikian bangunan *spillway* dinyatakan aman terhadap bahaya *piping*.

4. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah

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) :

$$q_{ult} = a \times C \times N_c + \gamma \times z \times N_q + \beta \times \gamma_{sub} \times B \times N_\gamma$$

dimana :

- q_{ult} = daya dukung ultimate (t/m^2)
- C = kohesi (t/m^2)
- γ_{sub} = berat isi tanah jenuh air (t/m^3)
- γ = berat per satuan volume tanah (t/m^3)
- α, β = faktor yang tak berdimensi dari bentuk tapak pondasi
- z = kedalaman pondasi = 7,62 m
- B = lebar pondasi = 10 m

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

$$\gamma_{sat} \text{ tanah} = 1,703 \text{ gr/cm}^3$$

$$\begin{aligned} \gamma_{sub} \text{ tanah} &= \gamma_{sat} \text{ tanah} - \gamma_{air} \\ &= 1,703 - 1 \\ &= 0,703 \end{aligned}$$

$$c = 0,039 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 14,3$$

maka diperoleh harga – harga dari Tabel faktor daya dukung terzaghi (interpolasi) sebagai berikut:

$$N_c = 10,373$$

$$N_q = 3,659$$

$$N_\gamma = 2,398$$

α, β = bentuk tapak pondasi adalah jalur atau strip, $\alpha = 1$, dan $\beta = 0.5$

Perhitungan:

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

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 0,039 \times 10,373 + 1,703 \times 7,62 \times 3,659 + 0,5 \times 0,703 \times 10 \times 2,398 \\ &= 56,316 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

SF = *safety Factor* = 2,0 – 3.0

Faktor keamanan (*Safety factor*) diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah:

$$\sigma_{ijin} = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{56,316}{3} = 18,772 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{\omega} < \sigma_{ijin}^-$$

$$\sigma = \frac{\sum V}{BL} \pm \frac{(\sum MV - \sum MH)}{\left(\frac{1}{6}BH^2\right)} < \sigma_{ijin}^-$$

dimana :

$$L = 33,56 \text{ m}$$

H = 10,62 m (tinggi total bangunan pelimpah)

$$\sigma = \frac{166,38}{10 * 33,56} \pm \frac{(1.402,15 - 468,10)}{\left(\frac{1}{6} * 10 * 10,62^2\right)}$$

$$\sigma = 0,496 \text{ ton/m}^2 \pm 4,969 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 5,465 \text{ ton/m}^2 < 18,772 \text{ ton/m}^3 \text{ (Aman)}$$

$$\sigma_{\min} = -4,473 \text{ ton/m}^2 < 18,772 \text{ ton/m}^3 \text{ (Aman)}$$

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

5.13.7 Perhitungan Stabilitas untuk Kondisi Muka Air Banjir

Pada saat banjir, gaya-gaya yang bekerja ada yang mengalami perubahan seperti gaya Tekan ke atas (*Up-lift Pressure*), Gaya Hidrostatik dan berat air di atas bangunan pelimpah, sementara gaya-gaya yang tetap adalah : Gaya akibat beban sendiri, Gaya Gempa, Tekanan Tanah dan Gaya akibat Lumpur.

Berat air di atas bangunan pelimpah

Tabel 5.27 Perhitungan berat air di atas pelimpah

No Gaya	Luas * massa jenis						Gaya Vertikal	Titik O		
								Lengan	Momen Vertikal	
							Ton	m	Ton.m	
1	1	*	0.85	*	0.50	*	1	0.43	23.88	10.15
2	1	*	0.85	*	0.74	*	1	0.63	23.36	14.69
3	1	*	0.85	*	1.00	*	1	0.85	22.39	19.03
4	1	*	0.85	*	6.77	*	1	5.75	18.51	106.52
5	1	*	0.85	*	6.75	*	1	5.74	11.75	67.42
6	1	*	0.85	*	2.25	*	1	1.91	7.62	14.57
7	1	*	0.85	*	3.86	*	1	3.28	3.06	10.04
8	0.5		1.13	*	2.26	*	1	1.28	1.51	1.93
9	1	*	0.85	*	2.26	*	1	1.92	1.13	2.17
10	1	*	1.98	*	7.93	*	1	15.70	-3.97	-62.33
11	0.5	*	0.5	*	1.00	*	1	0.25	-8.26	-2.07
12	1	*	1.5	*	1.48	*	1	2.22	-8.68	-19.27
Total							39.96			162.85

1. Stabilitas terhadap Guling

Untuk mengetahui nilai SF (faktor keamanan) bangunan *spillway* terhadap guling memakai rumus sebagai berikut :

$$SF = \frac{\sum M \cdot V}{\sum M \cdot H} \geq 1,5$$

dimana :

SF = Faktor keamanan

$\sum M.V$ = Jumlah momen vertikal (t.m)

$\sum M.H$ = Jumlah momen horisontal (t.m)

$$SF = \frac{1.336,87}{429,95} \geq 1,5$$

$$= 3,109 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

Dengan didapatkannya nilai $SF = 3,109$, maka bangunan *spillway* yang ada dinyatakan sangat aman terhadap bahaya guling.

2. Stabilitas terhadap Geser

Guna mengetahui stabilitas *spillway* terhadap bahaya geser, maka ditinjau dengan menggunakan rumus :

$$SF = \frac{\sum (V - U)}{\sum H} \geq 1,5$$

dimana :

SF = Faktor keamanan

$\Sigma(V-U)$ = Jumlah gaya vertikal dikurangi gaya *uplift pressure* (t)

ΣH = Jumlah gaya horisontal yang bekerja pada bangunan *spillway* (t)

$$SF = \frac{199,21}{29,056} \geq 1,5$$
$$= 6,856 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

Dari hasil perhitungan nilai $SF = 6,856$, dengan demikian bangunan *spillway* dinyatakan aman terhadap bahaya geser.

3. Stabilitas terhadap Piping

Guna mencegah pecahnya bagian hilir bangunan, harga keamanan terhadap erosi tanah harus sekurang-kurangnya 2 (dua) ($SF > 2$).

Dengan menggunakan metode *Lane* yang disebut metode angka rembesan *Lane*, dapat dihitung dengan rumus :

$$C_L = (L_v + \frac{1}{3} L_H) / H$$

dimana :

C_L = Angka rembesan *Lane*

L_v = Jumlah panjang vertikal (m)

L_H = Jumlah panjang horisontal (m)

H = Beda tinggi muka air (m)

Akibat banjir yang terjadi, maka ada perubahan garis rembesan (*creep line*) yaitu :

$$\text{Elv muka air hulu} = +31,47 \text{ m}$$

$$\text{Elv muka air hilir} = +23,98 \text{ m}$$

$$H_w = 31,47 - 23,98 = 7,49 \text{ m}$$

$$CL = \frac{L_v + 1/3LH}{H_w} = \frac{18,85 + 11,19}{7,49} = 4,011 \rightarrow \text{aman (Lempung sedang } CL = 2)$$

Dari hasil perhitungan nilai $C_L = 4,011$, dengan demikian bangunan *spillway* dinyatakan aman terhadap bahaya *piping*.

4. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah

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) :

$$q_{ult} = a \times C \times N_c + \gamma \times z \times N_q + \beta \times \gamma_{sub} \times B \times N_\gamma$$

dimana :

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

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

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

$$\gamma = \text{berat per satuan volume tanah (t/m}^3\text{)}$$

$$\alpha, \beta = \text{faktor yang tak berdimensi dari bentuk tapak pondasi}$$

$$z = \text{kedalaman pondasi} = 7,62 \text{ m}$$

$$B = \text{lebar pondasi} = 10 \text{ m}$$

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

$$\gamma_{sat} \text{ tanah} = 1,703 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma_{sub} \text{ tanah} = \gamma_{sat} \text{ tanah} - \gamma_{air}$$

$$= 1,703 - 1$$

$$= 0,703$$

$$c = 0,039 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 14,3$$

maka diperoleh harga – harga dari Tabel faktor daya dukung terzaghi (interpolasi) sebagai berikut:

$$N_c = 10,373$$

$$N_q = 3,659$$

$$N_\gamma = 2,398$$

α, β = bentuk tapak pondasi adalah jalur atau strip, $\alpha = 1$, dan $\beta = 0.5$

Perhitungan:

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

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 0,039 \times 10,373 + 1,703 \times 7,62 \times 3,659 + 0,5 \times 0,703 \times 10 \times 2,398 \\ &= 56,316 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

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

Faktor keamanan (*Safety factor*) diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah:

$$\sigma_{ijin} = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{56,316}{3} = 18,772 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{\omega} < \sigma_{ijin}^-$$

$$\sigma = \frac{\sum V}{BL} \pm \frac{(\sum MV - \sum MH)}{\left(\frac{1}{6}BH^2\right)} < \sigma_{ijin}^-$$

dimana :

$$L = 33,56 \text{ m}$$

$$H = 10,62 \text{ m (tinggi total bangunan pelimpah)}$$

$$\sigma = \frac{216,54}{10 * 33,56} \pm \frac{(1.336,87 - 408,07)}{\left(\frac{1}{6} * 10 * 10,62^2\right)}$$

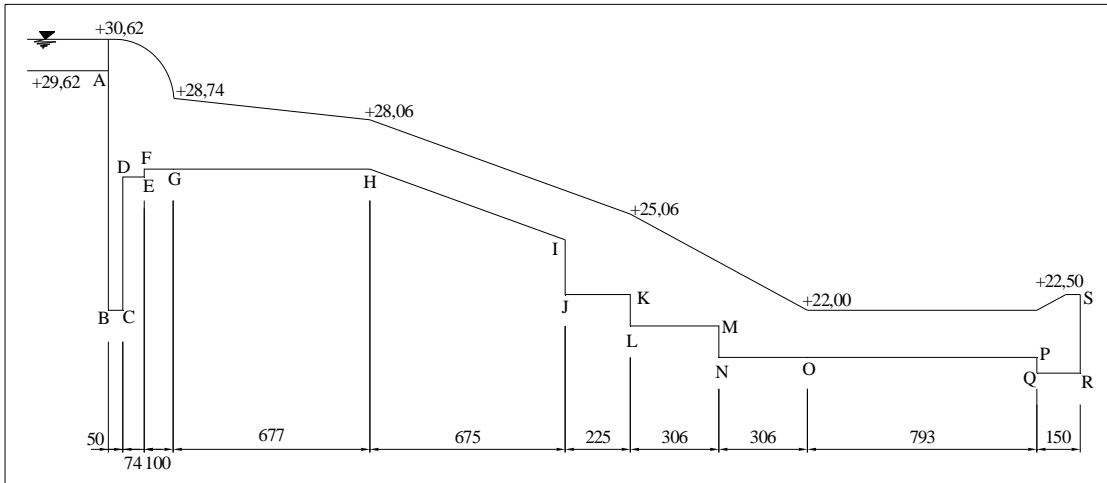
$$\sigma = 0,645 \text{ ton/m}^2 \pm 4,941 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 5,586 \text{ ton/m}^2 < 18,772 \text{ ton/m}^3 \text{ (Aman)}$$

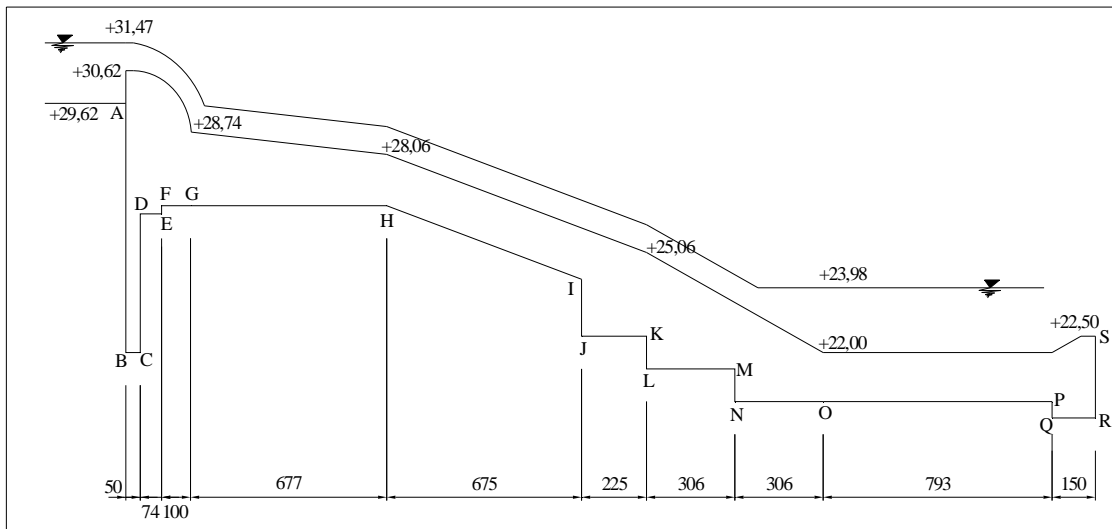
$$\sigma_{min} = -4,296 \text{ ton/m}^2 < 18,772 \text{ ton/m}^3 \text{ (Aman)}$$

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

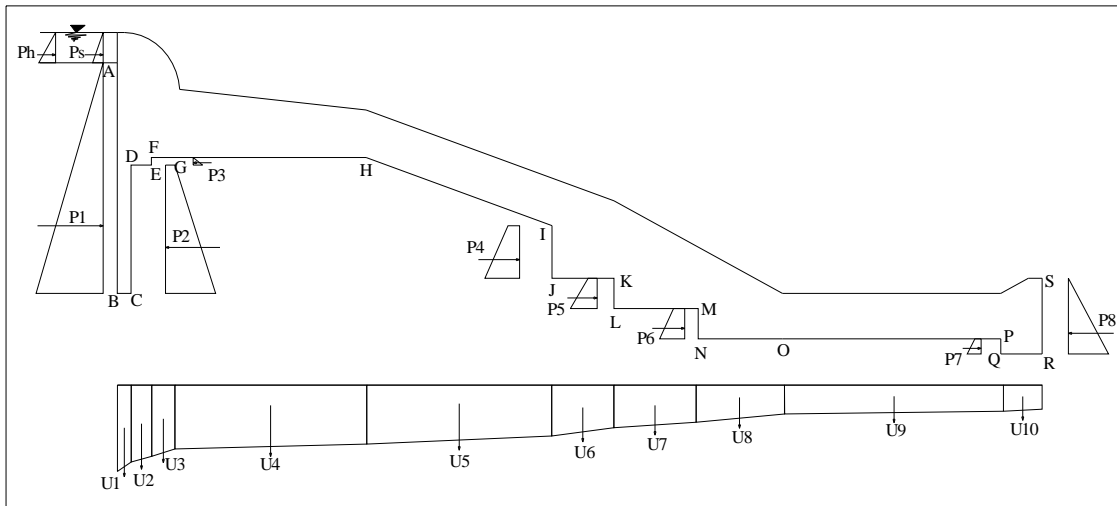
BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI



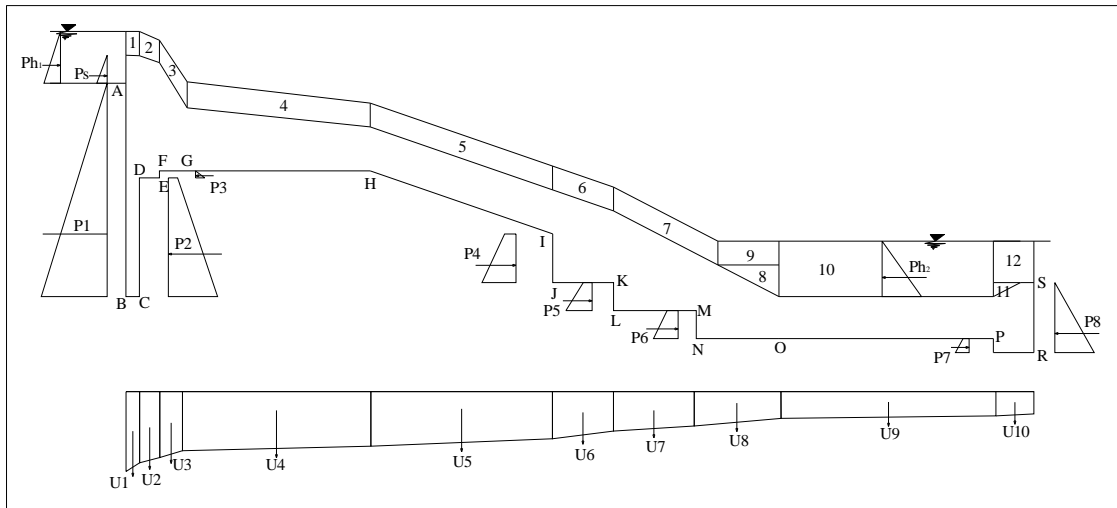
Gambar 5.19 Stabilitas Pelimpah pada Kondisi Muka Air Normal



Gambar 5.20 Stabilitas Pelimpah pada Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 5.21 Gaya-gaya yang berkerja pada Pelimpah Kondisi Muka Air Normal



Gambar 5. 22 Gaya-gaya yang berkerja pada Pelimpah Kondisi Muka Air Banjir

5.14 Perhitungan Stabilitas Embung

5.14.1 Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi

Stabilitas lereng embung terhadap rembesan ditinjau dengan cara sebagai berikut:

1. Formasi garis depresi tubuh bendung kondisi tanpa menggunakan chimney

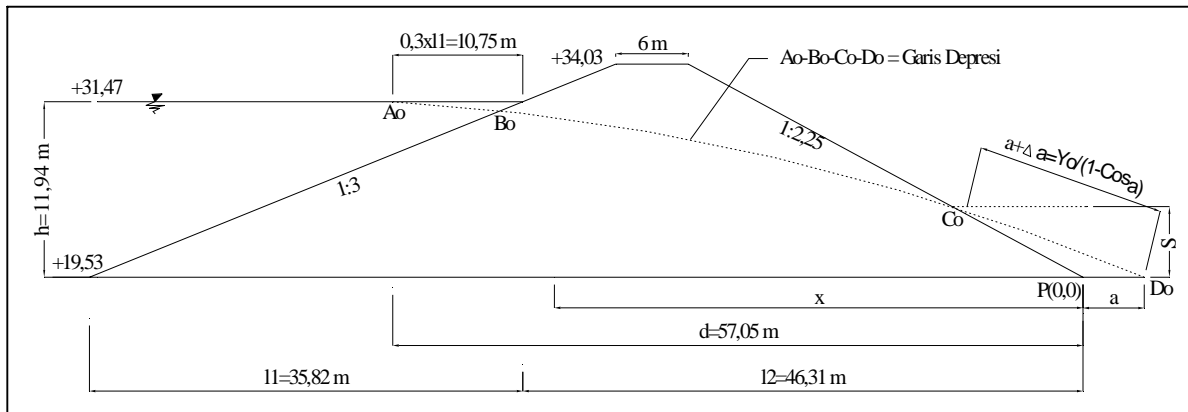
Diketahui :

H : 11,94 m

l_1 : 35,82 m

l_2 : 46,31 m

b : $0,3 \times l_1 + l_2 = (0,3 \times 35,82) + 46,31 = 57,06$ m



Gambar 5.23 Sket Garis Depresi Embung Kali Silandak

Persamaan parabola *Seepage Line* :

$$(x^2 + y^2)^{0.5} = X + S$$

$$(57,06^2 + 11,94^2)^{0.5} = 57,06 + S$$

$$58,30 = 57,06 + S$$

$$S = FD = 1,24 \text{ m}$$

$$a = 0.5 S = 0.5 \times 1,24 = 0,62 \text{ m}$$

$$(x^2 + y^2)^{0.5} = X + 1,24$$

$$x^2 + y^2 = X^2 + 2,48 x + 1,5376$$

$$y = (2,48 x + 1,5376)^{0.5}$$

Dengan memasukkan nilai - nilai X pada persamaan tersebut diperoleh nilai kurva *Seepage* sebagai berikut :

Tabel 5.28 Perhitungan harga X dan Y

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0	1,24	16	6,42	32	8,99	48	10,98
1	2,00	17	6,61	33	9,13	49	11,09
2	2,55	18	6,80	34	9,27	50	11,20
3	3,00	19	6,98	35	9,40	51	11,31
4	3,38	20	7,15	36	9,53	52	11,42
5	3,73	21	7,32	37	9,66	53	11,53
6	4,05	22	7,49	38	9,79	54	11,64
7	4,35	23	7,65	39	9,91	55	11,74
8	4,62	24	7,81	40	10,04	56	11,85
9	4,88	25	7,97	41	10,16	57	11,95
10	5,13	26	8,13	42	10,28	57,06	11,96
11	5,37	27	8,28	43	10,40	58	12,06
12	5,59	28	8,42	44	10,52	59	12,16
13	5,81	29	8,57	45	10,64	60	12,26
14	6,02	30	8,71	46	10,75	61	12,36
15	6,22	31	8,86	47	10,87	62	12,46

2. Formasi garis depresi tubuh embung kondisi menggunakan drainase kaki

Diketahui :

H : 11,94 m

l₁ : 35,82 m

l₂ : 46,31 m

Persamaan parabola *Seepage Line*

$$(x^2 + y^2)^{0.5} = X + S$$

$$(46,31^2 + 11,94^2)^{0.5} = 46,31 + S$$

$$47,82 = 46,31 + S$$

$$S = FD = 1,51 \text{ m}$$

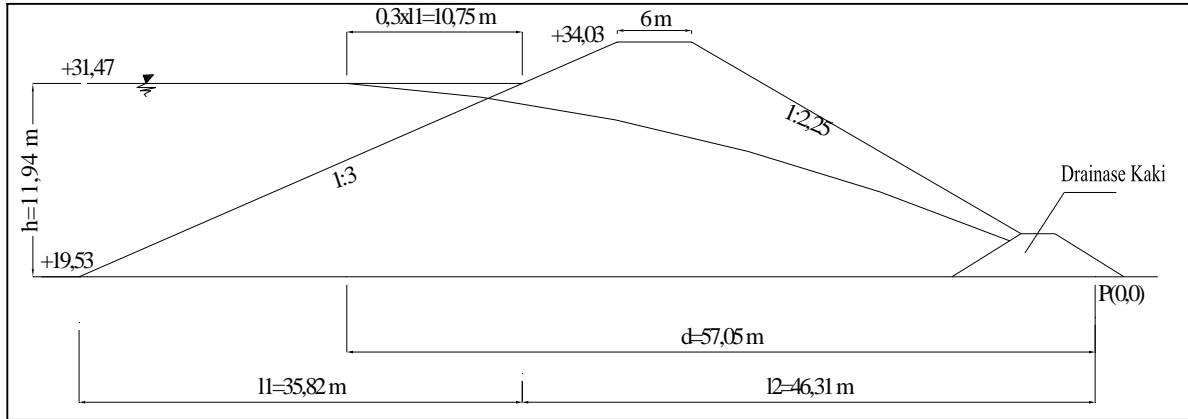
$$a = 0.5 S = 0.5 \times 1,51 = 0,76 \text{ m}$$

$$(x^2 + y^2)^{0.5} = X + 1,51$$

$$x^2 + y^2 = X^2 + 3,02 \cdot x + 2,2801$$

$$y = (3,02 \cdot x + 2,2801)^{0.5}$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI



Gambar 5.24 Sket Garis Depresi Embung Kali Silandak dengan Drainase Kaki

Dengan memasukkan nilai - nilai X pada persamaan tersebut diperoleh nilai kurva *Seepage* sebagai berikut :

Tabel 5.29 Perhitungan harga X

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0	1,51	16	7,11	32	9,95	48	12,13
1	2,30	17	7,32	33	10,10	49	12,26
2	2,88	18	7,53	34	10,25	50	12,38
3	3,37	19	7,72	35	10,39	51	12,50
4	3,79	20	7,92	36	10,54	52	12,62
5	4,17	21	8,11	37	10,68	53	12,74
6	4,52	22	8,29	38	10,82	54	12,86
7	4,84	23	8,47	39	10,96	55	12,98
8	5,14	24	8,65	40	11,09	56	13,09
9	5,43	25	8,82	41	11,23	57	13,21
10	5,70	26	8,99	42	11,36	57,06	13,21
11	5,96	27	9,16	43	11,50	58	13,32
12	6,21	28	9,32	44	11,63	59	13,43
13	6,45	29	9,48	45	11,76	60	13,55
14	6,68	30	9,64	46	11,88	61	13,66
15	6,90	31	9,79	47	12,01	62	13,77

3. Jaringan Trayektori aliran filtrasi (seepage flow-net)

Kapasitas aliran filtrasi asumsi $K_h = K_v$

Dengan menggunakan persamaan jaringan trayektori aliran sebagai berikut :

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

dimana :

- 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 :

- $N_f = 8$ asumsi
- $N_e = 14$ asumsi
- $k = 10^{-7} \text{ cm/det} = 10^{-9} \text{ m/det}$
- $H = 14,5 \text{ m}$ $L = 85 \text{ m}$

Maka debit aliran filtrasi adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_f &= \left(\frac{8}{14} \right) \times 10^{-9} \times 14,5 \times 85 \\ &= 7,04 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{dt} = 7,04 \times 10^{-7} \times 60 \times 60 \times 24 = 0,06 \text{ m}^3/\text{hari} \end{aligned}$$

Syarat Q lebih kecil dari 2% Q_{inflow} rata-rata embung ($0,02 \times 30,87 = 0,62 \text{ m}^3/\text{dt}$).

Tinjauan terhadap gejala sufosi 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 :

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

dimana :

- g = gravitasi = $9,8 \text{ m/det}^2$
- c = kecepatan kritis

w_1 = berat butiran bahan dalam air = 0,92 t/m³

F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi

= 2 m x 1 m = 2 m² (untuk per satuan meter panjang bidang)

$$\text{maka : } c = \sqrt{\frac{0,92 \cdot 9,8}{2 \cdot 1}} = 2,123 \text{ m/det}$$

Kecepatan rembesan yang terjadi pada embung adalah :

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

dimana :

k : koefisien filtrasi = 10⁻⁹ m/det

i : gradien debit

h_2 : tekanan air rata-rata = 6,5 m

l : panjang rata-rata berkas elemen aliran filtrasi pada bidang keluarnya aliran
= 40,6 m

$$\text{maka : } V = 10^{-9} \cdot \frac{6,5}{40,6} = 1,6 \times 10^{-10} \text{ m/det} < c \rightarrow \text{aman}$$

Kecepatan filtrasi pada pondasi

Jenis tanah : dengan formasi breksi kompak (matrik : silt-pasir, fragmen : koral boulder, tersemen) berat isi $\gamma_{b \text{ rata-rata}} = 1,628 \text{ gram/cm}^3$, $N_{\text{SPT}} = 30 \text{ s/d} > 45$ dengan $k = 10^{-9}$ tingkat tembus air sedang, akan cukup baik/stabil terhadap pengaruh rembesan.

$$\begin{aligned} V_y &= \frac{k \cdot H}{\pi} \times \frac{1}{\sqrt{x^2 - c^2}} \\ &= \frac{6,5 \cdot 10^{-9}}{3,14} \times \frac{1}{\sqrt{48^2 - 46,5^2}} = 1,5 \times 10^{-11} \\ &= 1,5 \times 10^{-11} \text{ m/det} < 2,123 \text{ m/det} \approx \text{aman} \end{aligned}$$

Jadi konstruksi embung aman terhadap rembesan, sehingga tidak diperlukan grouting.

5.14.2 Stabilitas Embung Terhadap Longsor

Stabilitas lereng embung ditinjau dalam tiga keadaan yaitu pada saat air embung mencapai elevasi penuh, pada saat embung baru selesai dibangun dan sebelum dialiri air dan pada saat air embung mengalami penurunan mendadak.

Data Teknis :

- Tinggi Embung = 14,5 m
- Lebar Mercu Embung = 6 m
- Kemiringan Hulu = 1 : 3
- Kemiringan Hilir = 1 : 2,5
- Elevasi Air embung = + 31,47 m (M.A.B)
- Tinggi Air = 11,94 m

Tabel 5.30 Kondisi perencanaan teknis material urugan sebagai dasar perhitungan

Zone tubuh embung	Kekuatan Geser		γ timbunan dalam beberapa kondisi			
	C (kg/m ²)	θ	kering (γ _k)	Jenuh (γ _{sat})	Air (γ _w)	terendam (γ _{sub} =γ _{sat} -γ _w)
Zone kedap air	0,039	14,3	1,206	1,703	1,000	0,703

Untuk perhitungan kestabilan terhadap longsor digunakan persamaan Fellenius berikut:

$$F_s = \frac{\sum cL + \sum N}{\sum T}; F_s > 1.2$$

$$N = W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi$$

$$T = W \cdot \sin \alpha$$

dimana:

- F_s = Faktor Kestabilan / Keamanan
- c = Kohesi Tanah (T/m²)
- L = Panjang Jari-jari Lingkaran Pias (m)
- W = Berat massa per pias (T)
- α = Sudut antara titik berat pias terhadap garis vertikal pusat lingkaran (°)
- φ = Sudut Geser dalam (°)

1) Pada saat embung baru selesai dibangun (belum terisi 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 perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.32 - Tabel 5.33 dan Gambar 5.25 - Gambar 5.26.

2) Pada saat air embung mencapai elevasi penuh

Dalam kondisi ini, stabilitas lereng yang ditinjau adalah sebelah hulu dan hilir. Hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.34 - Tabel 5.35 dan Gambar 5.27 dan Gambar 5.28.

3) Pada saat embung mengalami penurunan air mendadak (*Rapid 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 perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.36 dan Gambar 5.29.

4) Stabilitas tubuh embung terhadap gaya gempa

$$\text{Rumus : } a_d = n(a_c \times z)^m$$

$$E = \frac{a_d}{g}$$

dimana :

A_d = percepatan gempa rencana (cm/det²)

Z = faktor letak geografis = 0,8

n, m = koefisien jenis tanah

A_c = percepatan dasar gempa = 322,35 cm/det² untuk periode ulang 1000 tahun.

E = koefisien gempa

Tabel 5.31 Koefisien Jenis Tanah

No.	Jenis Tanah	n	m
1	Batu	2,76	0,71
2	Diluvium	0,87	1,05
3	Aluvium	1,56	0,89
4	Aluvium lunak	0,29	7,32

Maka :

$$a_d = 0,87 \times (322,35 \times 0,80)^{1,05}$$

$$= 296,15 \text{ cm/det}^2$$

$$E = \frac{a_d}{g} = \frac{296,15}{980} = 0,3$$

Dari koefisien gempa diatas, kemudian dicari besarnya gaya gempa dan momen akibat gempa dengan rumus :

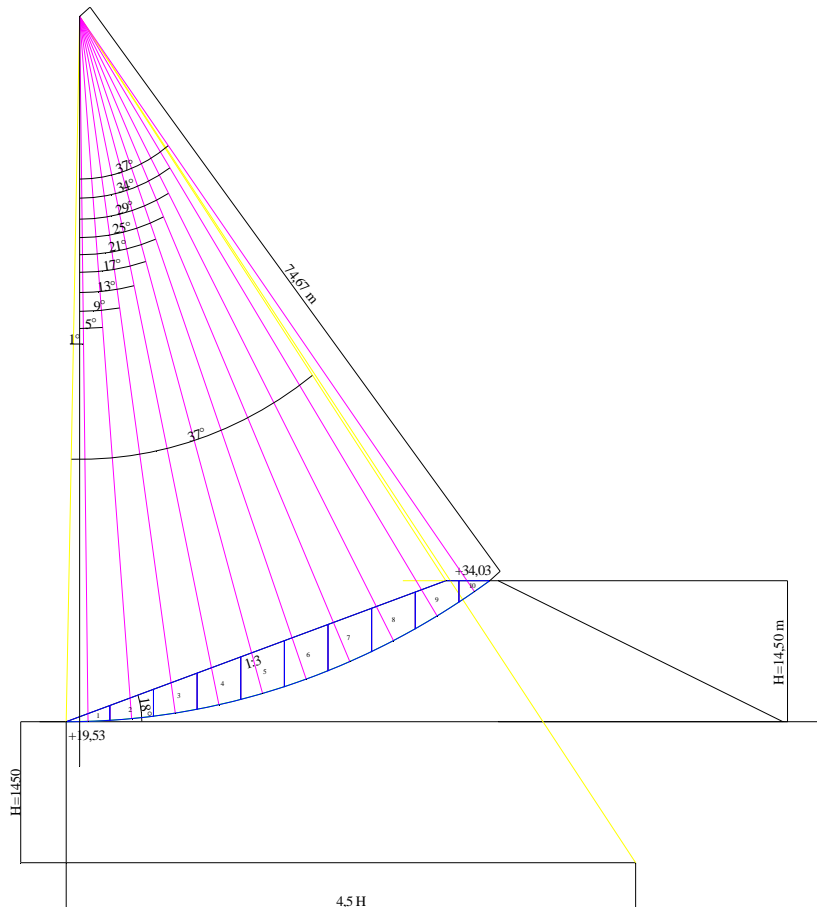
$$K = E \times W$$

dimana : E = 0,3 (koefisien gempa)

W = berat tubuh embung (Ton)

K = gaya gempa

Hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.37 - Tabel 5.38 dan Gambar 5.30 dan Gambar 5.31.



Gambar. 5.25 Stabilitas tubuh embung kondisi baru selesai dibangun bagian hulu

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel. 5.32 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung baru selesai di bangun bagian hulu

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (t)	c (t/m ²)	cL (t/m)	α (°)	cos α	ϕ (°)	tan ϕ	N = W.cos α .tan ϕ	sin α	T = W.sin α
1	392.873	1,206	473804.66	0.39		1	1.000	14.3	0.255	473732.498	0.017	8269.032
2	1,084.838	1,206	1308314.04	0.39		5	0.996	14.3	0.255	1303335.513	0.087	114027.08 2
3	1,633.183	1,206	1969618.28	0.39		9	0.988	14.3	0.255	1945369.014	0.156	308116.182
4	2,036.143	1,206	2455588.75	0.39		13	0.974	14.3	0.255	2392652.167	0.225	552387.27 8
5	2,288.766	1,206	2760252.35	0.39		17	0.956	14.3	0.255	2639642.451	0.292	807019.68 5
6	2,384.491	1,206	2875696.68	0.39		21	0.934	14.3	0.255	2684694.135	0.358	1030557.5 24
7	2,315.742	1,206	2792785.44	0.39		25	0.906	14.3	0.255	2531123.188	0.423	1180282.1 26
8	2,070.874	1,206	2497473.57	0.39		29	0.875	14.3	0.255	2184339.601	0.485	1210799.2 12
9	1,597.693	1,206	1926818.16	0.39		34	0.829	14.3	0.255	1597404.648	0.559	1077463.0 40
10	394.934	1,206	476290.83	0.39		37	0.799	14.3	0.255	380382.771	0.602	286638.97 7
Jumlah					19					18132675.986		6575560.1 39

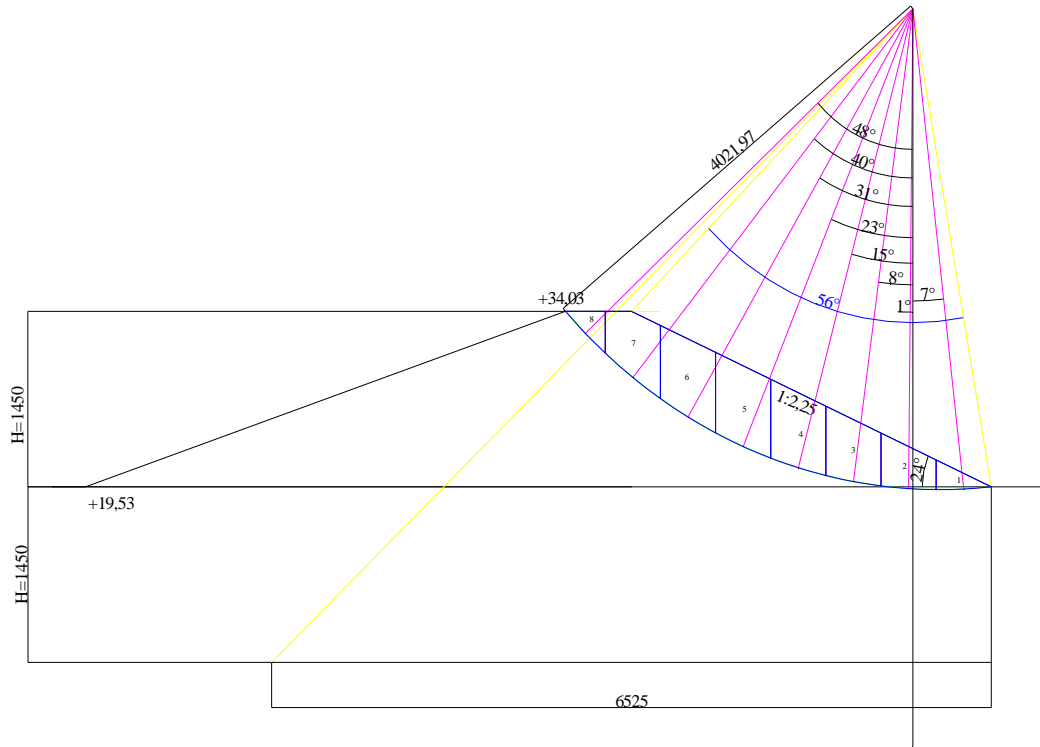
R = 74,67 meter

$\beta = 37^0$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$F_s = \frac{\sum cL + \sum N}{\sum T} \qquad F_s = \frac{19 + 18132675,986}{6575560,139} = 2,76$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 2,76 > 1,25$ OK!



Gambar. 5.26 Stabilitas tubuh embung kondisi baru selesai dibangun bagian hilir

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel. 5.33 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung baru selesai di bangun bagian hilir

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (t)	c (t/m ²)	cL (t/m)	α (°)	cos α	ϕ (°)	tan ϕ	N = W.cos α .tan ϕ	sin α	T = W.sin α
1	634.812	1,206	765583.69	0.39		-7	0.993	14.3	0.255	759877.146	-0.122	-93301.182
2	1,728.696	1,206	2084806.96	0.39		1	1.000	14.3	0.255	2084489.430	0.017	36384.898
3	2,549.305	1,206	3074461.76	0.39		8	0.990	14.3	0.255	3044541.313	0.139	427882.37 7
4	3,086.872	1,206	3722767.75	0.39		15	0.966	14.3	0.255	3595917.511	0.259	963523.19 3
5	3,321.853	1,206	4006154.12	0.39		23	0.921	14.3	0.255	3687684.310	0.391	1565329.1 20
6	3,208.825	1,206	3869842.44	0.39		31	0.857	14.3	0.255	3317102.401	0.515	1993116.2 02
7	2,556.867	1,206	3083581.87	0.39		40	0.766	14.3	0.255	2362160.760	0.643	1982088.2 22
8	645.558	1,206	778542.87	0.39		48	0.669	14.3	0.255	520946.862	0.743	578570.10 4
Jumlah					15					19372719.732		7453592.9 36

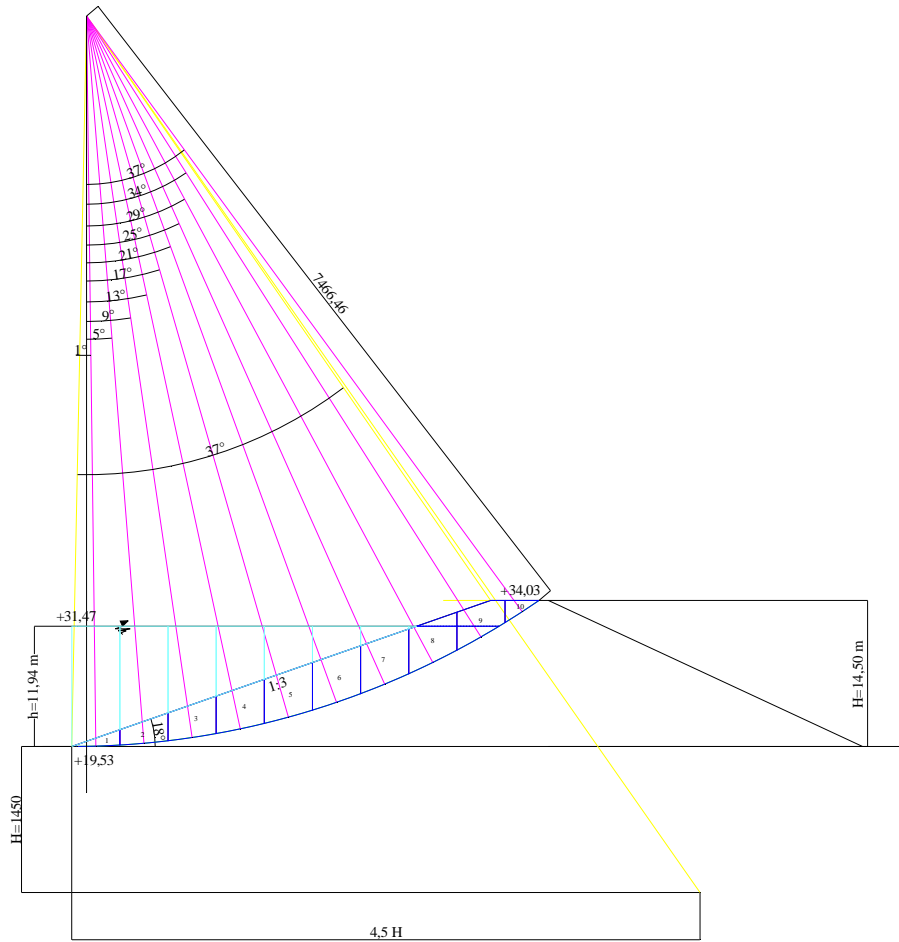
R = 40,22 meter

$\beta = 56^0$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$F_s = \frac{\sum cL + \sum N}{\sum T} \qquad F_s = \frac{15 + 19372719,732}{7453592,936} = 2,60$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 2,60 > 1,25$ OK!



Gambar. 5.27 Stabilitas tubuh embung pada saat mencapai elevasi penuh bagian hulu

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel. 5.34 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung mencapai elevasi penuh bagian hulu

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (t)		c (t/m ²)	cL (t/m)	α (°)	cos α	φ (°)	tan φ	N = W.cos α . tan φ	sin α	T = W.sin α
1	392,873	0,703	276,19	5819,25	0,39		1	1,000	14,3	0,255	5818,363	0,017	101,560
	5.543,060	1,000	5543,06										
2	1.084,838	0,703	762,64	5482,52	0,39		5	0,996	14,3	0,255	5461,662	0,087	477,834
	4.719,884	1,000	4719,88										
3	1.633,183	0,703	1148,13	5034,66	0,39		9	0,988	14,3	0,255	4972,671	0,156	787,594
	3.886,528	1,000	3886,53										
4	2.036,143	0,703	1431,41	4484,58	0,39		13	0,974	14,3	0,255	4369,642	0,225	1008,811
	3.053,172	1,000	3053,17										
5	2.288,766	0,703	1609,00	3828,82	0,39		17	0,956	14,3	0,255	3661,518	0,292	1119,438
	2.219,817	1,000	2219,82										
6	2.384,491	0,703	1676,30	3062,76	0,39		21	0,934	14,3	0,255	2859,331	0,358	1097,594
	1.386,461	1,000	1386,46										
7	2.315,742	0,703	1627,97	2181,07	0,39		25	0,906	14,3	0,255	1976,723	0,423	921,761
	553,105	1,000	553,11										
8	1.779,453	0,703	1250,96	1612,97	0,39		29	0,875	14,3	0,255	1410,734	0,485	781,983
	290,917	1,206	350,85										
	11,167	1,000	11,17										
9	533,074	0,703	374,75	1658,17	0,39		34	0,829	14,3	0,255	1374,689	0,559	927,239
	1.064,199	1,206	1283,42										
10	394,934	1,206	476,29	476,29	0,39		37	0,799	14,3	0,255	380,383	0,602	286,6 39
Jumlah						19					32285,71		7510,

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

											6		453
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	---	--	-----

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel. 5.35 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung mencapai elevasi penuh bagian hilir

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (t)		c (t/m ²)	cL (t/m)	α (°)	cos α	ϕ (°)	tan ϕ	N = W.cos α .tan ϕ	sin α	T = W.sin α
1	634,812	1,206	765,58	765,58	0,39		-7	0,993	14,3	0,255	759,877	-0,122	-93,301
2	1.728,696	1,206	2084,81	2280,68	0,39		1	1,000	14,3	0,255	2280,336	0,017	39,803
	278,629	0,703	195,88										
3	2.549,305	1,206	3074,46	3653,79	0,39		8	0,990	14,3	0,255	3618,228	0,139	508,509
	824,076	0,703	579,33										
4	3.086,872	1,206	3722,77	4701,08	0,39		15	0,966	14,3	0,255	4540,899	0,259	1216,730
	1.391,631	0,703	978,32										
5	3.321,853	1,206	4006,15	5193,94	0,39		23	0,921	14,3	0,255	4781,047	0,391	2029,434
	1.689,596	0,703	1187,79										
6	3.208,825	1,206	3869,84	4834,36	0,39		31	0,857	14,3	0,255	4143,852	0,515	2489,878
	1.371,997	0,703	964,51										
7	2.556,867	1,206	3083,58	3381,18	0,39		40	0,766	14,3	0,255	2590,131	0,643	2173,378
	423,321	0,703	297,59										
8	645,558	1,206	778,54	778,54	0,39		48	0,669	14,3	0,255	520,947	0,743	578,570
Jumlah							15					23235,318	

R = 40,22 meter

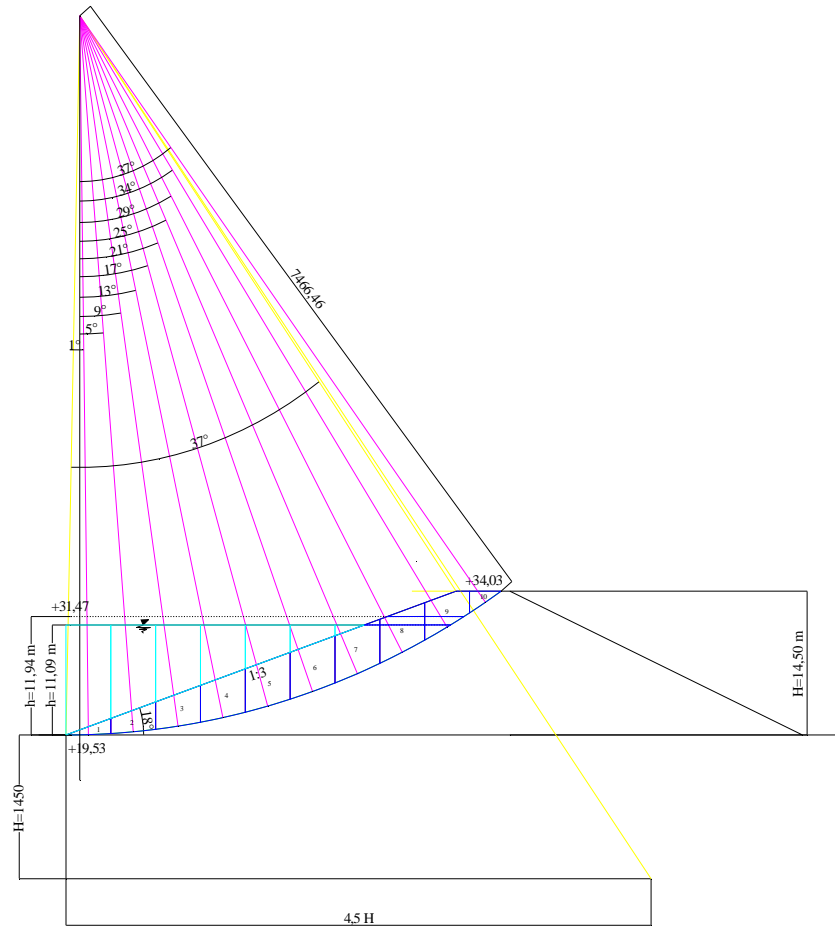
$\beta = 56^0$

$$F_s = \frac{\sum cL + \sum N}{\sum T}$$

$$F_s = \frac{15 + 23235,318}{8943,001} = 2,60$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 2,60 > 1,50$ OK!



Gambar. 5.29 Stabilitas tubuh embung pada kondisi embung mengalami penurunan air mendadak (*rapid down*) bagian hulu

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel 5.36 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung mengalami penurunan air mendadak (*rapid drawdown*) bagian hulu

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (t)		c (t/m ²)	cL (t/m)	α (°)	cos α	ϕ (°)	tan ϕ	N = W.cos α .tan ϕ	sin α	T = W.sin α
1	392.873	1.703	669.06	669.06	0.39		1	1.000	14.3	0.255	668.961	0.017	11.677
2	1,084.838	1.703	1847.48	1847.48	0.39		5	0.996	14.3	0.255	1840.448	0.087	161.018
3	1,633.183	1.703	2781.31	2781.31	0.39		9	0.988	14.3	0.255	2747.068	0.156	435.093
4	2,036.143	1.703	3467.55	3467.55	0.39		13	0.974	14.3	0.255	3378.679	0.225	780.029
5	2,288.766	1.703	3897.77	3897.77	0.39		17	0.956	14.3	0.255	3727.455	0.292	1139.597
6	2,384.491	1.703	4060.79	4060.79	0.39		21	0.934	14.3	0.255	3791.073	0.358	1455.257
7	2,318.857	1.703	3949.01	3949.01	0.39		25	0.906	14.3	0.255	3579.022	0.423	1668.926
8	1,782.369	1.703	3035.37	3385.04	0.39		29	0.875	14.3	0.255	2960.619	0.485	1641.098
	289.936	1.206	349.66										
9	534.386	1.703	910.06	2192.11	0.39		34	0.829	14.3	0.255	1817.343	0.559	1225.813
	1,063.061	1.206	1282.05										
10	394.934	1.206	476.29	476.29	0.39	37	0.799	14.3	0.255	380.383	0.602	286.639	
Jumlah						19					24891.050		11886.948

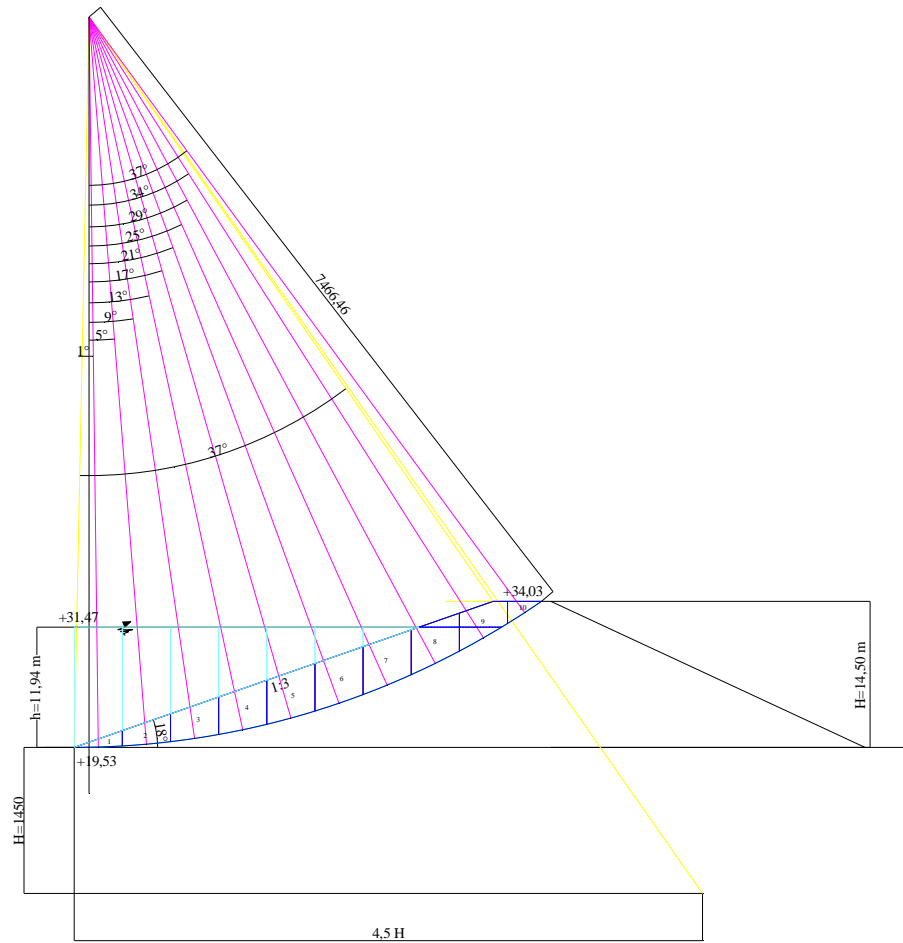
R = 74,67 meter

$\beta = 37^\circ$

$$F_s = \frac{\sum cL + \sum N}{\sum T}$$

$$F_s = \frac{19 + 24891,050}{11886,948} = 2,10$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena FS = 2,10 > 1,2 OK!



Gambar. 5.30 Stabilitas tubuh embung terhadap gaya gempa bagian hulu

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel. 5.37 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung terhadap gaya gempa bagian hulu

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (t)		c (t/m ²)	cL (t/m)	α (°)	cos α	ϕ (°)	tan ϕ	N = W.E.cos α .tan ϕ	sin α	T = W.sin α
1	392.873	0.703	276.19	5819.25	0.39		1	1.000	14.3	0.255	1745.509	0.017	101.560
	5,543.060	1.000	5543.06										
2	1,084.838	0.703	762.64	5482.52	0.39		5	0.996	14.3	0.255	1638.499	0.087	477.834
	4,719.884	1.000	4719.88										
3	1,633.183	0.703	1148.13	5034.66	0.39		9	0.988	14.3	0.255	1491.801	0.156	787.594
	3,886.528	1.000	3886.53										
4	2,036.143	0.703	1431.41	4484.58	0.39		13	0.974	14.3	0.255	1310.892	0.225	1008.811
	3,053.172	1.000	3053.17										
5	2,288.766	0.703	1609.00	3828.82	0.39		17	0.956	14.3	0.255	1098.455	0.292	1119.438
	2,219.817	1.000	2219.82										
6	2,384.491	0.703	1676.30	3062.76	0.39		21	0.934	14.3	0.255	857.799	0.358	1097.594
	1,386.461	1.000	1386.46										
7	2,315.742	0.703	1627.97	2181.07	0.39		25	0.906	14.3	0.255	593.017	0.423	921.761
	553.105	1.000	553.11										
8	1,779.453	0.703	1250.96	1612.97	0.39		29	0.875	14.3	0.255	1745.509	0.485	781.983
	290.917	1.206	350.85										
	11.167	1.000	11.17										
9	533.074	0.703	374.75	1658.17	0.39		34	0.829	14.3	0.255	412.407	0.559	927.239
	1,064.199	1.206	1283.42										
10	394.934	1.206	476.29	476.29	0.39		37	0.799	14.3	0.255	114.115	0.602	286.639
Jumlah						19					11008.003		7510.453

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

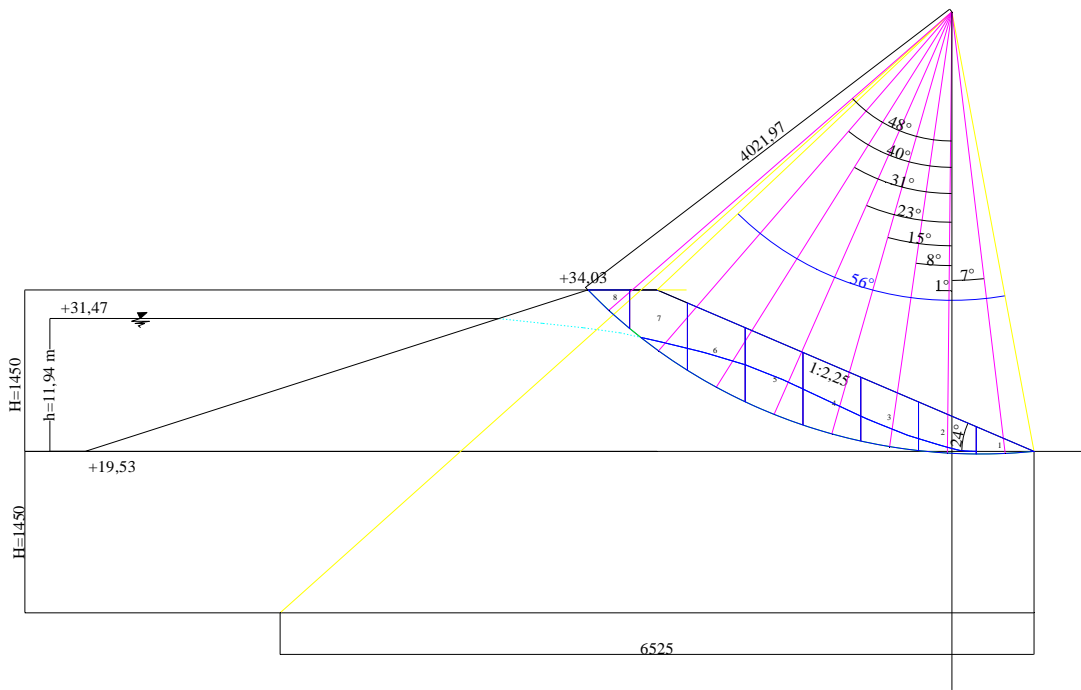
$R = 74,67$ meter

$\beta = 37^0$

$$F_s = \frac{\sum cL + \sum N}{\sum T}$$

$$F_s = \frac{19 + 11008,003}{7510,453} = 1,47$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena FS = 1,47 > 1,1 OK!



Gambar. 5.31 Stabilitas tubuh embung terhadap gaya gempa bagian hilir

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tabel. 5.38 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung terhadap gaya gempa bagian hilir

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (t)		c (t/m ²)	cL (t/m)	α (°)	cos α	φ (°)	tan φ	N = W.E.cos α .tan φ	sin α	T = W.sin α	
1	634.812	1.206	765.58	765.58	0.39		-7	0.993	14.3	0.255	227.963	-0.122	-93.301	
2	1,728.696	1.206	2084.81	2280.68	0.39		1	1.000	14.3	0.255	684.101	0.017	39.803	
	278.629	0.703	195.88											
3	2,549.305	1.206	3074.46	3653.79	0.39		8	0.990	14.3	0.255	1085.469	0.139	508.509	
	824.076	0.703	579.33											
4	3,086.872	1.206	3722.77	4701.08	0.39		15	0.966	14.3	0.255	1362.270	0.259	1216.730	
	1,391.631	0.703	978.32											
5	3,321.853	1.206	4006.15	5193.94	0.39		23	0.921	14.3	0.255	1434.314	0.391	2029.434	
	1,689.596	0.703	1187.79											
6	3,208.825	1.206	3869.84	4834.36	0.39		31	0.857	14.3	0.255	1243.156	0.515	2489.878	
	1,371.997	0.703	964.51											
7	2,556.867	1.206	3083.58	3381.18	0.39		40	0.766	14.3	0.255	777.039	0.643	2173.378	
	423.321	0.703	297.59											
8	645.558	1.206	778.54	778.54	0.39		48	0.669	14.3	0.255	156.284	0.743	578.570	
Jumlah							15					10455.893		894 3.001

R = 40,22 meter

β = 56°

$$F_s = \frac{\sum cL + \sum N}{\sum T}$$

$$F_s = \frac{15 + 10455,893}{8943,001} = 1,17$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 1,17 > 1,1$ OK!

Tabel 5.39 Rekapitulasi stabilitas embung terhadap longsor

Kondisi	Angka Keamanan		Syarat	Keterangan	
	Hulu	Hilir		Hulu	Hilir
Baru selesai di bangun	2,76	2,60	1,25	Aman	Aman
Mencapai elevasi penuh	4,30	2,60	1,50	Aman	Aman
Mengalami penurunan mendadak	2,10	-	1,20	Aman	Aman
Gaya Gempa	1,47	1,17	1,10	Aman	Aman

5.15 Perhitungan Struktur Bangunan *Culvert Box*

Data-data yang diperlukan antara lain sebagai berikut :

$$Q_{out} = 8,00 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Kemiringan Dasar (I)} = 0,0061$$

$$\text{Koefisien manning (n)} = 0,012$$

Box Culvert direncanakan berbentuk persegi, maka: $B = H$

Rumus yang digunakan adalah :

Menurut Manning :

$$\text{Kecepatan (v)} = \frac{1}{n} x (R^{\frac{2}{3}} x I^{\frac{1}{2}})$$

$$\text{Debit (Q)} = A x v$$

$$= \frac{1}{n} x A x R^{\frac{2}{3}} x I^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{Luas penampang basah (A)} = B x H$$

$$= B^2$$

$$\text{Keliling basah (O)} = B + 2H$$

$$= B + 2B = 3B$$

$$\text{Jari-jari hidrolis (R)} = \frac{A}{O} = \frac{B^2}{3B} = \frac{B}{3}$$

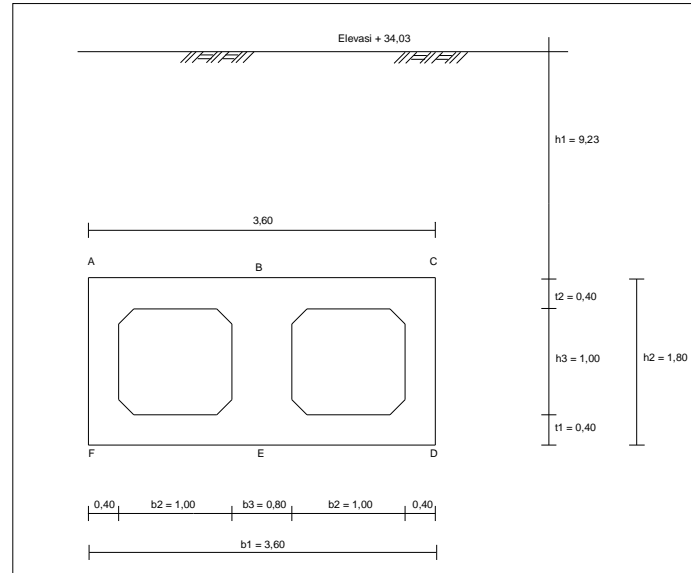
Perhitungan :

$$8,00 = (B^2) x \frac{1}{0,012} x \left(\frac{B}{3}\right)^{\frac{2}{3}} x (0,0061)^{\frac{1}{2}}$$

$$8,00 = 7,206 B^{8/3}$$

$$B^{8/3} = 1,11$$

$$B = 1,04 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$



Gambar 5.32 Penampang Melintang Culvert Box

Data :

Berat jenis tanah (γ_t) = 1,703 t/m ³	$h_1 = 9,23$ m
Berat jenis air (γ_w) = 1,00 t/m ³	$h_2 = 1,80$ m
Berat jenis beton (γ) = 2,40 t/m ³	$h_3 = 1,00$ m
Sudut geser (φ) = 14,3°	$t_1 = 0,40$ m
Kohesi tanah (C) = 0,039 kg/cm ² = 0,39 t/m ²	$t_2 = 0,40$ m
Gravitasi (g) = 9,81 m/dt ²	$b_1 = 3,60$ m
	$b_2 = 1,00$ m
	$b_3 = 0,80$ m

Pembebanan :

1. Beban untuk plat atas (q_1) :

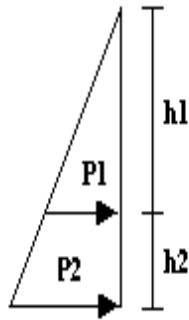
$$\begin{aligned} \text{Berat tanah} &= h_1 \cdot b_1 \cdot \gamma_t \\ &= 9,23 \cdot 3,60 \cdot 1,703 = 56,59 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat plat beton} &= t_2 \cdot b_1 \cdot \gamma \\ &= 0,4 \cdot 3,60 \cdot 2,4 = 3,46 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$q_1 = 56,59 + 3,46 = 60,05 \text{ t/m}$$

2. Beban untuk plat tegak (dinding) :

Tekanan tanah



$$\begin{aligned}
 P1 &= \gamma_t \cdot h1 \cdot Ka \\
 &= \gamma_t \cdot h1 \cdot \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \\
 &= 1,703 \cdot 9,23 \cdot \tan^2 (45^\circ - 14,3^\circ/2) = 9,49 \text{ t/m}^2 \\
 P2 &= \gamma_t \cdot (h1 + h2) \cdot Ka \\
 &= \gamma_t \cdot (h1 + h2) \cdot \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \\
 &= 1,703 \cdot (9,23 + 1,80) \cdot \tan^2 (45^\circ - 14,3^\circ/2) \\
 &= 11,34 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

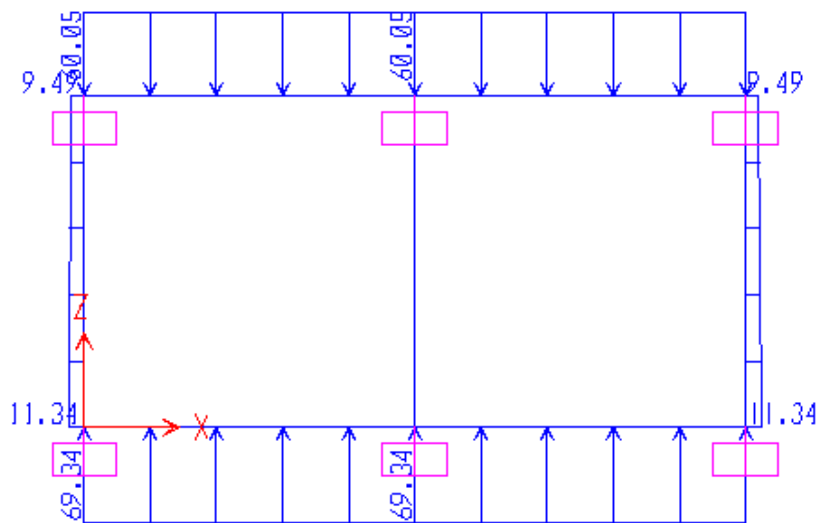
3. Beban untuk plat bawah (q3) :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat beton } box \text{ culvert} &= ((2 \cdot 3,60 \cdot 0,40) + (4 \cdot 1,00 \cdot 0,40)) \cdot 2,40 \\
 &= 10,75 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tanah} &= h1 \cdot b1 \cdot \gamma_t \\
 &= 9,23 \cdot 3,60 \cdot 1,703 = 56,59 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat air} &= 2 \cdot h3 \cdot b2 \cdot \gamma_w \\
 &= 2 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1 = 2,00 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

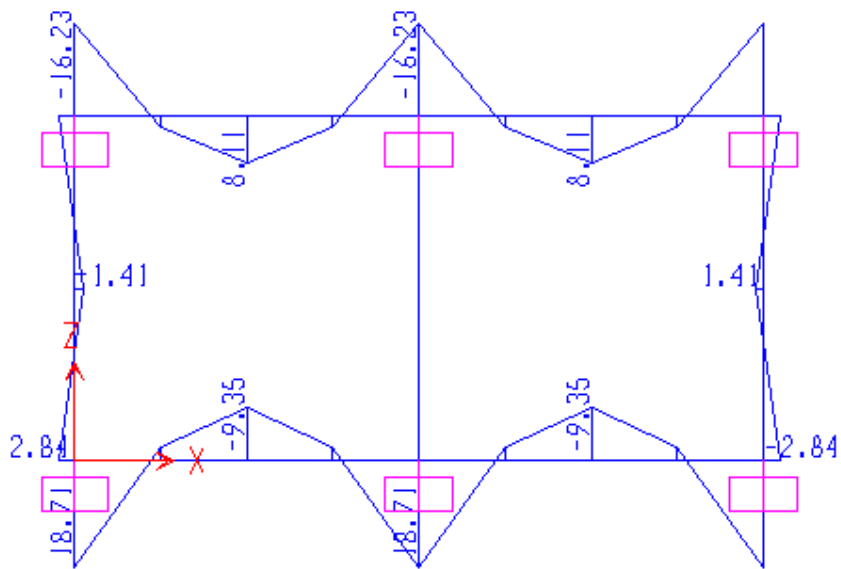
$$\begin{aligned}
 q3 &= 10,75 + 56,59 + 2,00 \\
 &= 69,34 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.33 Model Pembebanan pada Box Culvert

Tabel 5.40 Perhitungan Gaya Dalam pada Box Culvert

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m
1	0	MATI	LinStatic	0	62.3591	18.70772
1	0.45	MATI	LinStatic	0	31.1795	-2.33846
1	0.9	MATI	LinStatic	0	2.197E-14	-9.35386
1	1.35	MATI	LinStatic	0	-31.1795	-2.33846
1	1.8	MATI	LinStatic	0	-62.3591	18.70772
2	0	MATI	LinStatic	0	62.3591	18.70772
2	0.45	MATI	LinStatic	0	31.1795	-2.33846
2	0.9	MATI	LinStatic	0	2.197E-14	-9.35386
2	1.35	MATI	LinStatic	0	-31.1795	-2.33846
2	1.8	MATI	LinStatic	0	-62.3591	18.70772
3	0	MATI	LinStatic	0	-54.0919	-16.22758
3	0.45	MATI	LinStatic	0	-27.046	2.02845
3	0.9	MATI	LinStatic	0	-2.278E-14	8.11379
3	1.35	MATI	LinStatic	0	27.046	2.02845
3	1.8	MATI	LinStatic	0	54.0919	-16.22758
4	0	MATI	LinStatic	0	-54.0919	-16.22758
4	0.45	MATI	LinStatic	0	-27.046	2.02845
4	0.9	MATI	LinStatic	0	-2.278E-14	8.11379
4	1.35	MATI	LinStatic	0	27.046	2.02845
4	1.8	MATI	LinStatic	0	54.0919	-16.22758
5	0	MATI	LinStatic	0.0469	9.0612	2.78077
5	0.9	MATI	LinStatic	-1.642E-17	0.104	-1.40603
5	1.8	MATI	LinStatic	-0.0469	-9.6858	2.84333
6	0	MATI	LinStatic	0.0469	0	0
6	0.9	MATI	LinStatic	-1.642E-17	0	0
6	1.8	MATI	LinStatic	-0.0469	0	0
7	0	MATI	LinStatic	0.0469	-9.0612	-2.78077
7	0.9	MATI	LinStatic	-1.642E-17	-0.104	1.40603
7	1.8	MATI	LinStatic	-0.0469	9.6858	-2.84333



Gambar 5.34 Bidang momen Box Culvert

Perhitungan Tulangan :**Tulangan Pelat A-B dan B-C:**

$$\text{Mutu Beton} = \text{K-350}; f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 = 3500 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Mutu Baja } (f_y) = 4000 \text{ kg/cm}^2 = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Tebal Pelat } (t) = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Penutup Beton } (\rho) = 50 \text{ mm (untuk } \Phi_D > 16 \text{ mm)}$$

Diameter Tulangan utama yang diperkirakan dalam arah - x

$$\text{Diameter Tulangan arah - x } (\Phi_{Dx}) = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan arah - y } (\Phi_{Dy}) = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif arah - x } (dx) &= t - p - 0,5 \times \Phi_{Dx} \\ &= 400 - 50 - 0,5 \times 20 = 340 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif arah - y } (dy) &= t - p - \Phi_{Dx} - 0,5 \times \Phi_{Dy} \\ &= 400 - 50 - 20 - 0,5 \times 12 = 324 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen maksimum} = 16,23 \text{ tm}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$\rho_{\max} = 0,0271$$

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{16,23}{1,0 \times 0,34^2} \right) = 140,398 \text{ t/m}^2$$

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right)$$

$$140,398 = \rho \times 0,8 \times 40000 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{40000}{3500} \right)$$

$$140,398 = 32000\rho (1 - 6,72\rho)$$

$$215.040\rho^2 - 32000\rho + 140,398 = 0$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai:

$$\rho_1 = 0,1443$$

$$\rho_2 = 0,0045$$

maka yang digunakan adalah $\rho = 0,0045$

$$\text{Cek syarat: } \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang dibutuhkan } (A_s) &= \rho \times b \times d \times 10^6 \\ &= 0,0045 \times 1 \times 0,34 \times 10^6 \\ &= 1530 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Tulangan yang digunakan adalah D20 – 150 (A_s terpasang = 2094 mm²).

Tulangan bagi 20%. $A = 0,2 \times 1530 \text{ mm}^2 = 306 \text{ mm}^2$

Dipakai Tulangan bagi D12 – 200 (A_s terpasang = 565 mm²).

Tulangan Pelat A-F dan C--D:

Mutu Beton = K-350; $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 = 3500 \text{ t/m}^2$

Mutu Baja (f_y) = 4000 kg/cm² = 40000 t/m²

Tebal Pelat (t) = 400 mm

Penutup Beton (ρ) = 50 mm (untuk $\Phi_D > 16 \text{ mm}$)

Diameter Tulangan utama yang diperkirakan dalam arah - x

Diameter Tulangan arah - x (Φ_{Dx}) = 20 mm

Diameter Tulangan arah - y (Φ_{Dy}) = 12 mm

Tinggi efektif arah - x (dx) = $t - p - 0,5 \times \Phi_{Dx}$
= $400 - 50 - 0,5 \times 20 = 340 \text{ mm}$

Tinggi efektif arah - y (dy) = $t - p - \Phi_{Dx} - 0,5 \times \Phi_{Dy}$
= $400 - 50 - 20 - 0,5 \times 12 = 324 \text{ mm}$

Momen maksimum = 2,84 tm

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$\rho_{\min} = 0,0018$

$\rho_{\max} = 0,0271$

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{2,84}{1,0 \times 0,34^2} \right) = 24,567 \text{ t/m}^2$$

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right)$$

$$24,567 = \rho \times 0,8 \times 40000 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{40000}{3500} \right)$$

$$24,567 = 32000\rho (1 - 6,72\rho)$$

$$215.040\rho^2 - 32000\rho + 24,567 = 0$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai:

$$\rho_1 = 0,1480$$

$$\rho_2 = 0,00077$$

maka yang digunakan adalah $\rho = 0,0018$

Cek syarat: $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang dibutuhkan (As)} &= \rho \times b \times d \times 10^6 \\ &= 0,0018 \times 1 \times 0,34 \times 10^6 \\ &= 612,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan adalah D20 – 250 ($A_{s \text{ terpasang}} = 1257 \text{ mm}^2$).

$$\text{Tulangan bagi } 20\%.A = 0,2 \times 612 \text{ mm}^2 = 122,4 \text{ mm}^2$$

Dipakai Tulangan bagi D12 – 200 ($A_{s \text{ terpasang}} = 565 \text{ mm}^2$).

Tulangan Pelat D-E dan E-F:

$$\text{Mutu Beton} = \text{K-350} ; f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 = 3500 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Mutu Baja (fy)} = 4000 \text{ kg/cm}^2 = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Tebal Pelat (t)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Penutup Beton (p)} = 50 \text{ mm (untuk } \Phi_D > 16 \text{ mm)}$$

Diameter Tulangan utama yang diperkirakan dalam arah - x

$$\text{Diameter Tulangan arah - x (}\Phi_{Dx}\text{)} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan arah - y (}\Phi_{Dy}\text{)} = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif arah - x (dx)} &= t - p - 0,5 \times \Phi_{Dx} \\ &= 400 - 50 - 0,5 \times 20 = 340 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif arah - y (dy)} &= t - p - \Phi_{Dx} - 0,5 \times \Phi_{Dy} \\ &= 400 - 50 - 20 - 0,5 \times 12 = 324 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen maksimum} = 18,71 \text{ tm (momen lapangan)}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$\rho_{\max} = 0,0271$$

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{18,71}{1,0 \times 0,34^2} \right) = 161,851 \text{ t/m}^2$$

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times fy \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{fy}{f'c} \right)$$

$$161,851 = \rho \times 0,8 \times 40000 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{40000}{3500} \right)$$

$$161,851 = 32000\rho (1 - 6,72\rho)$$

$$215,040\rho^2 - 32000\rho + 161,851 = 0$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai:

$$\rho_1 = 0,1436$$

$$\rho_2 = 0,0052$$

maka yang digunakan adalah $\rho = 0,0052$

Cek syarat: $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang dibutuhkan (As)} &= \rho \times b \times d \times 10^6 \\ &= 0,0052 \times 1 \times 0,34 \times 10^6 \\ &= 1768 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan adalah D20 – 150 (As terpasang = 2094 mm²).

$$\text{Tulangan bagi } 20\% .A = 0,2 \times 1768 \text{ mm}^2 = 353,6 \text{ mm}^2$$

Dipakai Tulangan bagi D12 – 200 (As terpasang = 565 mm²).

Tulangan Pelat B-E:

$$\text{Mutu Beton} = \text{K-350}; f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 = 3500 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Mutu Baja (fy)} = 4000 \text{ kg/cm}^2 = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Tebal Pelat (t)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Penutup Beton (p)} = 50 \text{ mm (untuk } \Phi_D > 16 \text{ mm)}$$

Diameter Tulangan utama yang diperkirakan dalam arah - x

$$\text{Diameter Tulangan arah - x (}\Phi_{Dx}\text{)} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tulangan arah - y (}\Phi_{Dy}\text{)} = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif arah - x (dx)} &= t - p - 0,5 \times \Phi_{Dx} \\ &= 400 - 50 - 0,5 \times 20 = 340 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif arah - y (dy)} &= t - p - \Phi_{Dx} - 0,5 \times \Phi_{Dy} \\ &= 400 - 50 - 20 - 0,5 \times 12 = 324 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen maksimum} = 2,84 \text{ tm}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$\rho_{\max} = 0,0271$$

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{2,84}{1,0 \times 0,34^2} \right) = 24,567 \text{ t/m}^2$$

$$\left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times fy \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{fy}{f'c} \right)$$

$$24,567 = \rho \times 0,8 \times 40000 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{40000}{3500} \right)$$

$$24,567 = 32000\rho (1 - 6,72\rho)$$

$$215.040\rho^2 - 32000\rho + 24,567 = 0$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai:

$$\rho_1 = 0,1480$$

$$\rho_2 = 0,00077$$

maka yang digunakan adalah $\rho = 0,0018$

Cek syarat: $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang dibutuhkan (As)} &= \rho \times b \times d \times 10^6 \\ &= 0,0018 \times 1 \times 0,34 \times 10^6 \\ &= 612,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan adalah D20 – 250 (As terpasang = 1257 mm²).

$$\text{Tulangan bagi } 20\% \cdot A = 0,2 \times 612 \text{ mm}^2 = 122,4 \text{ mm}^2$$

Dipakai Tulangan bagi D12 – 200 (As terpasang = 565 mm²).

Kemampuan Daya Dukung Tanah :

1. Akibat beban konstruksi :

Data :

Berat jenis tanah (γ_t)	=	1,703 t/m ³
Kohesi tanah (C)	=	0,039 kg/cm ² = 0,39 t/m ²
Sudut geser (ϕ)	=	14,3°
Df	=	11,53 m
(Tabel Terzaghi) Nc	=	10,373
Nq	=	3,659
N γ	=	2,398

2. Beban di bawah *culvert box* :

Berat beton <i>culvert box</i>	=	12,86 t/m
Berat tanah = b1 . (γ_t . h1)	=	86,16 t/m
Berat air dalam <i>culvert box</i>	=	4,00 t/m
q4 = 12,86 + 86,16 + 4,00	=	103,02 t/m
Tekanan tanah ke atas (q5) = $\frac{q4}{b2}$	=	19,81 t/m

3. Perhitungan :

$$q_{ult} = C \cdot Nc + \gamma_t \cdot Df \cdot Nq + \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot B \cdot N\gamma$$

$$= (0,39 \times 10,373) + (1,703 \times 11,53 \times 3,659) + (0,5 \times 1,703 \times 1,00 \times 2,398)$$

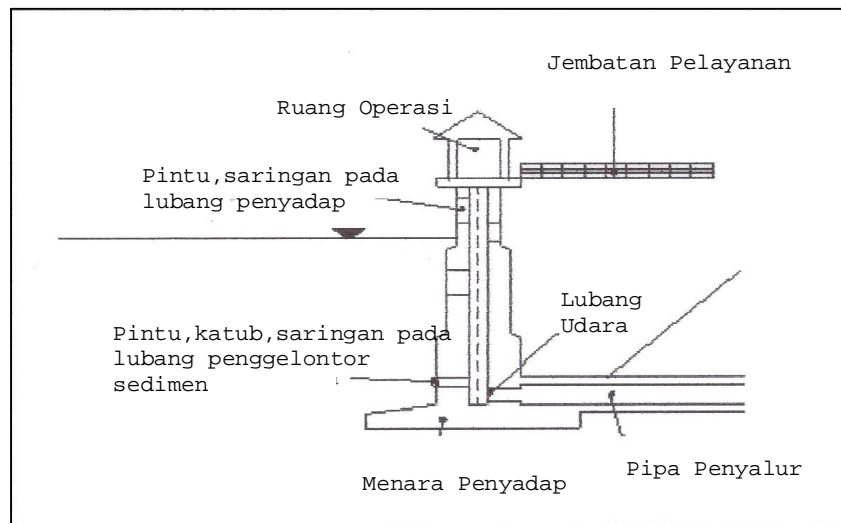
$$= 77,93 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{all}} = 25,98 \text{ t/m}^2 > q_{\text{timbul}} = 19,81 \text{ t/m}^2$$

Jadi daya dukung tanah lebih besar daripada tekanan tanah yang timbul. → **OK**

5.16 Bangunan penyadap

Bangunan penyadap dalam perencanaan ini dipakai tipe menara, hasil sadapan kemudian dialirkan ke hilir sungai melalui bangunan pengambilan. Menara ini juga berfungsi sebagai pipa ventilasi. Pada embung Kali Silandak ini bangunan pengambilan digunakan gorong-gorong beton bertulang persegi berukuran 1m x 1m.



Gambar 5.35 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 embung, termasuk air yang terdapat di dalam menara.
- Kekuatan angin termasuk tekanan negatif yang biasanya terjadi pada permukaan

menara yang menghadap ke sebelah hilir.

f) Lain-lainnya, seperti tekanan tanah.

b. Pipa Penyalur/Saluran drainase

Pada saat pembuatannya dapat juga difungsikan sebagai saluran pengelak sehingga pekerjaannya dilaksanakan pada saat awal pembangunan embung termasuk mempersiapkan pintunya. Saluran drainase direncanakan di sepanjang kaki hilir embung. Hal tersebut akan sangat berguna untuk menampung surface run off dari luas permukaan lereng hilir embung.

Dimensi pipa ditentukan perhitungan sebagai berikut:

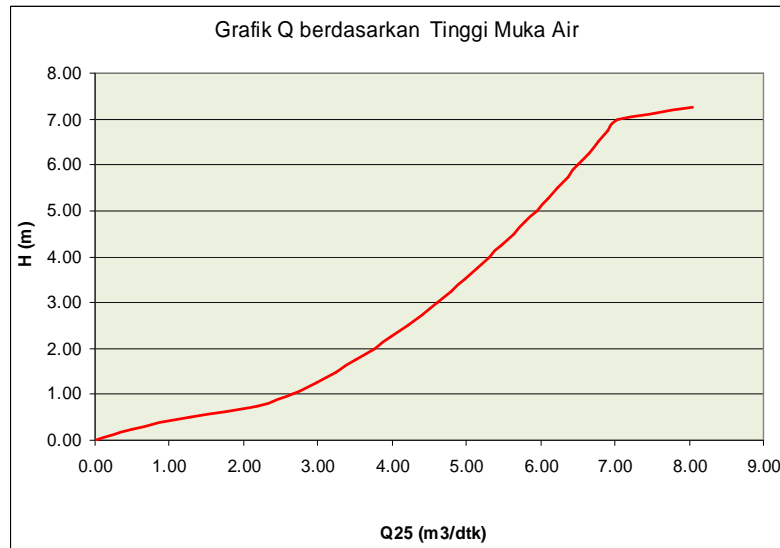
g : percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m/det}^2$ C : koefisien debit = 0,6

H : tinggi air ke permukaan = 7,22 m

Tabel 5.41 Perhitungan Debit Berdasarkan Prosentase Bukaan Pintu

H	Q25	H	Q25
0.00	0.000	3.75	5.147
0.25	0.493	4.00	5.315
0.50	1.291	4.25	5.479
0.75	2.188	4.50	5.638
1.00	2.658	4.75	5.792
1.25	2.971	5.00	5.943
1.50	3.255	5.25	6.089
1.75	3.516	5.50	6.233
2.00	3.759	5.75	6.373
2.25	3.987	6.00	6.510
2.50	4.202	6.25	6.644
2.75	4.407	6.50	6.776
3.00	4.603	6.75	6.905
3.25	4.791	7.00	7.032
3.50	4.972	7.25	8.050

Sumber : Hasil Perhitungan



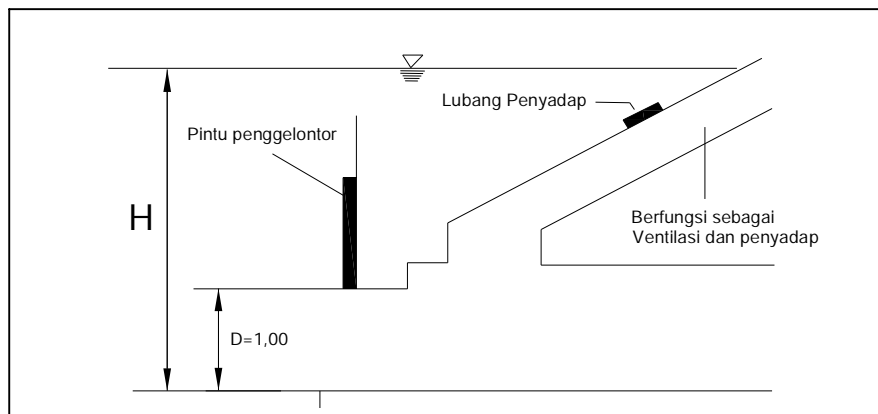
Gambar 5.36 Grafik Debit Berdasarkan Prosentase Bukaian Pintu

Pintu berbentuk bujur sangkar ukuran 1,00 x 1,00 m, maka :

1. Luas penampang aliran yang melintasi pintu :

$$A = 1,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m}^2$$

2. Debit dan kecepatan aliran yang melintasi pintu adalah :



Gambar 5.37 Skema pengaliran dalam penyalur kondisi pintu terbuka

- Debit air pada saat pintu dibuka 100% (Q_w)

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

$$Q = 0,6 \cdot 1,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7,22} = 7,138 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Kecepatan (V)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{7,138}{1,00} = 7,14 \text{ m/det}$$

- Bilangan Froude (F)

$$F = \frac{V}{\sqrt{2 \cdot g \cdot h}} = \frac{7,14}{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,8}} = 1,80$$

- Volume udara yang dibutuhkan

$$Q_a = 0,04 (1,80 - 1)^{0,85} \times 5,71 = 0,19 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Luas penampang dan diameter pipa ventilasi (A_a)

$$A_a = \frac{Q_a}{V_a} = \frac{0,19}{30} = 0,0063 \text{ m}^2$$

(Kecepatan angin dalam pipa penyalur udara (V_a) diambil sama dengan 30 m²/det).

- Diameter pipa

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A_a}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0063}{3,14}} = 0,09 \text{ m} \approx 0,1 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan di atas, maka dapat digunakan pipa Hume berdiameter 1 m.

c. Menara Pembuang

Menara dengan pintu merupakan tipe pembuangan yang harus dilengkapi dengan alur saluran tertutup (culvert) guna mengeluarkan air. Menara pembuang diletakkan diatas pipa beton terowongan pengelak sehingga air banjir dialirkan dengan memanfaatkan terowongan pengelak dari menara melalui pipa beton terowongan pengelak. Pintu pembuang direncanakan dari besi, lebar $b = 1,50$ m dan tinggi $h = 1,50$ m dengan pengoperasian dari dekserk menara, dilengkapi bangunan jembatan pelayanan. Data teknis bangunan pengambilan adalah sbb:

Tipe Menara, dengan Pintu

Tipe Pintu = Roller Gate dengan Stang Ulir

Lubang pengambilan = 1,00 m x 1,00 m (dilengkapi saring untuk sampah trasrack).

d. Fasilitas Keamanan Bendungan (Bdsf)

Fasilitas dan peralatan untuk memonitor perilaku embung yang berkaitan dengan keamanan embung selama dan setelah konstruksi. Peralatan fasilitas tersebut digunakan untuk mengetahui dan mengukur kejadian-kejadian yang sudah direncanakan maupun yang tidak terencana pada embung. Peralatan dan fasilitas tersebut diantaranya adalah :

Tabel 5.42 Peralatan dan Fasilitas Keamanan Embung

Peralatan	Kegunaan	Keterangan
Piezometer	Mengukur tekanan air pori di tubuh embung dan pondasinya	Di pasang tiap potongan 10 m dari potongan 3 titik
Alat Pengukur Rembesan	Mengukur dan memantau rembesan pada timbunan tubuh embung	Di pasang 2 tempat
Peil Schaal	Untuk memantau ketinggian air yang ada di embung	Di pasang di dua tempat yaitu di menara dan spillway
Patok Geser	Untuk memantau pergeseran yang terjadi pada tubuh embung	Di pasang pada puncak mercu dan down stream embung

DATA TEKNIS EMBUNG KALI SILANDAK SUNGAI KALI SILANDAK

1 Tubuh Embung

- Debit Banjir Rencana 1000th (inflow) : 350,046 m³/det (Q. 1000th)
- Debit Banjir Rencana 1000th (outflow) : 339,586 m³/det (Q. 1000th)
- Elevasi Cress Dam : el + 684,00 meter.
- Elevasi MAB : el + 680,54 meter.
- Elevasi MAN : el + 667,83 meter.
- Elevasi MAR : el + 648,48 meter.
- Elevasi Dasar Pondasi : el + 626,00 meter.
- Tinggi Embung : 58 meter.
- Panjang Embung : 312 meter.
- Lebar Puncak Embung : 11 Meter.
- Tipe Embung : Urugan Batu dengan Inti
- Luas Daerah Genangan MAB : 49,997 Ha

- Luas Daerah Genangan MAN : 44,761 Ha
- Volume Tampungan MAB : 10,3 x 10⁶ m³
- Volume Tampungan MAN : 8,8 x 10⁶ m³

- Lereng Hulu : 1 V : 3,0 H
- Lereng Hilir : 1 V : 2,5 H

- 2 Spillway** :
- Tipe Mercu : Ogee tanpa pintu
- El. Mercu Spillway : el + 667,83 meter.
- El. Deksert : el + 684,00 meter.
- Lebar Spillway : 3 x 10 meter.
- Material Spillway : Beton Bertulang

- 3 Kolam Olakan**
- Tipe : NSBR Type II
- Panjang : 10 meter
- Lebar : 30 meter
- Konstruksi : Beton Bertulang

- 4. Pelimpah**
- Tipe pelimpah = Pelimpah Bebas tanpa Pintu
- Tipe Ambang = Pelimpah bebas tipe Ogee
- Elevasi mercu pelimpah = + 667,83 m
- Kemiringan hulu = tegak
- Lebar Pelimpah = 3 x 10.00 meter.
- Kapasitas = 339,586 m³/ dt (Q.1000th)

- 5. SALURAN TRANSISI**
- Lebar saluran = 31,60 m dan 17,00 m
- Panjang saluran = 33,20 meter
- Kemiringan dasar saluran = 0,111446
- Kemiringan dinding saluran (z) = 1 V : 0 H
- Elevasi dasar saluran ujung hulu = + 668,40 meter.
- Elevasi dasar saluran ujung hilir = + 664,70 meter.

- 6. Spesifikasi Saluran Peluncur 1 (satu)**
- Lebar saluran = 17,00 meter.
- Kemiringan dasar saluran = 0,390208
- Elevasi dasar saluran ujung hulu = + 664,70 meter.
- Elevasi dasar saluran ujung hilir = + 638,50 meter.
- Panjang saluran peluncur = 67,40 meter.

7. Spesifikasi Saluran Peluncur 2 (dua)

- Lebar saluran = 17,00 meter.
- Kemiringan dasar saluran = 0,0768535
- Elevasi dasar saluran ujung hulu = + 638,50 meter.
- Elevasi dasar saluran ujung hilir = + 630,00 meter.
- Panjang saluran peluncur = 110,60 meter.

8. Saluran Terompet

- Panjang saluran = 43,90 meter.
- Lebar saluran hulu = 17,00 meter.
- Lebar saluran hilir = 30,00 meter.
- Kemiringan dasar saluran = 0,341685
- Kemiringan lereng saluran (z) = 1 V : 0 H (tegak)
- Elevasi dasar saluran ujung hulu = + 630,00 meter.
- Elevasi dasar saluran ujung hilir = + 615,00 meter.

9. Kolam Olak

- Type kolam olak = Kolam olak datar USBR tipe II
- Panjang Kolam Olak = 10,00 meter.
- Lebar Kolam Olak = 30,00 meter.
- Gabion matras = 10,00 meter.
- Elevasi dasar kolam olak = + 615,00 meter.
- Elevasi dasar sungai = + 615,00 meter.

10. Tipe Menara, dengan Pintu

- Tipe Pintu = Roller Gate dengan Stang Ulir
- Lubang pengambilan = 1,00 m x 1,00 m, dilengkapi saringan besi untuk sampah trasrack).
- EL. lubang pengambilan = + 646,50 meter
- Culvert pengambilan = ex. Terowongan Pengelak.
- Panjang Culvert = 600,00 m

5.12 Perhitungan Stabilitas Embung

5.12.1 Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi

Stabilitas lereng embung terhadap rembesan ditinjau dengan cara sebagai berikut :

4. Formasi garis depresi tubuh bendung kondisi tanpa menggunakan chimney

Diketahui :

H : 54,54 m (kondisi FSL)

l_1 : 163,62 m

l_2 : 158,35 m

d : $0,3 \cdot l_1 + l_2 = (0,3 \cdot 163,62) + 158,35 = 207,436$ m

maka :

$$Y_o = (H^2 + d^2)^{0,5} - d = (54,54^2 + 207,436^2)^{0,5} - 207,436 = 7,05$$

Parabola bentuk dasar dapat diperoleh dengan persamaan :

$$y = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2} = (2 \cdot 7,05x + 7,05^2)^{0,5}$$

$$(X^2 + Y^2)^{1/2} = (7,05 + X)^2$$

$$X^2 + Y^2 = X^2 + 14,10 X + 49,7045$$

$$Y = (14,10 X + 49,705)^{1/2}$$

Error! Not a valid link.

Gambar 5.21 Sket Garis Depresi Embung Kali Silandak tanpa menggunakan chimney

Dan diperoleh koordinat parabola sebagai berikut :

Tabel 5.16 Koordiat X, Y Garis depresi Embung tanpa menggunakan chimney

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
-2	0	60	29,93	125	0	190	52,24
-1	0,00	65	31,08	130	0,00	195	52,91
0	0,00	70	32,20	135	0,00	200	53,57
5	10,96	75	33,28	140	44,99	205	54,22
10	13,81	80	34,32	145	45,76	210	54,87
15	16,16	85	35,33	150	46,53	215	55,51
20	18,21	90	36,31	155	47,28	220	56,14
25	20,06	95	37,27	160	48,02	225	56,77
30	21,74	100	38,21	165	48,75	230	57,38
35	23,31	105	39,12	170	49,46	235	57,99
40	24,77	110	40,01	175	50,17	240	58,60
45	26,16	115	40,88	180	50,87	245	59,20
50	27,47	120	41,73	185	51,56	250	59,79
55	28,73	125	42,57	190	52,24	255	60,38

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk $\alpha = 24^0$, 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 :

$$a + \Delta_a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = \frac{7,05}{0,086} = 81,977$$

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2} = 43,822$$

$$a = 43,822 \text{ A-Co)}$$

Sehingga didapat nilai :

$$a = 43,822 \text{ jarak (A-Co)}$$

$$\Delta_a = 81,977 - 43,822 = 38,155 \text{ m} \rightarrow \text{jarak (C}_0\text{-C)}$$

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

5. Formasi garis depresi tubuh embung kondisi menggunakan drainase kaki

Diketahui :

- H : 54,54 m (kondisi FSL)
- l_1 : 163,62 m
- l_2 : 158,35 - 10 = 148,35 m α : 135°
- d : $0,3.l_1 + l_2 = (0,3 \times 163,62) + 148,35 = 197,44$ m

maka :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = \sqrt{(54,54)^2 + (197,44)^2} - (197,44) = 7,395 \text{ m}$$

Parabola bentuk dasar dapat diperoleh dengan persamaan :

$$y = \sqrt{2y_0 \cdot x + y_0^2} = \sqrt{2 \times 7,395x + 7,395^2}$$

$$\begin{aligned} (X^2 + Y^2)^{1/2} &= X + y_0 \\ 197,44 + 54,54 &= 197,44 + y_0 \\ y_0 = FD &= 7,395 \text{ m} \\ a &= 3,697 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (X^2 + Y^2)^{1/2} &= (7,395 + X)^2 \\ X^2 + Y^2 &= X^2 + 14,79 X + 54,6805 \\ Y &= (14,79 X + 54,68)^{1/2} \end{aligned}$$

Dan diperoleh koordinat parabola sebagai berikut Tabel 5.17 :

Tabel 5.17 Koordiat X, Y Garis depresi Embung menggunakan draiase kaki

X	Y	X	Y	X	Y
-3	0,00	65	31,87	145	46,89
-2	0,00	70	33,01	150	47,68
-1	6,32	75	34,12	155	48,45
0	7,39	80	35,18	160	49,20
5	11,34	85	36,22	165	49,95
10	14,23	90	37,23	170	50,68
15	16,63	95	38,21	175	51,41
20	18,72	100	39,16	180	52,12
25	20,60	105	40,09	185	52,83
30	22,32	110	41,01	190	53,52
35	23,92	115	41,90	195	54,21
40	25,42	120	42,77	200	54,89
45	26,84	125	43,63	205	55,56
50	28,18	130	44,47	210	56,22
55	29,46	135	45,29	215	56,87
60	30,69	140	46,10	220	57,52

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk $\alpha = 135^0$, harga $a = \frac{1}{2} (\sqrt{h^2 + d^2} - d)$ maka dapat ditentukan nilai :

$$a + \Delta_a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = \frac{7,395}{1 + 0,707} = 4,332 \text{ m}$$

$$a = \frac{1}{2} (\sqrt{54,54^2 + 197,44^2} - 197,44) = 3,697 \text{ m}$$

$$\Delta_0 = 4,332 - 3,697 = 0,635 \text{ m}$$

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

Kapasitas aliran filtrasi asumsi $K_h = K_v$

Dengan menggunakan persamaan 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 :

$N_f = 8$ asumsi

$N_e = 14$ asumsi

$k = 10^{-7}$ cm/det = 10^{-9} m/dt (asumsi)

$H = 54,54$ m $L = 312$ m

Maka debit aliran filtrasi adalah sebagai berikut :

$$Q_f = \left(\frac{8}{14} \right) \cdot 10^{-9} \cdot 54,54.312$$

$$= 9,724 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{dt} = 9,724 \times 10^{-6} \cdot 60.60.24 = 0,84 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Syarat Q lebih kecil dari 2% Qinflow ($0,02 \times 350,046 = 7 \text{ m}^3/\text{dt}$) rata-rata embung..

7. Tinjauan terhadap gejala sufosi 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 :

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

g = gravitasi = 9,8 m/det² c = kecepatan kritis
 w_1 = berat butiran bahan dalam air = 0,92 t/m³
 F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi
 = 2 m x 1 m = 2 m² (untuk per satuan meter panjang bidang)

maka : $c = \sqrt{\frac{0,92 \cdot 9,8}{2 \cdot 1}} = 2,123 \text{ m/det}$

Kecepatan rembesan yang terjadi pada embung adalah :

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

k : koefisien filtrasi = 10^{-9} m/det i : gradien debit
 h_2 : tekanan air rata-rata = 157,05
 l : panjang rata-rata berkas elemen aliran filtrasi pada bidang keluarnya aliran
 = 11,22 m

maka : $V = 10^{-9} \cdot \frac{157,05}{11,22} = 1,40 \times 10^{-8} \text{ m/det} < c \rightarrow \text{aman}$

Kecepatan filtrasi pada pondasi – Jenis tanah : dengan formasi breksi kompak (matrik : silt-pasir, fragmen : koral boulder, tersemen) berat isi $\gamma_{b\text{rata-rata}} = 1,904 \text{ gram/cm}^3$, $N_{\text{SPT}} = 30 \text{ s/d} > 45$ dengan $k = 10^{-09}$ tingkat tembus air sedang, akan cukup baik/stabil terhadap pengaruh rembesan.

$$\begin{aligned}
 V_y &= \frac{k.H}{T_1} \times \frac{1}{\sqrt{x^2 - c^2}} \\
 &= \frac{54,35 \cdot 10^{-9}}{3,14} \times \frac{1}{\sqrt{321^2 - 157,88^2}} = 6,19 \times 10^{-9} \\
 &= 0,619 \times 10^{-8} \text{ m/det} < 2,123 \text{ m/det} \approx \text{aman}
 \end{aligned}$$

Jadi konstruksi embung aman terhadap rembesan, sehingga tidak diperlukan grouting.

5.13.2 Stabilitas Embung Terhadap Longsor

Stabilitas lereng embung ditinjau dalam 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.

Data Teknis :

Tinggi Embung	= 58 m
Lebar Mercu Embung	= 11 m
Kemiringan Hulu	= 1 : 3
Kemiringan Hilir	= 1 : 2,5
Elevasi Air Waduk	= + 680,54 m (FSL)
Tinggi Air	= 54,35 m

Tabel 5.13 Kondisi perencanaan teknis material urugan sebagai dasar perhitungan

Zone tubuh embung	Kekuatan Geser		γ timbunan dalam beberapa kondisi				Intensitas beban seismis horisontal
	C (kg/m ³)	θ	Basah (γ _b)	Jenuh (γ _{sat})	Air (γ _w)	terendam (γ _{sub} =γ _{sat} -γ _w)	
			(γ _b)	(γ _{sat})	(γ _w)	(γ _{sub} =γ _{sat} -γ _w)	(e)
Zone kedap air	0,25	19	1.8	2.11	1.000	1.11	0.12

Untuk perhitungan kestabilan terhadap longsor digunakan persamaan berikut

$$F_s = \frac{\sum C_l + \sum(N - U - N_e)tg\phi}{\sum T + \sum T_e} ; F_s > 1.2$$

4) Pada saat embung baru selesai dibangun (belum terisi air)

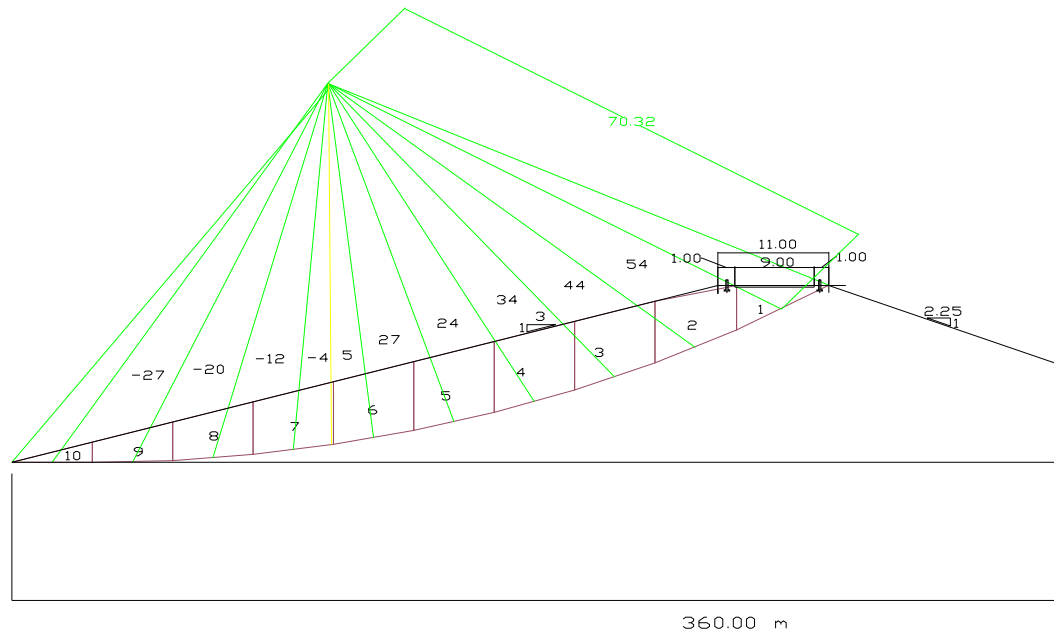
Dalam kondisi ini, stabilitas lereng yang ditinjau adalah lereng sebelah hulu dan hilir. Tanah timbunan masih mengandung air pada saat proses pemadatan timbunan. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.18- Tabel 5.19 dan Gambar 5.26 - Gambar 5.27.

5) Pada saat air embung mencapai elevasi penuh

Dalam kondisi ini, stabilitas lereng yang ditinjau adalah sebelah hulu dan hilir. Hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.20 dan Tabel 5.21 dan Gambar 5.28 dan Gambar 5.29

6) Pada saat embung mengalami penurunan air mendadak (*Rapid 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 perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.22 dan Tabel 5.23, Gambar 5.30 dan Gambar 5.31.



Gambar. 5.25 Stabilitas tubuh embung kondisi baru selesai dibangun bagian hulu

Tabel. 5.14 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung baru selesai di bangun bagian hulu Perhitungan

Error! Not a valid link.

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

$$F_s = \frac{579,796 + 43,151}{235,012 + 109,082} = 1,810$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 1,810 > 1,2$ OK!

Error! Not a valid link. Gambar. 5.26 Stabilitas tubuh embung kondisi baru selesai dibangun bagian hilir

Tabel. 5.15 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung baru selesai di bangun bagian hilir

Error! Not a valid link.

$$F_s = \frac{\sum C_l + \sum(N - U - N_e)tg\phi}{\sum T + \sum T_e}$$
$$F_s = \frac{497,482 + 96,884}{344,061 + 82,329} = 1,39$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 1,39 > 1,2$ OK!

Error! Not a valid link.

Gambar. 5.27 Stabilitas tubuh embung pada saat mencapai elevasi penuh dibangun bagian hulu

Tabel. 5.16 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung mencapai elevasi penuh bagian hulu

Error! Not a valid link.

$$F_s = \frac{\sum C_l + \sum(N - U - N_e)tg\phi}{\sum T + \sum T_e}$$
$$F_s = \frac{573,132 + -124,052}{147,00 + 14,579} = 2,779$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 2,779 > 1,2$ OK!

Error! Not a valid link.

Gambar. 5.28 Stabilitas tubuh embung pada saat mencapai elevasi penuh dibangun bagian hilir

Tabel. 5.17 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung mencapai elevasi penuh bagian hilir

Error! Not a valid link.

$$F_s = \frac{\sum C_l + \sum(N - U - N_e)tg\phi}{\sum T + \sum T_e}$$
$$F_s = \frac{497,482 + -7,524}{199,00 + 46,00} = 2,002$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 2,002 > 1,2$ OK!

Error! Not a valid link.

Gambar. 5.29 Stabilitas tubuh embung pada kondisi embung mengalami penurunan air mendadak (rapid down) bagian hulu

Tabel 5.18 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung mengalami penurunan air mendadak (rapid drawdown) bagian hulu

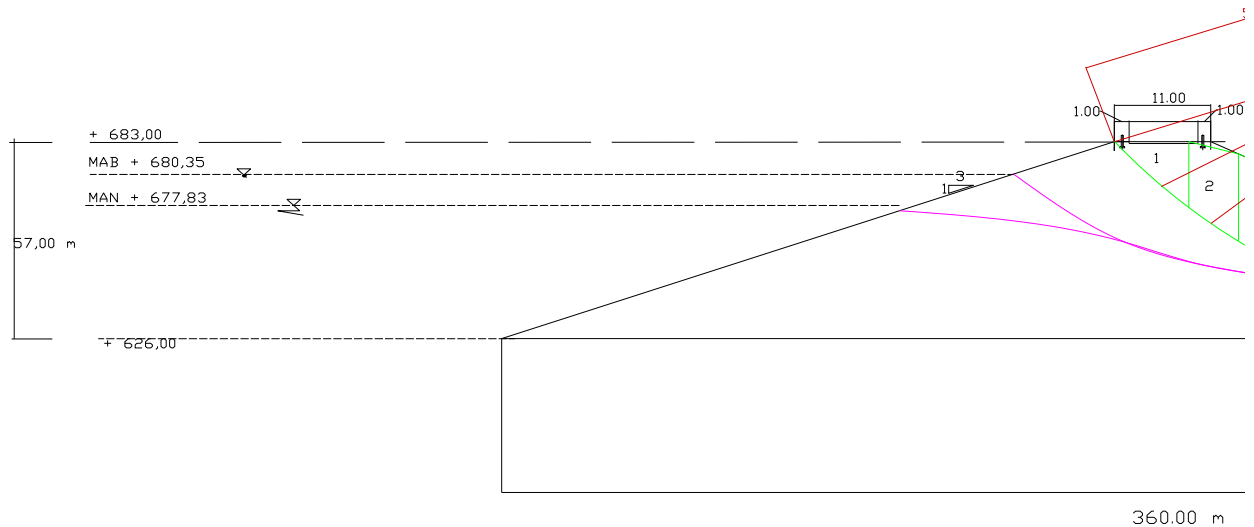
Error! Not a valid link.

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

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$F_s = \frac{579,796 + -43,698}{237,00 + 81,00} = 1,686$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 1,686 > 1,2$ OK!



Gambar. 5.30 Stabilitas tubuh embung pada kondisi embung mengalami penurunan air mendadak (*rapid down*) bagian hilir

Tabel 5.19 Perhitungan metode irisan bidang luncur pada kondisi embung mengalami penurunan air mendadak (*rapid drawdown*) bagian hilir

Error! Not a valid link.

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

$$F_s = \frac{497,482 + 32,49}{304,00 + 59,73} = 1,457$$

Aman terhadap bahaya longsor, karena $FS = 1,457 > 1,2$ OK!

Tabel 5.31 Rekapitulasi stabilitas embung terhadap longsor

Kondisi	Angka Keamanan		Syarat	Keterangan	
	Hulu	Hilir		Hulu	Hilir
Baru selesai di bangun	1,810	1,39	1.2	Aman	Aman
Mencapai elevasi penuh	2,779	2,002	1.2	Aman	Aman
Mengalami penurunan mendadak	1,686	1,457	1.2	Aman	Aman

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

5.14 Analisis Stabilitas Pelimpah

5.14.1 Perhitungan gaya yang bekerja pada tubuh embung

c. Akibat Berat Sendiri

$$\text{Rumus : } G = V \times \gamma_{\text{pas}}$$

Dimana : V = volume (m^3)

$$\gamma_{\text{pas}} = 2,2 \text{ t/m}^3$$

Jarak ditinjau dari titik DO, selanjutnya perhitungan disajikan dalam Tabel berikut:

Tabel 5.26 Perhitungan Gaya Akibat Berat Sendiri

Gaya	Uraian	V (ton)	Jarak (m)	M.V (ton m)
1	3,300	3,300	13,250	43,725
2	0,825	0,825	12,000	9,900
3	1,650	1,650	12,500	20,625
4	1,650	1,650	10,333	17,049
5	5,346	5,346	13,500	72,171
6	1,337	1,337	12,833	17,151
7	10,692	10,692	10,000	106,920
8	5,346	5,346	8,333	44,548
9	17,600	17,600	8,000	140,800
10	17,600	17,600	5,667	99,739
11	17,600	17,600	5,000	88,000
12	6,600	6,600	2,000	13,200
13	15,400	15,400	3,500	53,900
TOTAL		104,946		727,729

Sumber : Hasil Perhitungan

d. Gaya Gempa

$$\text{Rumus : } a_d = n(a_c \times z)^m$$

$$E = a_d / g$$

Dimana :

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

A_d = percepatan gempa rencana (cm/det^2) Z = faktor letak geografis = 1

N, m = koefisien jenis tanah

A_c = percepatan dasar gempa = $322,35 \text{ cm/det}^2$ untuk periode ulang 1000 tahun.

E = koefisien gempa

Tabel 5.27 Koefisien Jenis Tanah

No.	Jenis Tanah	N	M
1	Batu	2,76	0,71
2	Diluvium	0,87	1,05
3	Aluvium	1,56	0,89
4	Aluvium lunak	0,29	7,32

Maka :

$$a_d = 1,56 \times (322,35 \times 0,80)^{0,89}$$

$$= 218,42 \text{ cm/det}^2$$

$$Ed = \frac{a_d}{g} = \frac{218,42}{981} = 0,2$$

Dari koefisien gempa diatas, kemudian dicari besarnya gaya gempa dan momen akibat gempa dengan rumus :

$$K = E \times G$$

Dimana : $E = 0,2$ (koefisien gempa) $G = \text{berat bangunan (ton)}$

$K = \text{gaya gempa}$

Tabel 5.28 Perhitungan Gaya Akibat Gempa

Gaya	V (ton)	E(m)	K(ton)	Jarak (m)	Momen Gempa(t.m)
1	3,300	0,2	0,660	10,180	6,719
2	0,825	0,2	0,165	10,097	1,666
3	1,650	0,2	0,330	9,680	3,194
4	1,650	0,2	0,330	9,597	3,167
5	5,346	0,2	1,069	8,215	8,783
6	1,337	0,2	0,267	8,620	2,304
7	10,692	0,2	2,138	8,215	17,567

TUGAS AKHIR

*Perencanaan Teknis Embung Jlantah, Kab. Karanganyar
Bertha - Rachmalia*

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

8	5,346	0,2	1,069	7,810	8,350
9	17,600	0,2	3,520	5,000	17,600
10	17,600	0,2	3,520	4,333	15,252
11	17,600	0,2	3,520	2,000	7,040
12	6,600	0,2	1,320	1,667	2,200
13	15,400	0,2	3,080	0,500	1,540
TOTAL MG			20,989		95,384

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.4 Gaya Uplift Pressure

Perhitungan *uplift pressure* memakai rumus :

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \times \Delta H$$

Dimana :

P_x = Gaya angkat pada titik x (kg/m^2)

H_x = Tinggi titik yang ditinjau ke muka air (m)

L_x = Jarak/panjang bidang kontak bangunan dan tanah bawah (m)

ΔH = Beda tinggi energi (m)

L = Panjang total bidang kontak bangunan dan tanah bawah (m)

$$L = \sum \left(L_v + \frac{1}{3} H \right)$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

3. Perhitungan Uplift Pressure Kondisi Muka Air Normal

Tabel 5.29 Perhitungan Uplift Pressure Kondisi Muka Air Normal

Titik	Batas	Lv	Lh	Lh/3	Lx	L	ΔH	Hx	Px	
A					0,000	19,840	7,430	1,000	1,000	0,000
	A-B	2,430								
B					2,430	19,840	7,430	3,430	2,520	0,910
	B-C		1,000	0,333						
C					2,763	19,840	7,430	3,430	2,395	1,035
	C-D	2,480								
D					5,243	19,840	7,430	1,000	-0,964	1,964
	D-E		1,500	0,500						
E					5,743	19,840	7,430	1,000	-1,151	2,151
	E-F	2,430								
F					8,173	19,840	7,430	3,430	0,369	3,061
	F-G		2,000	0,667						
G					8,840	19,840	7,430	3,430	0,119	3,311
	G-H	4,000								
H					12,840	19,840	7,430	7,430	2,621	4,809
	H-I		2,000	0,667						
I					12,840	19,840	7,430	7,430	2,621	4,809
	I-J	3,000								
J					15,840	19,840	7,430	10,430	4,498	5,932
	J-K		7,000	2,333						
K					15,840	19,840	7,430	10,430	4,498	5,932
	K-L	1,000								

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

L					19,840	19,840	7,430	9,430	2,000	7,430
TOTAL		15,340		4,500						

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 5.30 Perhitungan Uplift Pressure Kondisi Muka Air Normal

Gaya	uraian	v (ton)	h (ton)	jarak thdp K (m)	M.V (ton.m)	M.H (ton.m)
W1	0,500		0,500	9,763		4,882
W2	2,430		2,430	8,215		19,962
	1,847		1,847	7,810		14,423
W3	-2,342		-2,342	8,215		-19,236
	4,081		4,081	7,810		31,872
W4	0,478		0,478	5,000		2,389
	5,004		5,004	4,333		21,682
W5	7,864		7,864	1,500		11,797
	2,815		2,815	1,000		2,815
W6	0,897		0,897	8,215		7,369
	1,847		1,847	7,810		14,423
W7	-2,966		-2,966	0,333		-0,988
TOTAL			22,455			111,390
W8	2,395	2,395		13,5	32,334	
	0,062	0,062		13,7	0,853	
W9	-0,482	-0,482		13	-6,263	
	0,840	0,840		12,8	10,776	
W10	-1,726	-1,726		11,75	-20,284	
	0,140	0,140		12	1,685	
W11	0,239	0,239		10	2,389	

TUGAS AKHIR

*Perencanaan Teknis Embung Jlantah, Kab. Karanganyar
Bertha - Rachmalia*

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

	0,250	0,250		10,3	2,580	
W12	5,243	5,243		8	41,944	
	0,000	0,000		8,333	0,000	
W13	31,486	31,486		3,5	110,201	
	0,000	0,000		4,67	0,000	
TOTAL		38,447			176,214	

Sumber : Hasil Perhitungan

4. Perhitungan Uplift Pressure Kondisi Muka Air Banjir

Tabel 5.31 Perhitungan Uplift Pressure Kondisi Muka Air Banjir

Titik	Batas	Lv	Lh	Lh/3	Lx	L	ΔH	Hx	Px
AA					0				
	AA-A	1							
A					1,000	20,840	10,14	3,71	3,223
	A-B	2,43							
B					3,430	20,840	10,14	6,14	4,471
	B-C		1	0,333					
C					3,763	20,840	10,14	6,14	4,309
	C-D	2,48							
D					6,243	20,840	10,14	3,71	0,672
	D-E		1,5	0,5					
E					6,743	20,840	10,14	3,71	0,429
	E-F	2,43							
F					9,173	20,840	10,14	6,14	1,677
	F-G		2	0,667					
G					9,840	20,840	10,14	6,14	1,352

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

	G-H	4							
H					13,840	20,840	10,14	10,14	3,406
	H-I		2	0,667					
I					14,507	20,840	10,14	10,14	3,081
	I-J	3							
J					17,507	20,840	10,14	13,14	4,622
	J-K		7	2,333					
K					19,840	20,840	10,14	13,14	3,487
	K-L	1							
L					20,840	20,840	10,14	12,14	2,000
TOTAL		16,34		4,5					

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 5.32 Pehitungan Gaya Uplift Pressure Kondisi Muka Air Banjir

Gaya	uraian	v (ton)	h (ton)	jarak thdp K (m)	M.V (ton.m)	M.H (ton.m)
W1	8,130		8,130	9,93		80,731
	0,770		0,770	9,763		7,519
W2	9,670		9,670	8,215		79,442
	2,495		2,495	7,81		19,488
W3	-1,634		-1,634	8,215		-13,422
	-4,419		-4,419	7,81		-34,509
W4	5,409		5,409	5		27,044
	4,107		4,107	4,333		17,798
W5	9,244		9,244	1,5		13,866
	2,310		2,310	1		2,310

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

W6	4,074		4,074	8,215		33,472
	1,516		1,516	7,81		11,839
W7	-6,430		-6,430	3,81		-24,498
W8	2,000		2,000	0,5		1,000
	0,743		0,743	0,33		0,245
TOTAL			37,988			222,325
W9	4,309	4,309		13,5	58,172	
	0,624	0,624		13,7	8,546	
W10	0,336	0,336		13	4,370	
	0,909	0,909		12,8	11,637	
W11	0,644	0,644		11,75	7,563	
	0,182	0,182		12	2,190	
W12	2,704	2,704		10	27,044	
	0,325	0,325		10,3	3,343	
W13	6,163	6,163		8	49,303	
	0,325	0,325		8,333	2,704	
W14	24,406	24,406		3,5	85,421	
	3,973	3,973		4,67	18,554	
W15	-4,065	-4,065		11,75	-47,764	
W16	-5,42	-5,420		10	-54,200	
W17	-5,42	-5,420		8	-43,360	
W18	-18,97	-18,970		3,5	-66,395	
W19	-3,645	-3,645		3,5	-12,758	
TOTAL		7,380			54,371	

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.5 Tekanan Hidrostatik

Tekanan hidrostatik dihitung dalam dua kondisi, yaitu pada keadaan muka air normal dan banjir.

1. Keadaan muka air normal

$$P_h = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ ton}$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$M = 1 \times 14 = 14 \text{ tm}$$

2. Keadaan muka air banjir

Tabel 5.33 Perhitungan Gaya Hidrostatik

Gaya	Uraian	V (ton)	H (ton)	Jarak (m)	M.V (ton m)	M.H (ton m)
WV1	4,128	-	4,128	3,160	-	13,044
WV2	0,692	0,692	-	6,490	4,491	-
Jumlah		0,692		9,650	4,491	13,044

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.8 Gaya Akibat Tekanan Lumpur

Gaya yang diakibatkan oleh tekanan lumpur yang diperhitungkan untuk mengetahui sejauh mana tekanan lumpur yang ada terjadi pada tubuh *spillway*.

Endapan lumpur diperhitungkan setinggi mercu, dimana :

$$\gamma_s (\text{lumpur}) = 1,6 \text{ t/m}^3 \text{ (asumsi)}$$

$$\phi = 32^\circ$$

$$H_s = \frac{\gamma_s \times h^2}{2} \times \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

Tabel 5.34 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Lumpur

Gaya	Uraian Gaya	Hs (ton)	Jarak (m)	M.Hs (ton.m)
Hs	0,5 x 1,6 x 1X1x 0,307	0,245	9,763	2,4

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.9 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Tekanan tanah aktif dihitung dengan rumus berikut :

TUGAS AKHIR

*Perencanaan Teknis Embung Jlantah, Kab. Karanganyar
Bertha - Rachmalia*

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$P_a = \gamma_s \times K_a \times H - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$\begin{aligned} \text{Dimana : } K_a &= \tan^2 (45 - \phi/2) \\ &= \tan^2 (45 - 13/2) \\ &= 0,69 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= 1,904 \times 0,69 \times 9,43 - 2 \times 0,337 \times \sqrt{0,69} \\ &= 11,83 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Tekanan tanah pasif dihitung dengan rumus berikut :

$$P_p = \gamma_s \times K_p \times H + 2 \times C \times \sqrt{K_p}$$

$$\begin{aligned} \text{Dimana : } K_p &= \tan^2 (45 + \phi/2) \\ &= \tan^2 (45 + 32/2) \\ &= 1,1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_p &= 1,904 \times 1,1 \times 9,43 + 2 \times 0,337 \times \sqrt{1,1} \\ &= 20,46 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Tabel 5.35 Perhitungan tekanan tanah

Gaya	Luas x tekanan	Gaya Horisontal	Jarak	Momen Horisontal
P_a	$9,43 \times 1 \times 11,83$	111,557	4,715	525,99
P_p	$0,5 \times 9,43 \times 1 \times 20,46$	-96,4689	3,143	-304,145
		$\Sigma R_h = 0,6$		$\Sigma M_h = 221,85$

Sumber : Hasil Perhitungan

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Rekapitulasi gaya-gaya yang bekerja pada tubuh pelimpah

Tabel 5.36 Hasil Perhitungan Gaya yang Terjadi pada Kondisi Air Normal

No	Faktor gaya	Gaya		Momen	
		H (t)	V (t)	Mh (tm)	Mv (tm)
1	Berat konstruksi	-	104,946	-	727,729
2	Gaya gempa (K)	20,989	-	95,384	-
3	Gaya Hidrostatik	1	-	14	-
4	Tekanan Tanah	15,088	-	221,85	-
5	Tekanan uplift pressure	22,455	38,447	111,39	176,214
6	gaya faktor Lumpur	0,245		2,4	
TOTAL		59,777	143,393	445,024	903,943

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 5.37 Hasil Perhitungan Gaya yang Terjadi pada Kondisi Air banjir

No	Faktor gaya	Gaya		Momen	
		H (t)	V (t)	Mh (tm)	Mv (tm)
1	Berat konstruksi	-	104,946	-	727,729
2	Gaya gempa (K)	20,989	-	95,384	-
3	Gaya Hidrostatik	4,128	0,692	13,044	4,491
4	Tekanan Tanah	15,088	-	221,85	-
5	Tekanan uplift pressure	57,988	7,380	222,325	54,371
6	gaya faktor Lumpur	0,245		2,4	
TOTAL		58,438	113,017	555,003	886,592

Sumber : Hasil Perhitungan

5.13.10 Perhitungan Stabilitas untuk Kondisi Muka Air Banjir

4.1.

Stabilitas terhadap Guling

Untuk mengetahui nilai SF (faktor keamanan) bangunan *spillway* terhadap guling memakai rumus sebagai berikut :

TUGAS AKHIR

*Perencanaan Teknis Embung Jlantah, Kab. Karanganyar
Bertha - Rachmalia*

50

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$SF = \frac{\sum M \cdot V}{\sum M \cdot H} \geq 1,5$$

Dimana :

SF = Faktor keamanan

$\Sigma M \cdot V$ = Jumlah momen vertikal (t.m)

$\Sigma M \cdot H$ = Jumlah momen horisontal (t.m)

$$SF = (886,592 : 555,003) = 1,6 \geq 1,5$$

Dengan didapatkannya nilai SF = 1,6 , maka bangunan *spillway* yang ada dinyatakan sangat aman terhadap bahaya guling.

4.2.

Stabilitas terhadap Geser

Guna mengetahui stabilitas *spillway* terhadap bahaya geser, maka ditinjau dengan menggunakan rumus :

$$SF = \frac{\sum (V - U)}{\sum H} \geq 1,5$$

Dimana :

SF = Faktor keamanan

$\Sigma(V-U)$ = Jumlah gaya vertikal dikurangi gaya *uplift pressure* (t)

ΣH = Jumlah gaya horisontal yang bekerja pada bangunan *spillway* (t)

$$SF = (113,017 : 58,438) = 1,93 \geq 1,5$$

Dari hasil perhitungan nilai SF = 1,93, dengan demikian bangunan *spillway* dinyatakan aman terhadap bahaya geser.

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

4.3. Stabilitas terhadap *Piping*

Guna mencegah pecahnya bagian hilir bangunan, harga keamanan terhadap erosi tanah harus sekurang-kurangnya 2 (dua) ($SF > 2$).

Dengan menggunakan metode *Lane* yang disebut metode angka rembesan *Lane*, dapat dihitung dengan rumus :

$$C_L = (L_V + \frac{1}{3} L_H) / H$$

Dimana :

- C_L = Angka rembesan *Lane*
- L_V = Jumlah panjang vertikal (m)
- L_H = Jumlah panjang horisontal (m)
- H = Beda tinggi muka air (m)

$$C_L = (16,34 + 4,5) / 10,14 = 2,1 > 2$$

Dari hasil perhitungan nilai $C_L = 2,1$, dengan demikian bangunan *spillway* dinyatakan aman terhadap bahaya *piping*.

4.4. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah

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 :

$$d = \frac{\sum M \cdot V - \sum M \cdot H}{\sum V}$$

$$\begin{aligned} d &= (886,592 - 555,003) : 113,017 \\ &= 2,94 \end{aligned}$$

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

$$e = ((8 : 2) - 2,94) < (8 : 6)$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$= 1,06 < 1,33$$

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*) :

$$q_{ult} = a \times C \times N_c \times \gamma \times z \times N_q \times \beta \times \gamma_{sub} \times B \times N_\gamma$$

dimana :

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

C = kohesi (t/m^2)

γ_{sub} = berat isi tanah jenuh air (t/m^3)

γ = berat per satuan volume tanah (t/m^3)

α, β = faktor yang tak berdimensi dari bentuk tapak pondasi

z = kedalaman pondasi = 6 m

B = lebar pondasi = 20 m

Tabel 5.38 Koefisien Daya Dukung Tanah

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.71	1	0	3.81	1	0
5	7.32	1.64	0	4.48	1.39	0
10	9.64	2.7	1.2	5.34	1.94	0
15	12.8	4.44	2.4	6.46	2.73	1.2
20	17.7	7.43	4.6	7.9	3.88	2
25	25.1	12.7	9.2	9.86	5.6	3.3
30	37.2	22.5	20	12.7	9.32	5.4
35	57.8	41.4	44	16.8	12.8	9.6
40	95.6	81.20	144	23.2	20.5	19.1
45	172.00	173.00	320	34.1	35.1	27

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

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

$$\gamma \text{ tanah} = 1,904 \text{ gr/cm}^3$$

$$e = 1,06$$

$$c = 0,337 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 13$$

$$G_s = 2,7066$$

Dengan $\phi = 13$ untuk jenis tanah tanah pondasi formasi breksi kompak (matrik : silt-pasir, fragmen : koral-boulder, tersemen) berat isi $\gamma_{b_{rata-rata}} = 1,904 \text{ gram/cm}^3$, $N_{SPT} = 30$ s/d >45 . maka diperoleh harga – harga pada *Tabel 5.40* (interpolasi) sebagai berikut:

$$N_c = 11,536$$

$$N_q = 3,744$$

$$N_\gamma = 1,92$$

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

$$\gamma_{sub} = \frac{\gamma_w \times (G_s - 1)}{1 + e} = 0.988 \text{ gr/cm}^3$$

Perhitungan:

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

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 0,337 \times 11,536 + 1,8 \times 6 \times 3,744 + 0,5 \times 0,904 \times 20 \times 1,92 \\ &= 61,68 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

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

Faktor keamanan (*Safety factor*) diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah:

$$Q_s = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{61,68}{2} = 30,84 \text{ t/m}^3$$

Beban berpias 1 meter adalah:

$$\text{Tinggi tanggul (h)} = 58 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,904 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Lebar embung bawah} = 312 \text{ m}$$

$$\text{Lebar embung atas} = 11 \text{ m}$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$\text{Beban embung (P)} = \text{Vol} \times \gamma$$

$$\text{Beban embung (P)} = \frac{11+312}{2} \times 58 \times 1,00 \times 1,904 = 17834,77 \text{ ton}$$

$$\text{Beban embung (qt)} = \frac{\text{beban embung(P)}}{\text{luas dasar embung (F)}} = \frac{17834,77}{312} = 57,163 \text{ ton/m}^2$$

Kesimpulan : **Aman** terhadap keruntuhan geser tanah pondasi.

Tegangan yang terjadi :

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

$$\sigma \text{ max} = 4,566 < 20,56 \text{ ton/m}^2$$

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

$$\sigma \text{ min} = 2,96 < 20,56 \text{ ton/m}^2$$

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

5.13.11 Perhitungan Stabilitas untuk Kondisi Muka Air Normal

4. Stabilitas terhadap Guling

Untuk mengetahui nilai SF (faktor keamanan) bangunan *spillway* terhadap guling, maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$\text{SF} = \frac{\sum M \cdot V}{\sum M \cdot H} \geq 1,5$$

Dimana :

SF = Faktor keamanan

$\Sigma M \cdot V$ = Jumlah momen vertikal (t.m)

$\Sigma M \cdot H$ = Jumlah momen horisontal (t.m)

$$\text{SF} = (903,943 : 445,024) = 2,03 \geq 1,5$$

TUGAS AKHIR

Perencanaan Teknis Embung Jlantah, Kab. Karanganyar
Bertha - Rachmalia

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Dengan didapatkannya nilai $SF = 2,03$, maka bangunan *spillway* yang ada dinyatakan aman terhadap bahaya guling.

5. Stabilitas terhadap Geser

Guna mengetahui stabilitas *spillway* terhadap bahaya geser, maka ditinjau dengan menggunakan rumus :

$$SF = \frac{\sum (V - U)}{\sum H} \geq 1,5$$

Dimana :

SF = Faktor keamanan

$\sum(V-U)$ = Jumlah gaya vertikal dikurangi gaya *uplift pressure* (t)

$\sum H$ = Jumlah gaya horisontal yang bekerja pada bangunan *spillway* (t)

$$SF = (143,393 : 59,777) = 2,4 \geq 1,5$$

Dari hasil perhitungan nilai $SF = 2,40$, dengan demikian bangunan *spillway* yang ada dinyatakan aman terhadap bahaya geser.

6. Stabilitas terhadap Piping

Guna mencegah pecahnya bagian hilir bangunan, harga keamanan terhadap erosi tanah harus sekurang-kurangnya 2 (dua) ($SF > 2$).

Dengan menggunakan metode *Lane* yang disebut metode angka rembesan *Lane*, dapat dihitung dengan rumus :

$$C_L = (L_v + \frac{1}{3} L_H) / H$$

Dimana :

C_L = Angka rembesan *Lane*

L_v = Jumlah panjang vertikal (m)

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

L_H = Jumlah panjang horisontal (m)

H = Beda tinggi muka air (m)

$$C_L = (15,34 + 4,5) / 7,43 = 2,67 > 2$$

Dari hasil perhitungan nilai $C_L = 2,67$, dengan demikian bangunan *spillway* dinyatakan aman terhadap bahaya *piping*.

Muka Air dicari dengan menggunakan garis hidrolik gradien untuk meninjaunya, tekanan diujung belakang bendung besarnya harus 0. Jika tidak 0, maka akan membahayakan bendung. Dengan memasang lantai muka diusahakan agar tekanan dititik tersebut menjadi 0, dengan cara menggunakan garis hidrolik gradien yang digambar ke arah udik dengan titik ujung belakang bendung sebagai titik permulaan

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

dengan tekanan sebesar 0. untuk mencari panjang lantai muka yang menentukan adalah ΔH yang terbesar.

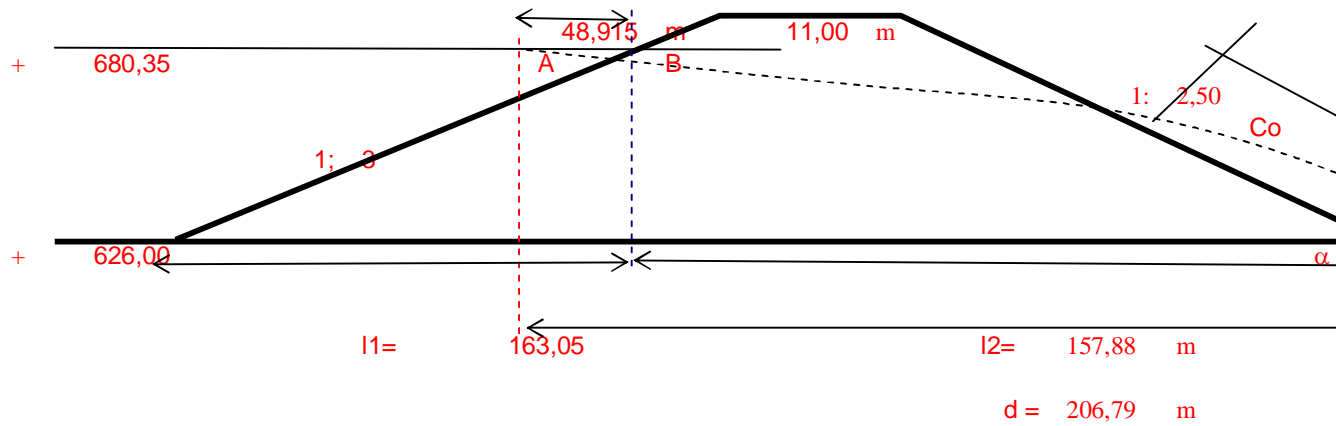
Dari tabel didapat ΔH terbesar = 0.34 m dan $C = 20,34$

Sedang rumus panjang lantai muka : $L = \Delta H * C = 0,34 * 20,34 = 7 \text{ m.}$

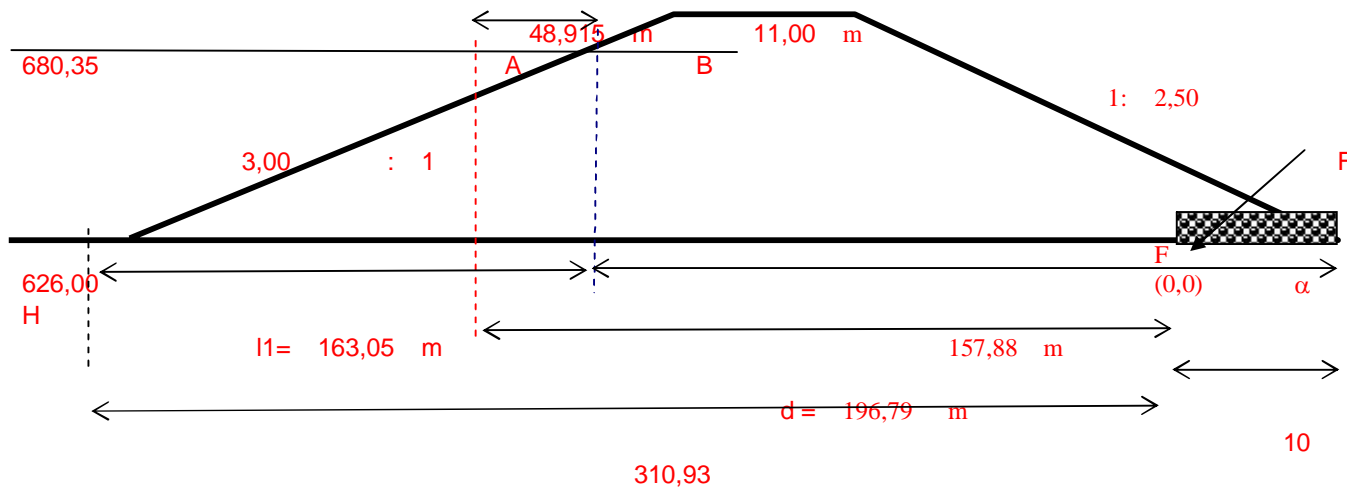
Demi keamanan panjang lantai muka ditambah 5 meter, sehingga panjang lantai muka (L_m) = $7\text{m} + 5\text{m} = 12 \text{ m.}$

Sehingga $L_m \geq \Delta H * C \rightarrow 12 \text{ m} \geq 7 \text{ m.}$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI



Gambar 5.23 Garis Depresi Pada Embung Homogen (sesuai dengan garis parabola)



Gambar 5.25 Garis Depresi Pada Embung Homogen

Dengan Drainase Kaki

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

4. Panjang kolam olakan

Panjang kolam olakan (L), dapat ditentukan dari persamaan berikut :

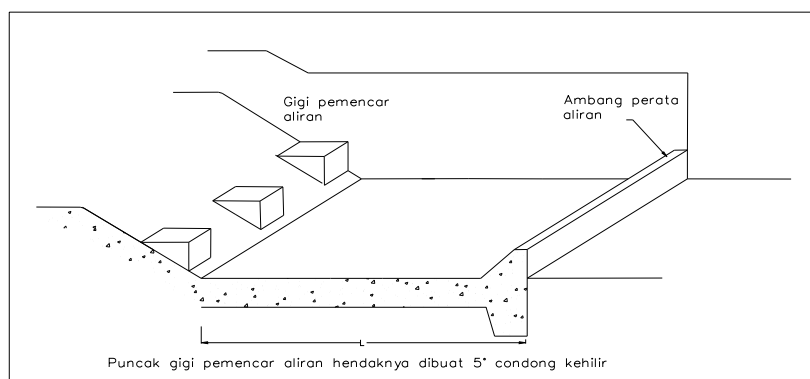
$$L = 2y_u (\sqrt{1 + 8Fr_u^2} - 1)$$

$$\begin{aligned} L &= 2 \times 0,561 \times \sqrt{1 + 8 \times 2,542^2} - 1 \\ &= 7,02 \text{ m} \end{aligned}$$

Ukuran panjang kolam olakan USBR type IV yang digunakan pada peredam energi ini adalah 7,02 m.

5. Gigi-gigi pemancar aliran dan ambang ujung hilir kolam olakan

Gigi-gigi pemancar aliran berfungsi sebagai pembagi berkas aliran, terletak di ujung saluran sebelum masuk ke dalam kolam olakan. Sedangkan ambang ujung hilir kolam olakan dibuat rata tanpa bergerigi.



BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

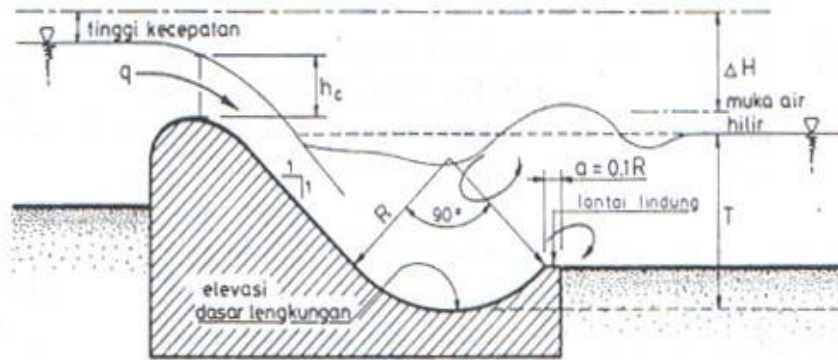
Gambar 5.15 Blok muka dan ambang ujung hilir kolam olakan

6. Dimensi kolam olakan

- Ukuran kolam olakan adalah 7,02 m x 9 m
- Dimensi gigi pemancar aliran :
 - a. Panjang blok muka gigi pemancar aliran $\geq 2y$
$$= 2 \times 0,561 = 1,12 \text{ m} \approx 1,25 \text{ m.}$$
 - b. Tinggi gigi pemancar aliran $= 2y$
$$= 2 \times 0,561 = 1,12 \text{ m} \approx 1,00 \text{ m}$$
 - c. Lebar gigi pemancar aliran (w) $= y$
$$= 0,561 \text{ m} \approx 0,50 \text{ m}$$

- Kemiringan blok muka gigi pemancar aliran $= 5\%$
- Jarak antar gigi pemancar aliran $= 2,5 w$
$$= 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ m}$$
- Karena lebar ujung saluran peluncur adalah 9 m maka jumlah gigi-gigi dibuat = 5 buah @ 50 cm dan jarak tepi ke dinding masing-masing = 75 cm
→ cek jumlah jarak $= (5 \times 0,5) + (4 \times 1,25) + (2 \times 0,75) = 9,00 \text{ m}$
- Dimensi ambang ujung hilir kolam olakan:
 - a. Tinggi ambang ujung hilir $= 1,25 y$
$$= 1,25 \times 0,561 = 0,701 \text{ m} \approx 0,75 \text{ m}$$
 - b. Karena kemiringan ambang ujung hilir 1:2,
maka lebar ambang ujung hilir $= 2 \times 0,75 = 1,5 \text{ m}$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI



Gambar 5.13 Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam

Perhitungan kolam olak digunakan rumus-rumus sebagai berikut :

$$q = \frac{Q}{B}$$

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_1}}$$

$$Y_1 = \frac{q}{V}$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0,5 \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1$$

dimana:

$$Q = \text{Debit pelimpah} = 28,92 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B = \text{Lebar bendung} = 9,0 \text{ m}$$

$$Fr = \text{Bilangan Froude} = 1,851$$

$$v = \text{Kecepatan awal loncatan (m/dt)} = 4,762 \text{ m/det}$$

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

$$Y_{1,2} = \text{Tinggi konjugasi}$$

Perhitungan :

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{28,92}{9,0} = 3,213 \text{ m}^2/\text{det}$$

$$Y_1 = \frac{q}{V} = \frac{3,213}{4,762} = 0,675 \text{ m}$$

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_1}} = \frac{4,762}{\sqrt{9,81 \cdot 0,675}} = 1,851$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 = \frac{0,6756}{2} \sqrt{1 + 8 \cdot 1,851^2} - 1 = 0,80 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{Q}{Y_2 \cdot B} = \frac{28,92}{0,80 \cdot 9,0} = 4,02 \text{ m/det}$$

$$Fr_2 = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_2}} = \frac{4,02}{\sqrt{9,81 \cdot 0,80}} = 1,435$$

Dari perhitungan diatas; karena $Fr_1 = 1,851 > Fr_2 = 1,435$ maka dibutuhkan kolam olak.

Perhitungan :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{3,213^2}{9,81}} = 1,02 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi energi hulu} &= \text{elv. chute channel} + h_c + \frac{V^2}{2g} \\ &= (+22,00) + 1,54 + \frac{4,762^2}{2 \cdot 9,81} \\ &= +24,70 \text{ m dpl.} \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi tail water} = +19,00 \text{ m (desain rencana)}$$

$$\Delta H = 1,21$$

Jari-jari minimum (R_{\min}) yang disajikan :

$$\frac{\Delta H}{h_c} = \frac{1,21}{1,54} = 0,79$$

dari Gambar 4.22. KP – 02, hal. 63 diperoleh :

$$\frac{R_{\min}}{h_c} = 1,65$$

$$R_{\min} = 1,65 \times h_c = 1,65 \times 1,02 = 1,683 \text{ m} \approx 2 \text{ m}$$

Menentukan batas minimum muka air hilir :

$$\frac{\Delta H}{h_c} = \frac{1,21}{1,54} = 0,79$$

dari Gambar 4.23. KP- 02 hal.64 diperoleh :

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

$$\frac{T_{\min}}{h_c} = 3,15$$

$$T_{\min} = 3,15 \times 1,54 = 4,851 \text{ m}$$

Muka Air dicari dengan menggunakan garis hidrolis gradien untuk meninjaunya, tekanan diujung belakang bendung besarnya harus 0. Jika tidak 0, maka akan membahayakan bendung. Dengan memasang lantai muka diusahakan agar tekanan dititik tersebut menjadi 0, dengan cara menggunakan garis hidrolis gradien yang digambar ke arah udik dengan titik ujung belakang bendung sebagai titik permulaan dengan tekanan sebesar 0. untuk mencari panjang lantai muka yang menentukan adalah ΔH yang terbesar.

Dari tabel didapat ΔH terbesar = 0,34 m dan $C = 20,34$

Sedangkan rumus panjang lantai muka : $L = \Delta H * C = 0,34 * 20,34 = 7 \text{ m}$.

Demi keamanan panjang lantai muka ditambah 5 meter, sehingga panjang lantai muka (L_m) = $7\text{m} + 5\text{m} = 12 \text{ m}$.

Sehingga $L_m \geq \Delta H * C \rightarrow 12 \text{ m} \geq 7 \text{ m}$.

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 :

$$d = \frac{\sum M \cdot V - \sum M \cdot H}{\sum V}$$

$$d = \frac{2.199,08 - 796,36}{233,87}$$

$$= 5,99$$

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

$$e = ((8 : 2) - 2,94) < (8 : 6)$$

$$= 1,06 < 1,33$$

Beban berpias 1 meter adalah:

$$\text{Tinggi tanggul (h)} = 58 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,904 \text{ ton/m}^3$$

BAB V PERENCANAAN KONSTRUKSI

Lebar embung bawah = 312 m

Lebar embung atas = 11 m

Beban embung (P) = Vol × γ

$$\text{Beban embung (P)} = \frac{11+312}{2} \times 58 \times 1,00 \times 1,904 = 17834,77 \text{ ton}$$

$$\text{Beban embung (qt)} = \frac{\text{beban embung(P)}}{\text{luas dasar embung (F)}} = \frac{17834,77}{312} = 57,163 \text{ ton/m}^2$$

Kesimpulan : **Aman** terhadap keruntuhan geser tanah pondasi.

Tegangan yang terjadi :

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

$$\sigma_{\max} = 4,566 < 20,56 \text{ ton/m}^2$$

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

$$\sigma_{\min} = 2,96 < 20,56 \text{ ton/m}^2$$