

BAB VI

DESAIN TEKNIS BENDUNG

6.1 Umum

Bendung Boro akan didesain sebagai bendung tetap yang membentang di kali Bogowonto, kabupaten Purworejo, Jawa Tengah, bendung ini dibangun dengan maksud untuk memperoleh tinggi muka air minimal yang tetap, sehingga diharapkan dapat memenuhi kebutuhan air pada daerah irigasi di daerah kabupaten Purworejo.

Data yang tersedia pada bendung Boro ini sebagai berikut:

- Lebar sungai 80,5 disekitar rencana bendung
- Elevasi dasar sungai rata – rata +8,26
- Luas total areal sawah yang akan diairi sebesar 4027 Ha dengan debit pengambilan 5,678 m³/det
- Debit banjir desain Q50 sebesar 701.3953 m³/dt yang diperoleh dari analisis debit banjir dengan metode Haspers
- Elevasi mercu bendung dengan memperhatikan faktor ketinggian elevasi sawah tertinggi yang akan diairi, perhitungannya sebagai berikut :

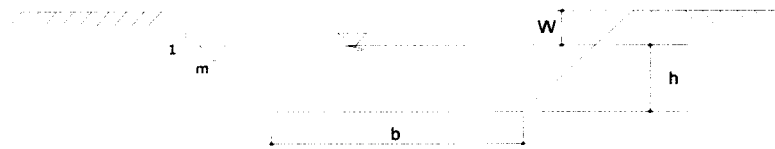
- Elevasi sawah tertinggi	= +36,05
- Tinggi Air disawah	= 0,10 m'
- Kehilangan tekanan dari saluran tersier ke sawah	= 0,10 m'
- Kehilangan tekanan dari saluran primer ke sekunder	= 0,10 m'

- Kehilangan tekanan dari saluran skunder ke tersier	= 0,20 m'
- Kehilangan tekanan akibat kemiringan saluran primer	= 0,15 m'
- Kehilangan tekanan akibat kemiringan saluran sekunder	= 0,25 m'
- Kehilangan tekanan akibat kemiringan saluran tersier	= 0,15 m'
- Kehilangan tenaga akibat bangunan ukur	= 0,40 m'
- Kehilangan tekanan untuk eksploitasi	= 0,10 m'
- Kehilangan bangunan lain seperti kantong lumpur	= 0,25 m'
- Kehilangan tekanan dari saluran induk ke intake	= 0,15 m'
- kehilangan energi pada pintu pengambilan	= 0,1 m'
- Kehilangan tekanan dari mercu bendung ke hulu intake	= 0,05 m'
	<hr/>
Elevasi Mercu Bendung	= +38,15 m'

6.2 Tinggi Muka Air Sebelum Ada Bendung

Ini dimaksudkan untuk mengetahui kedalaman sungai pada keadaan debit tertentu (debit rencana). Untuk memudahkan perhitungan dibuat beberapa anggapan mengenai keadaan sungai sebagai berikut.

- Penampang dianggap berbentuk trapesium dengan kemiringan talud 1:1
- Lebar dasar sungai rata-rata 80,5 m
- Kemiringan rata – rata dasar sungai (I) = 0,00329



Gambar 6.1 Sket Penampang Basah Sungai

Rumus

$$Q = AV$$

$$V = C\sqrt{RI}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{Jb}{\sqrt{R}}}$$

Persamaan kecepatan aliran

$$V = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{R}}} \sqrt{R \times 0,00329} = \frac{87 \times \sqrt{R}}{0,85 + \sqrt{R}} \times \sqrt{R \times 0,00329}$$

$$V = \frac{4,990 \times R}{0,85 \times \sqrt{R}}$$

$$A = (b + m \cdot h)h = (80,5 + 1h)h = 80,5 h + h^2$$

$$P = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$$

$$= 80,5 + 2h \sqrt{1 + 1^2}$$

$$= 80,5 + 2,83h$$

$$R = \frac{A}{P}$$

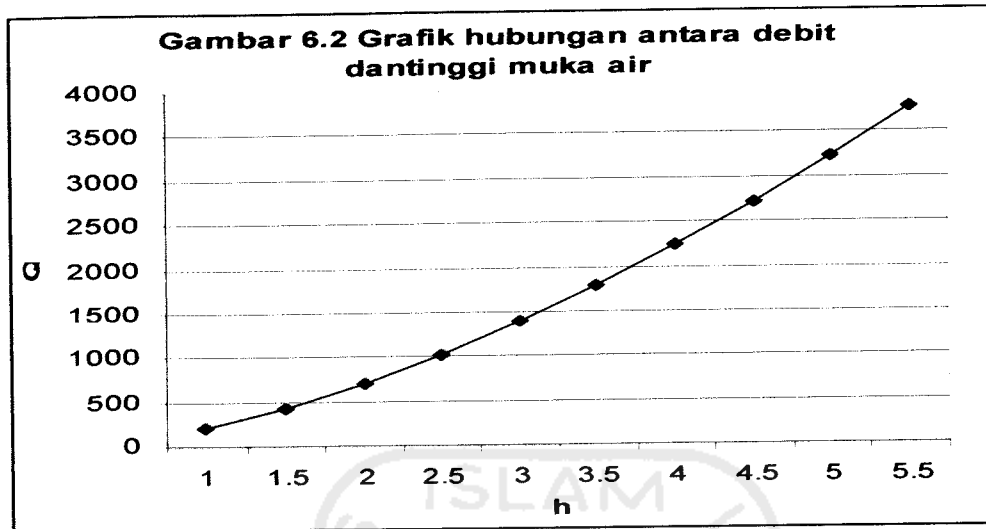
$$= \frac{80,5h + h^2}{80,5 + 2,83h}$$

Perhitungan selanjutnya di sajikan dalam tabel berikut:

Tabel 6.1 Perhitungan tinggi muka air pada bagian hulu bendung

h (m)	A (m)	P (m)	R=A/P	4,990 R	0,85 + R0,5	V m/dt	Q m ³ /dt
1	81.5	83.33	0.9780	4.8804	1.8390	2.6539	216.2930
1.5	123	84.745	1.4514	7.2426	2.0547	3.5248	433.5493
2	165	86.16	1.9150	9.5561	2.2339	4.2778	705.8439
2.5	207.5	87.575	2.3694	11.8233	2.3893	4.9485	1026.8067
3	250.5	88.99	2.8149	14.0465	2.5278	5.5569	1391.9918
3.5	294	90.405	3.2520	16.2276	2.6533	6.1159	1798.0840
4	338	91.82	3.6811	18.3688	2.7686	6.6346	2242.5018
4.5	382.5	93.235	4.1025	20.4717	2.8755	7.1194	2723.1735
5	427.5	94.65	4.5166	22.5380	2.9752	7.5752	3238.3988
5.5	473	96.065	4.9237	24.5695	3.0690	8.0058	3786.7575

Dari perhitungan diatas dibuat grafik hubungan antara debit dan tinggi muka air (lihat gambar 6.2)



Gambar 6.2 Grafik Hubungan Antara Debid dan Tinggi Muka Air

Untuk debit kala ulang 50 tahun (grafik lengkung debit) dengan interpolasi

$Q_{50}(\text{Desain}) = 701.3953 \text{ m}^3/\text{dt} \sim 701.4 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapat :

$$h = 1,9918 \text{ m}$$

Kontrol untuk $h = 1,9918 \text{ m} \sim 2.0 \text{ m}$

$$A = (b+m \cdot h)h = (80,5 + 1h)h = 80,5 h + h^2$$

$$= 80,5 \times 1,9918 + 1,9918^2$$

$$= 164.3098$$

$$P = b + 2h \sqrt{1+m^2}$$

$$= 80,5 + 2h \sqrt{1+1^2}$$

$$= 80,5 + 2,83h = 80,5 + 2,83 \times 1,9918$$

$$= 86.13688$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$= \frac{164,3098}{86,1368} = 1.9075$$

$$V = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{R}}} \sqrt{R \times 0,00329} = \frac{87 \times \sqrt{R}}{0,85 + \sqrt{R}} \times \sqrt{R \times 0,00329}$$

$$V = \frac{4,990 \times 1.9075}{0,85 \times \sqrt{1.9075}} = 4.2662$$

$$Q = AV$$

$$Q = 164.3098 \times 4.2662$$

$$= 700.9901 \text{ m}^3/\text{dt} \approx Q_{50} = 701.3953 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Elevasi dasar sungai} = + 28,26$$

$$\text{Tinggi air banjir} = \underline{\quad 2,0 \quad}$$

$$\text{Elevasi di hilir bendung} = + 30,26$$

6.3 Desain Tubuh Bendung

6.3.1 Lebar Efektif Mercu Bendung

$$\text{- Qpengambilan} = 5,678 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Karena debit minimum tidak diketahui maka pembilas dirancang prmbilas periodik.

$$\text{- Qpembilas di ambil} = Q_{\text{pengambilan}} = 5,678 \text{ m}^3/\text{dt}$$

- Dirancang bukaan pintu pembilasan 1,5 m'

$$Q = A \times V \quad \rightarrow \text{Kecepatan pembilas diambil} = 1,5 \text{ m/dt}$$

$$Q = bp \times 1,5 \times 1,5$$

$$5,678 = bp \times 1,5 \times 1,5$$

$$bp = 2,5235$$

- Didesain lebar pintu = 1,5 m, dan lebar pilar 1,0 m

- Banyak pintu $\frac{2,5235}{1,5} = 1,6824 \sim 2$ pintu dengan 1 pilar

Jadi lebar saluran pembilas = $2 \times 1,5 + 1,0 \text{ m}' = 4,0 \text{ m}'$

- Pilar bendung (pilar utama) direncanakan 1 buah = 1,5 m

- Lebar sungai = 80,5 m

- Pintu pembilas didesain 2 buah dengan lebar @ 1,5 = 3 m

- Pilar pintu air pembilas didesain = 1 m

- Maka lebar efektif bendung adalah :

$$\begin{aligned} Be &= 80,5 - \sum b - \sum t \\ &= 80,5 - 4 - 1,5 = 75,0 \text{ m} \end{aligned}$$

6.3.2 Jari – Jari Mercu Bendung

Digunakan rumus "Bunschu"

$$Q = m \cdot b \cdot d^{3/2} \cdot g^{1/2}$$

Keterangan:

$$Q = Q \text{ desain} = 701.3953 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$m = 1,33$$

$$b = 75 \text{ m}$$

$$d = 2/3 H$$

$$H = h + k$$

Maka :

$$701.3953 = 1,33 \times 75 \times d^{3/2} \times 9,81^{1/2}$$

$$d = \frac{701.3953}{1,33 \times 75 \times 9,8^{1/2}} = 2,2449 \text{ m} \rightarrow d = 2/3 H$$

$$H = 3/2 \times 2,2449 = 3,3674 \text{ m}$$

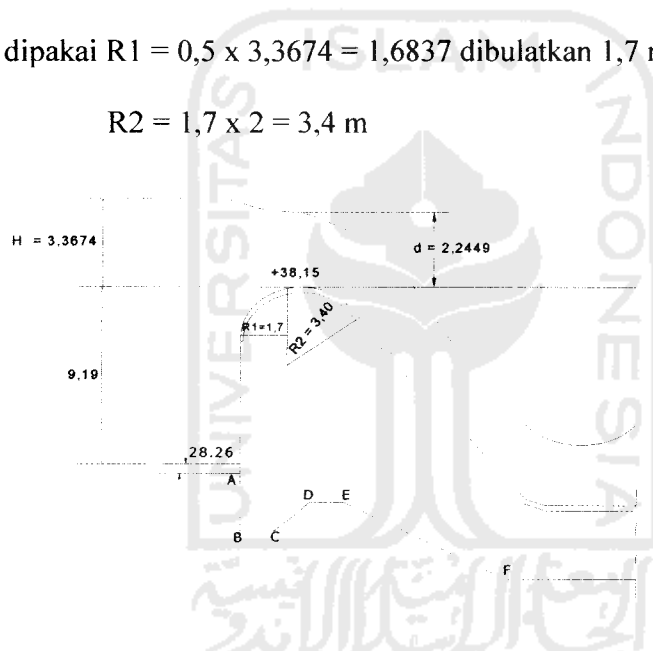
Untuk mencari R1 dipakai metode "Krengten" sebagai rumus pendekatan

bila : $\frac{H_1}{R_1} = 3,8$ dan $R_1 < 1\text{m}$, maka: $R_1 = 0,5 H$ dan $R_2 = 2 H$

$$R_1 = \frac{3,3674}{3,8} = 0,8861 < 1 \text{ m}$$

Maka dipakai $R_1 = 0,5 \times 3,3674 = 1,6837$ dibulatkan 1,7 m

$$R_2 = 1,7 \times 2 = 3,4 \text{ m}$$



Gambar 6.4 Jari – jari bendung

6.3.3 Tinggi Muka Air Setelah Ada Bendung

Dipakai rumus

"Verwoerd" : $k = \frac{4}{27} m^2 h^3 \left\{ \frac{1}{(h+p)} \right\}^2$

"Krengten" : $m = 1,49 - 0,0118 \left\{ 5 - \frac{h}{R} \right\}^2$

$$Q = m \cdot b \cdot d^{3/2} \cdot g^{1/2}$$

Keterangan:

P = Elevasi mercu bendung – Elevasi dasar sungai

$$= +38,15 - + 28,26$$

$$= 9,89 \text{ m}$$

b = 80,5 m

d = 2,2449 m

H = h + k

H = 3,3674 m

Tabel hubungan antara tinggi muka air setelah ada bendung dengan debit air banjir seperti tabel dibawah ini

h	m	(1/h/p) ²	k	H	d	Q
0.25	1.05118	0.01122163	0.000029	0.250029	0.166667	18.03352
0.5	1.062219	0.01065007	0.000223	0.500223	0.333333	51.54214
1	1.083875	0.00963056	0.001676	1.001676	0.666667	148.7554
1.5	1.104969	0.00875074	0.005342	1.505342	1	278.5995
2	1.1255	0.00798619	0.01199	2.011990	1.333333	436.902
2.5	1.145469	0.00731764	0.022226	2.522226	1.666667	621.4222
2.698	1.153221	0.00707591	0.02738	2.725380	1.798667	701.4051
3	1.164875	0.00672965	0.036527	3.036527	2	830.7201
3.5	1.183719	0.00620979	0.055268	3.555268	2.333333	1063.761

Dari tabel di atas didapat data – data sebagai berikut :

$$h = 2,698$$

$$m = 1,153$$

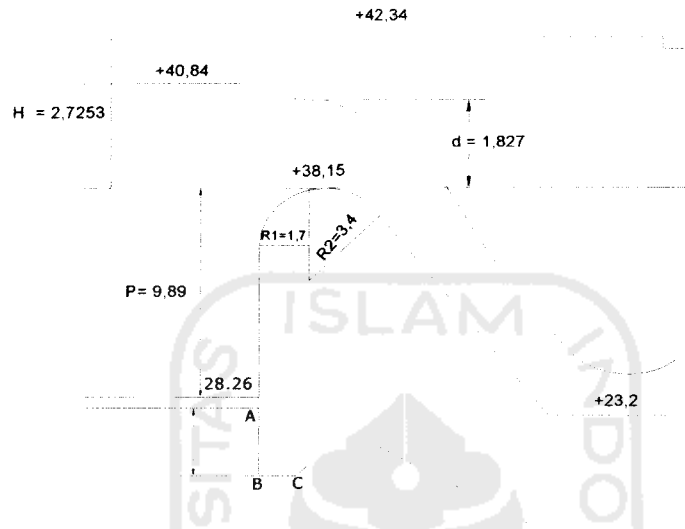
$$k = 0,0273$$

$$H = 2.7253$$

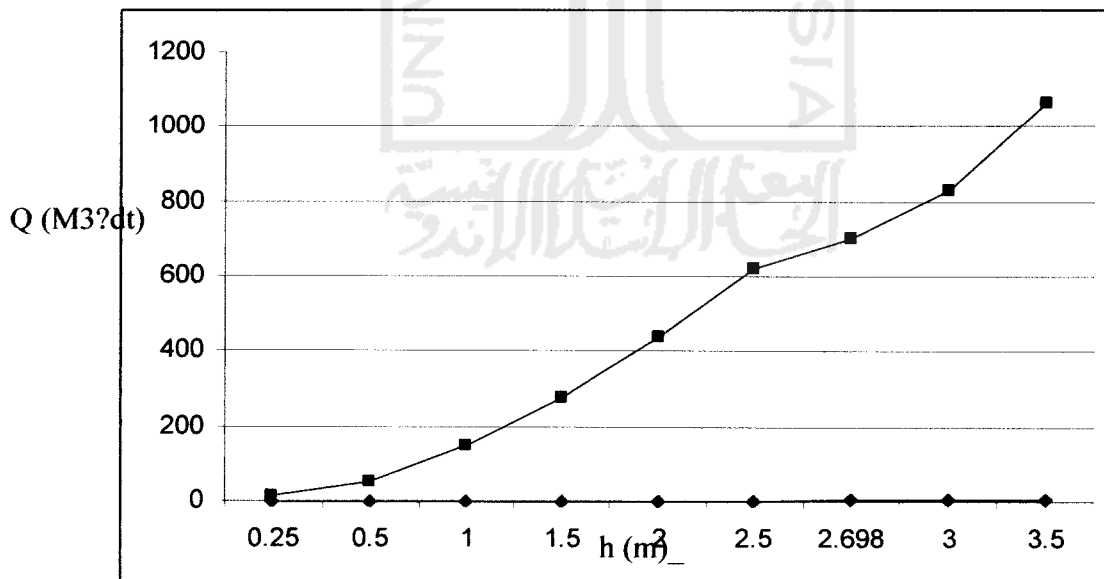
$$d = 1,827$$

$$Q = 701,4051 \text{ m}^3/\text{dt} \approx Q_{\text{Rencana}} (50) = 701.4 \text{ m}^3/\text{dt} \dots\dots\text{OK}$$

Gambar tinggi muka air setelah ada bendung seperti pada gambar 6.5. Dan gambar hubungan antara tinggi muka air setelah ada bendung dengan debit debit air banjir seperti gambar 6.5 dibawah ini;



Gambar 6.5 Tinggi muka air setelah ada bendung



Gambar 6.6 Lengkung debit setelah ada Bandung

6.3.4 Perencanaan kolam olak

Jenis kolam olak dalam desain bendung Boro ini dengan menggunakan tipe kolam olak Vlugter.

Berdasarkan rumus Vlugter

$$q = \frac{Q}{be}$$

$$q = \frac{701.3953}{75} = 9,351 m^3 / dt.m$$

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$= \sqrt[3]{\frac{9.35^2}{9.81}} = 2,05$$

Dari data sebelumnya maka dapat ditentukan:

- Elevasi air dihilir bendung = + 30.25
(data tinggi muka air sungai sebelum ada bendung)
- Kehilangan energi di hilir bendung = + 0.1
- Elevasi tinggi energi di hilir bendung = + 30.35
- Elevasi tinggi energi Tinggi bendung
di hulu bendung = +40,84
- Jarak antara tinggi energi muka air di atas mercu dengan elevasi muka air di hilir,

$$\Delta H = 40,84 - 30,35 = 10,49$$

$$\frac{\Delta H}{h_c} = \frac{10,49}{2,05} = 5,117$$

Kolam olak menurut Vlugter:

$$\text{Bila : } 2,0 \leq \frac{\Delta H}{h_c} \leq 15,0$$

Tinggi air hilir dari dasar ambang kolam

$$t = 3h_c + 0,1\Delta H = 3(2,05) + 0,1(10,49) = 7,1 \text{ m}$$

Maka elevasi kolam olak adalah

$$\text{Elevasi dihilir bendung} - t = 30,35 - 7,1 = +23,2$$

Tinggi ambang ujung kolam

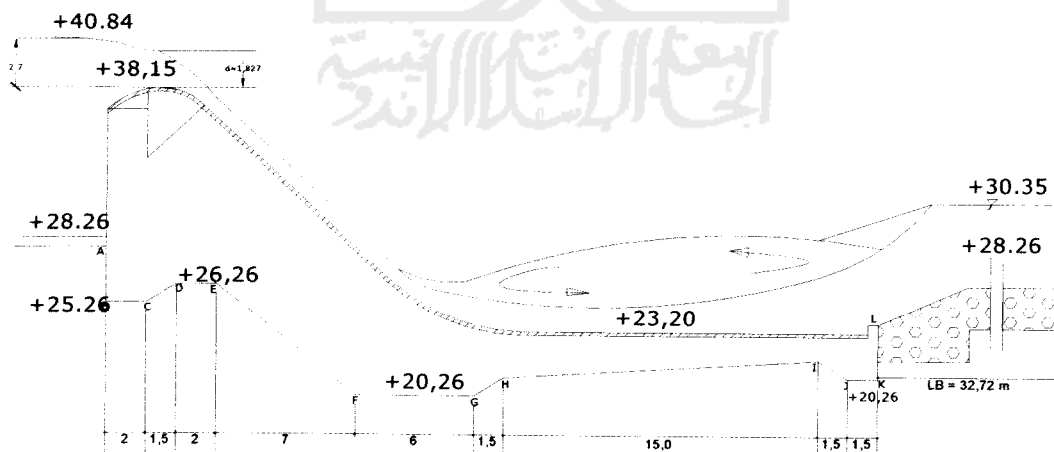
$$a = 0,28 h_c \cdot \sqrt{\frac{h_c}{\Delta H}} = 0,28 \cdot 2,05 \cdot \sqrt{\frac{2,05}{10,49}} = 0,25 \text{ m} \sim 0,3$$

$$\text{Lebar ambang ujung} = 2 \times a = 2 \times 0,3 = 0,6 \text{ m}$$

Panjang kolam olak (L)

$$L = D = R = \text{Elevasi mercu bendung} - \text{Elevasi kolam olak}$$

$$L = D = R = 38,15 - 23,2 = 14,95 \text{ m} \sim 15 \text{ m}$$



Gambar 6.7 Sketsa Kolam Olak

3.5

Kontrol elevasi dasar kolam olak

Kecepatan awal loncatan

$$\begin{aligned}
 V1 &= \sqrt{2g \times \left(\frac{1}{2} H_1 + Z\right)} \\
 &= \sqrt{2 \cdot 9,81 \times \left(\left(\frac{1}{2} \times 2,725\right) + 9,89\right)} \\
 &= 14,85 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$Y1 = \frac{q}{V1}$$

$$q = 9,351 \text{ m}^3 / \text{dt.m}$$

$$Y1 = \frac{9,351}{14,85} = 0,63 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V1}{\sqrt{g \times Y1}} = \frac{14,85}{\sqrt{9,81 \times 0,63}} = 5,9$$

$$LW = 6 (Y2 - Y1)$$

$$Y2 = t = \text{tinggi air diatas ambang} = 7,1 \text{ m}$$

$$LW = 6 (7,1 - 0,63) = 38,82 \text{ m}$$

$$LB = LW - a - (\sin 45 \times R) \times 2$$

$$a = 0,3$$

$$LB = 38,82 - 0,3 - (\sin 45 \times 4) \times 2 = 32,86 \text{ m}$$

6.3.5 Desain teknis lantai muka

Pada kondisi air banjir dapat dihitung

- a. elevasi muka air hulu = +40,84
 - b. elevasi muka air di halar bendung = +30.35
-
- $\Delta H = 10,49$

Pada kondisi air normal / kondisi tidak ada air dihilir dapat di hitung:

- a. elevasi muka air hulu/mercu = + 38,15
 - b. elevasi dasar kolam olak = + 23,2 -
-
- $\Delta H = 14,95 \sim 15 \text{ m}$

Untuk memperhitungkan panjang lantai muka, maka di tinjau selisih tinggi muka air pada keadaan normal (tinggi air sama dengan mercu bendung) yang dianggap lebih membahayakan terhadap kesetabilan tubuh bendung.

Bligh dan lane menetapkan besarnya creep ratio untuk berbagai jenis tanah. Untuk Bendung Boro telah diselidiki jenis tanahnya yaitu pasir sedang sehingga dapat ditentukan nilai:

- a. Creep ratio untuk bligh (CB) = 9
- b. Creep ratio untuk lane (CL) = 6

Perhitungan dari masing-masing cara bligh dan lane adalah sebagai berikut:

- a. Cara bligh

Panjang garis minimum yang di peroleh :

$$CB \leq \frac{L}{\Delta H}$$

$$CB = 9$$

$$L = CB \times \Delta H = 9 \times 15 = 135 \text{ m}$$

Panjang garis aliran yang terjadi dibawah tubuh bendung dihitung berdasarkan gambar 6.8 (yaitu gambar hasil rancangan dimensi bendung) adalah sebagai berikut:

$$L' = AB + BC + CD + DE + EF + FG + GH + HI + IJ + JK + KL$$

$$\begin{aligned} L' &= 3 + 2 + \sqrt{1.5^2 + 1^2} + 2 + \sqrt{6^2 + 7^2} + 6 + \sqrt{1.5^2 + 1^2} + 15 + \sqrt{1.5^2 + 1^2} + 1.5 + 3 \\ &= 3 + 2 + 1,8 + 2 + 9,22 + 6 + 1,8 + 15 + 1,8 + 1,5 + 3 \end{aligned}$$

$$L' = 47,12 \text{ m}'$$

Control CB:

$$CB = \frac{47,12}{15} = 3,1413 < 9 \text{ (harga creep ratio minimum yang di ijinkan)}$$

Apabila harga CB hasil hitungan lebih kecil dari CB yang diijinkan, maka dibutuhkan lantai muka.

Panjang lantai muka yang dibutuhkan adalah:

$$L_m = L - L'$$

$$L_m = 135 - 47,12 = 87,88 \text{ m}'$$

b. Cara lane

$$L = L_v + \frac{1}{3} L_H \geq C_L \cdot \Delta H$$

Dari gambar 6.8 dapat di hitung panjang aliran yang beraa dibawah tubuh bendung yaitu:

$$\Sigma L_v = AB + CD + EF + GH + IJ + KL$$

$$\Sigma L_v = 3 + \sqrt{1.5^2 + 1^2} + \sqrt{6^2 + 7^2} + \sqrt{1.5^2 + 1^2} + \sqrt{1.5^2 + 1^2} + 3$$

$$= 3 + 1,8 + 9,22 + 1,8 + 1,8 + 3$$

$$= 20,62 \text{ m}$$

$$\Sigma L_H = BC + CD + DE + EF + FG + GH + HI + IJ + JK$$

$$\Sigma L_H = 2 + 1.5 + 2 + 7 + 6 + 1.5 + 15 + 1.5 + 1.5$$

$$= 38 \text{ m}$$

Panjang garis yang tersedia:

$$L' = L_v + \frac{1}{3} L_H = 20,62 + \frac{1}{3} \times 38 = 33,287 \text{ m}'$$

Kontrol harga CL :

$$Cl = \frac{33,287}{15} = 2,219 < 6 \text{ (harga creep ratio minimum yang diijinkan)}$$

Apabila harga CB hasil hitungan lebih kecil dari CB yang diijinkan, maka dibutuhkan lantai muka.

Panjang garis minimum yang diperoleh:

$$CL = 6$$

$$L = CL \cdot \Delta H = 6 \times 15 = 90 \text{ m}$$

Panjang lantai muka yang diperlukan:

$$L_m = L - L'$$

$$= 90 - 33,287$$

$$= 56,713 \text{ m}$$

L_m (bligh) > L_m (lane), maka panjang lantai muka diambil yang terbesar yaitu 87,88 m \approx 90 m dengan koperan 15 buah @ 1 m (gambar 6.9)

c. Tinjauan terhadap "hidroulic gradient" setelah ada lantai muka

Pada saat air terbendung maka terjadi perbedaan tinggi air didepan dan belakang bendung yang menimbulkan perbedaan tekanan. Perbedaan tekanan ini mengakibatkan adanya aliran dibawah bendung. Untuk mengatasi aliran tersebut maka dibuat lantai muka dengan hasil perhitungan panjang lantai muka adalah 90 m (gambar 6.9), dari hasil tersebut maka di kontrol hidroulic gradient dengan cara lane dimana perhitungannya disajikan dalam tabel 6.3 sebagai berikut:

Tabel 6.3 Perhitungan Hidroulic Gradient Setelah Ada Lantai Muka

Bagian	Panjang tiap bagian		Perbedaan tinggi $\Delta H = L/CL$
	Lv	Lh	
A0-A1	1.5	0	0.25
A1-A2	0	1	0.166666667
A2-A3	1	0	0.166666667
A3-A4	0	5	0.833333333
A4-A5	1	0	0.166666667
A5-A6	0	1	0.166666667
A6-A7	1	0	0.166666667
A7-A8	0	5	0.833333333
A8-A9	1	0	0.166666667
A9-A10	0	1	0.166666667
A10-A11	1	0	0.166666667
A11-A12	0	5	0.833333333
A12-A13	1	0	0.166666667
A13-A14	0	1	0.166666667
A14-A15	1	0	0.166666667
A15-A16	0	5	0.833333333
A16-A17	1	0	0.166666667
A17-A18	0	1	0.166666667
A18-A19	1	0	0.166666667
A19-A20	0	5	0.833333333
A20-A21	1	0	0.166666667
A21-A22	0	1	0.166666667
A22-A23	1	0	0.166666667
A23-A24	0	4	0.666666667

A24-A25	1	0	0.166666667
A25-A26	0	1	0.166666667
A26-A27	1	0	0.166666667
A27-A28	0	4	0.666666667
A28-A29	1	0	0.166666667
A29-A30	0	1	0.166666667
A30-A31	1	0	0.166666667
A31-A32	0	4	0.666666667
A32-A33	1	0	0.166666667
A33-A34	0	1	0.166666667
A34-A35	1	0	0.166666667
A35-A36	0	4	0.666666667
A36-A37	1	0	0.166666667
A37-A38	0	1	0.166666667
A38-A39	1	0	0.166666667
A39-A40	0	4	0.666666667
A40-A41	1	0	0.166666667
A41-A42	0	1	0.166666667
A42-A43	1	0	0.166666667
A43-A44	0	4	0.666666667
A44-A45	1	0	0.166666667
A45-A46	0	1	0.166666667
A46-A47	1	0	0.166666667
A47-A48	0	4	0.666666667
A48-A49	1	0	0.166666667
A49-A50	0	1	0.166666667
A50-A51	1	0	0.166666667
A51-A52	0	4	0.666666667
A52-A53	1	0	0.166666667
A53-A54	0	1	0.166666667
A54-A55	1	0	0.166666667
A55-A56	0	4	0.666666667
A56-A57	1	0	0.166666667
A57-A58	0	1	0.166666667
A58-A59	1	0	0.166666667
A59-A	0	4	0.666666667
A-B	3	0	0.5
B-C	0	2	0.333333333
C-D	1	1.5	0.416666667
D-E	0	2	0.333333333
E-F	6	7	2.166666667
F-G	0	6	1
G-H	1	1.5	0.416666667
H-I	0	15,82	5.166666667
I-J	1	1.5	0.416666667
J-K	0	1.5	0.25
K-L	3	0	0.5
TOTAL	45.5	134	29.386666667

Dari hasil hitungan tabel diatas didapatkanli`

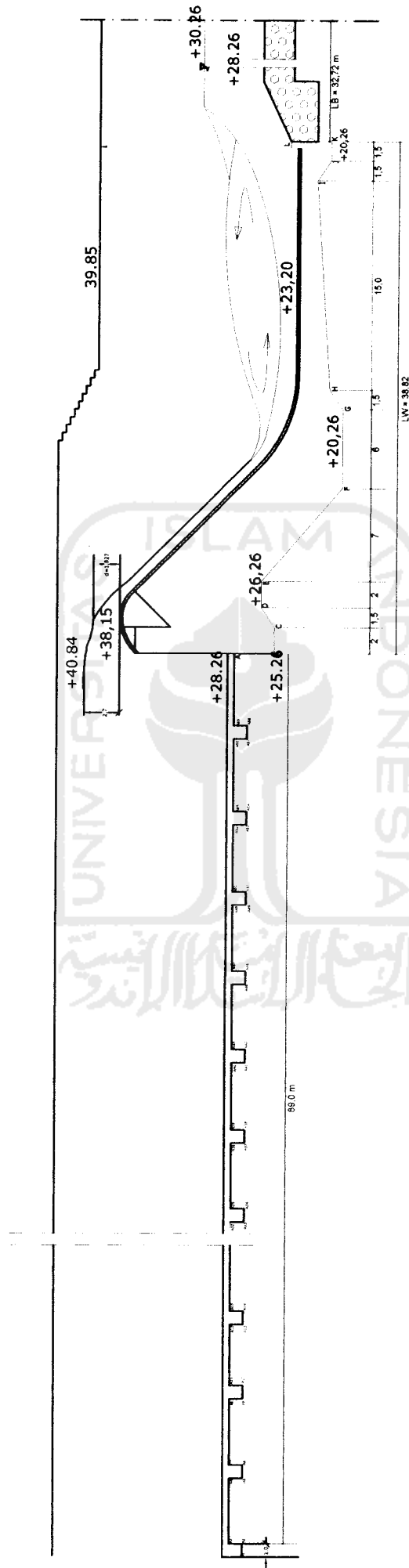
$$\Sigma L' = L_v + \frac{1}{3}L_H$$

$$\Sigma L' = 45,5 + \frac{1}{3}134 = 90,1667 \text{ m}$$

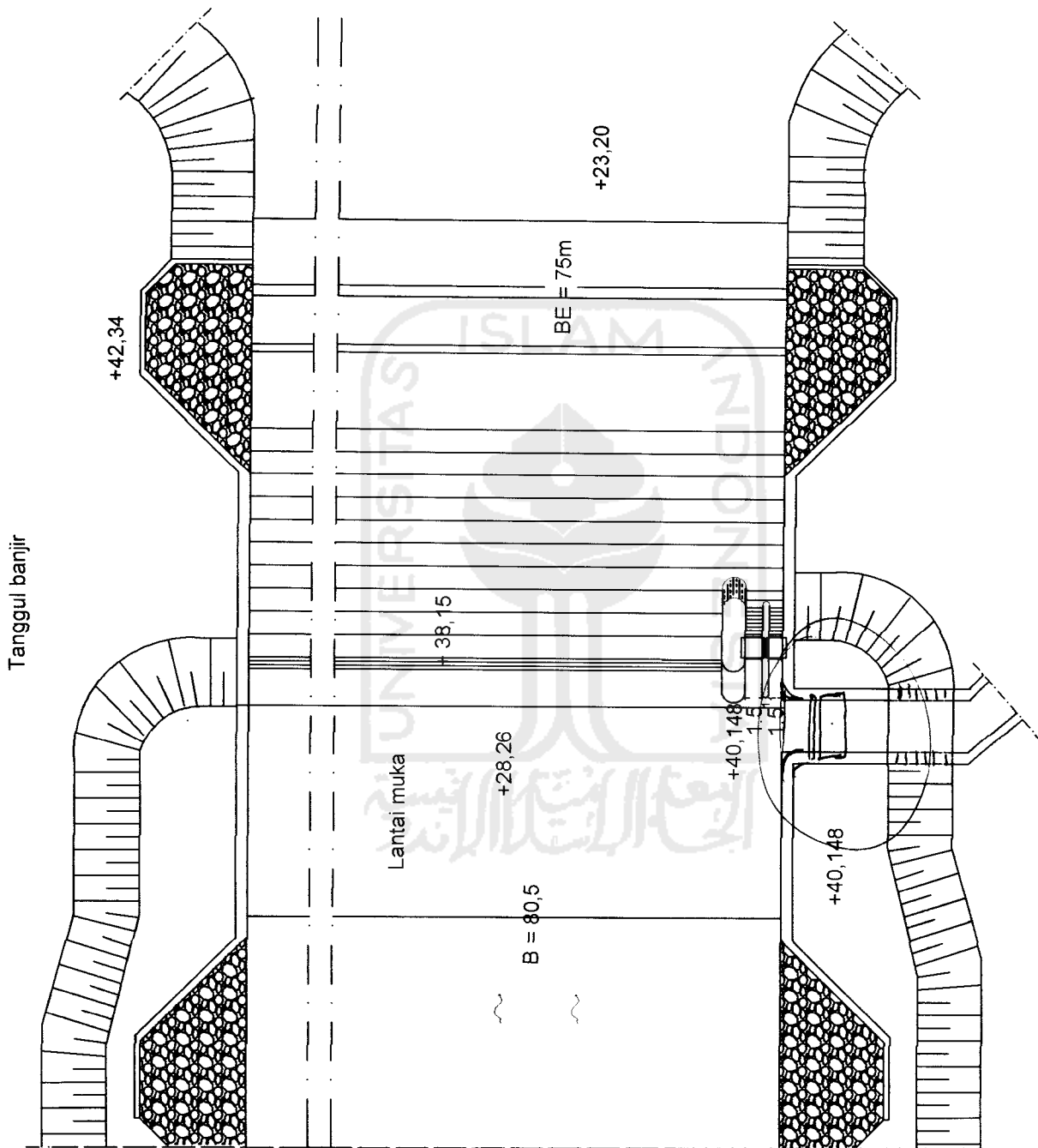
$$CL = \frac{\Sigma L}{\Delta H} = \frac{90,1667}{15} = 6,011$$

➤ harga CB minimum yang diijinkan = 6OK!





Gambar 6.8 Rencana Lanatai Muka



Gambar 6.23 Sketsa denah bendung

6.3.6 Perencanaan Teknis Perencanaan Rip-rap

Rip-rap yaitu susunan bongkahan batu alam yang berfungsi sebagai lapisan perisai untuk mengurangi kedalaman pengerusan setempat dan untuk melindungi tanah dasar dihilir peredam energi bendung.

Perhitungan rumus "USB" adalah sebagai berikut

Kecepatan dasar hilir:

$$Q = B \times h \times V$$

$$701.3953 = 75 \times 2,7253 \times v$$

$$V = 3,43 \text{ m/dt}$$

Jadi diameter batu rip-rap adalah:

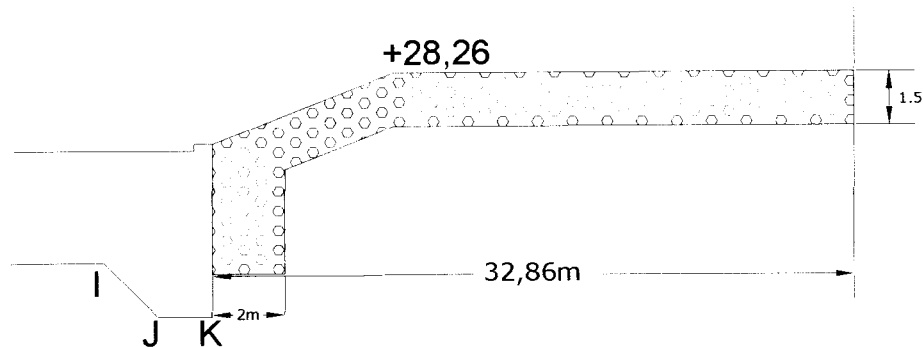
$$D = 0,79 \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$= 0,79 \cdot \frac{3,43^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$= 0,47 \text{ m}$$

Panjang gurusan yang terjadi (LB) adalah 32,86 m' (dari perhitungan sub 6.3.4). didesain kedalaman rip-rap 2 m untuk bagian hilir ambang akhir dan 1,5 m untuk bagian di dasar sungai hilir. Gambar sketsa rencana rip-rap adalah seperti gambar 6.10 berikut ini:





Gambar 6.9 Rip-rap

6.3.6 perencanaan teknis Efek "Back Water"

Akibat adanya pembendungan air akan terjadi pengenaan air banjir (back water) dibagian hulu bendung. Untuk menentukan panjangnya back water akibat debit banjir rencana dilakukan dengan cara pendekatan sbagai berikut:

Rumus Empiris:

$$L = 2h/i$$

$$L = \frac{2 \times 1,9918}{0,00329} = 1210,82 \text{ m}$$

Dimana:

L = panjang pengaruh pembendungan (m)

h = tinggi m.a. banjir sebelum adanya bendung

(tinggi bendung + tinggi muka air banjir setelah ada bendung) – a

a = tinggi air banjir sebelum ada bendung, a = 1,9918 m

6.4 Desain Teknis Bangunan Intake

Bangunan intake adalah suatu bangunan pada bendung yang berfungsi sebagai penyadap aliran sungai, mengatur pemasukan air dan sedimen serta menghindarkan sedimen dasar sungai masuk ke intake. Terletak di bagian sisi bendung dan merupakan satu kesatuan dengan bangunan pembilas. Pada bendung Boro ini, intake direncanakan di satu sisi bendung.

Debit rencana pengambilan (Q) adalah sebagai berikut:

$$Q_{\text{pengambilan}} = 1,2 \times 5,678 = 6,8136 \text{ m}^3/\text{dt}$$

6.4.1 Desain Teknis Bangunan Pengambilan

Elevasi ambang pengambilan ditentukan berdasarkan elevasi mercu bendung, rencanakan tinggi ambang dari dasar sungai $(9,89-2) = 7,89$ m, maka elevasi ambang pengambilan direncanakan:

$$+ 28,26 + 7,89 = + 36,15$$

Elevasi ambang pengambilan diambil 0,25 m diatas kantong pasir dalam keadaan penuh guna mencegah terjadinya pengendapan sedimen di dasar intake

$$+ 36,15 - 0,25 = + 35,9$$

Elevasi kantong pasir dalam keadaan penuh (rencana) = + 35,9

a. Propil saluran primer :

1. luas sawah + 4027 Ha
2. Q pengambilan = 5,678 m³/dt.
3. Q pengambilan yang diperhitungkan = 1,2 x 5,678 = 6,8136 m³/dt.

Q pengambilan = 6,8136 m³/dt, penampang saluran primer dirancang sebagai berikut:

$$m = 1,5$$

$$b/h = 3,1 \text{ ---- } b = 3,1 h$$

$$k = 42,5 \text{ m}^{1/3}/\text{dt}$$

$$V = 0,55 \text{ m/dt}$$

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

$$= (3,1h + 1,5h)h = 4,6h^2$$

$$Q = A \cdot V$$

$$6,8136 = 4,6 h^2 \cdot 0,55$$

$$h = 1,64 \text{ m} \approx 1,65 \text{ m}$$

$$b = 3,1 \cdot (1,65) = 5,1 \text{ m}$$

$$P = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$$

$$= 5,1 + 2 \cdot 1,65 \sqrt{1 + 1,5^2}$$

$$= 11,049 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{4,6 \cdot h^2}{11,049} = \frac{4,6 \cdot 1,65^2}{11,049} = 1,1334 \text{ m}$$

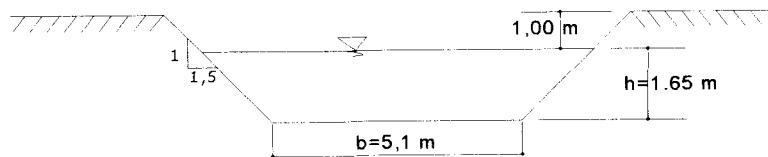
Berdasarkan standarisasi saluran (Kreteria Perencanaan 03, hal 15)

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$0,55 = 42,5 \cdot 1,1334^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$I = 1,0774 \times 10^{-4}$$

Dari hasil hitungan, maka didapat Gambar 6.12 sebagai potongan melintang saluran.



Gambar 6.11 Potongan Melintang Saluran Primer

b. Pintu Air Pengambilan:

1. Kehilangan energi pada pintu pengambilan, $n = 0,05$; $z = 0,05$ m
2. Kecepatan aliran pada ambang :

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot z} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,05} = 1 \text{ m/dt}$$

b_i = lebar bersih bukaan (m)

μ = koefisien debit = 0,8

mencari nilai $a = +38,15 - +36,15 - z = 1,95$ (tinggi bukaan pintu)

$$Q_n = \mu \cdot b_i \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

$$6,8136 = 0,8 \cdot b_i \cdot 1,95 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,05}$$

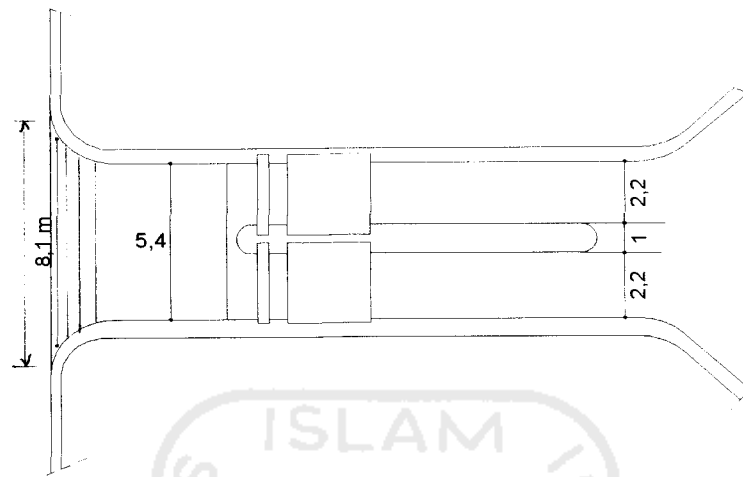
$$b = 4,4 \text{ m}$$

$$\frac{4,4}{2} = 2,2 \text{ meter}$$

Lebar pintu = 2,2 m, diambil 2 pintu = 4,4 m dan 1 pilar @ = 1,0 m

Lebar pilar dirancang 1 m' \rightarrow 1 pilar = 1,0 m'

Jadi lebar saluran pengambilan = $2 \times 2,2 \text{ m} + 1 \text{ m} = 5,4 \text{ m}'$

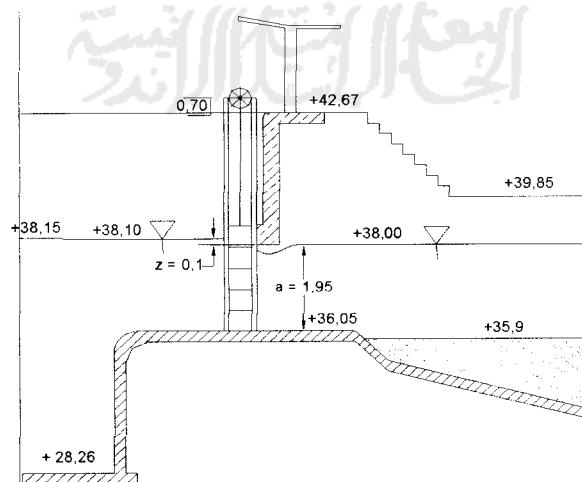


Gambar 6.12 Ambang pengambilan

6.4.2 Perencanaan Teknis Dimensi Lebar Ambang

Lebar ambang pengambilan (B) dibuat $1.5 \times 5,4 = 8,1 \text{ m}$

Gambar sketsa potongan memanjang bangunan dapat dilihat pada gambar 6.13



Gambar 6.13 Potongan Memanjang Bangunan Pengambilan

6.5 Pencanaan Teknis Perencanaan Bangunan Pembilas Utama

Pada saat banjir pintu pembilas ini di tutup dan banjir akan lewat diatasnya, maka tinggi pintu pembilas harus setinggi mercu bendung. Sistim pembilasan:

1. Direncanakan sebagai pembilas yang tidak kontinyu atau periodik.

$$\begin{aligned} Q \text{ pembilasan (debit andalan sungai)} &= Q \text{ pengambilan} \\ &= 5,678 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

2. Elevasi dasar bangunan pengambilan = +36,95
3. Elevasi rata-rata sungai = +28,86
4. Lebar pintu pembilas (B) direncanakan 1,5 m
5. Kecepatan aliran minimum di pintu pembilas dirancang 1,5 m/dt (diasumsikan sudah bisa membilas pasir-pasir yang akan masuk didepan pintu pembilas). Ketentuan kriteria perencanaan 02, 1986 adalah 1 – 1,5 m (sesuai dimensi sedimen yang berupa pasir-pasir / krikil)

$$Q \text{ pengambilan} = 5,678 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q \text{ eksploitasi} = 1,2 \times (5,678) = 6,8136 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q = b_p \cdot H \cdot V$$

$$6,8136 = b_p \cdot H \cdot 1,5, \text{ direncanakan bukaan pintu} = 1,5 \text{ m}$$

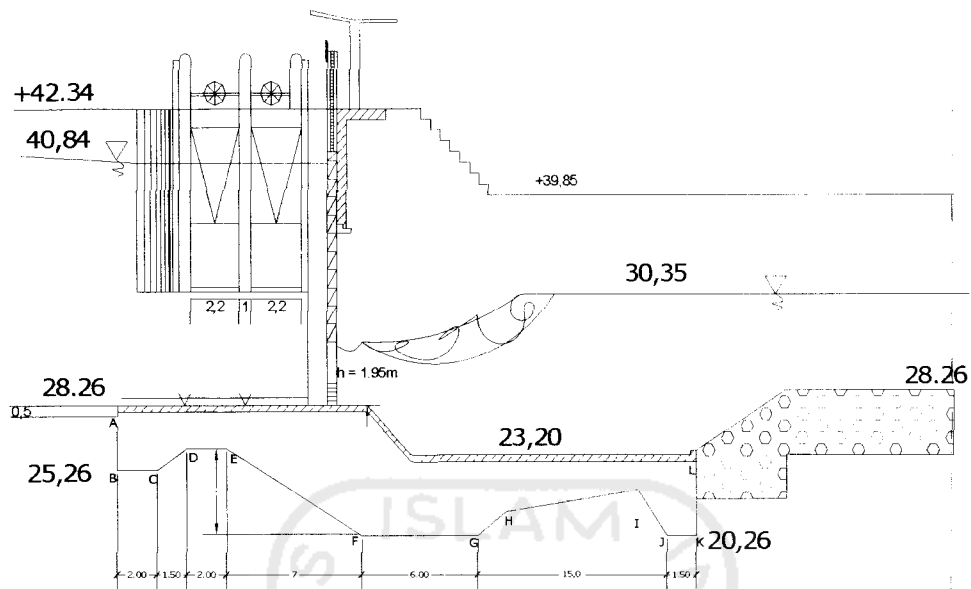
$$6,8136 = b_p \cdot 1,5 \cdot 1,5$$

$$B_p = 3,02$$

Sehingga dapat kita rencanakan 2 buah pintu dengan lebar = 1,5 m'

dan 1 pilar = 1,0 m'

Jadi lebar saluran pembilas adalah: $= (2 \times 1,5) + (1 \times 1) = 4,0 \text{ m}'$



Gambar 6.14 Potongan Memanjang Bangunan Pembilas

Ukuran Pintu Pembilas Utama

Lebar pintu = 1,5 m

Tinggi pintu = 10 m

Tinggi satu blok diambil = 0,2 m

Muka air banjir = + 40,84

Gaya tekanan air dihitung dengan rumus:

$$P_1 = \gamma_w \cdot h$$

Gaya tekanan lumpur dihitung dengan rumus:

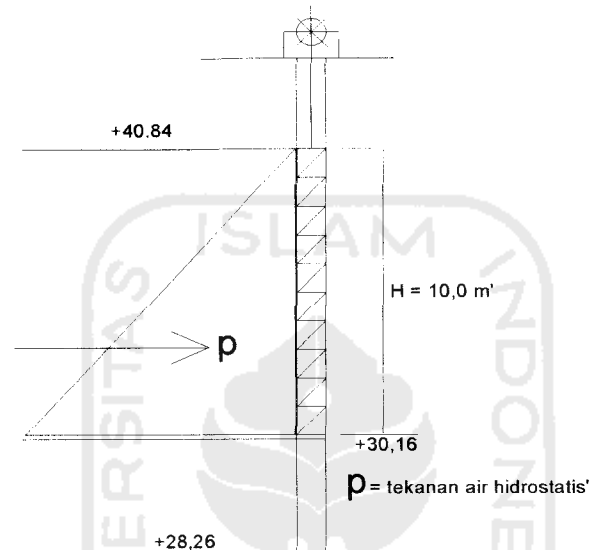
$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h^2 \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

Dimana :

γ_s = berat jenis lumpur = 1,6 t/m³

ϕ = sudut geser lumpur = 30°

h = tinggi lumpur = 1,00 m



Gambar 6.15 Sketsa Tekanan Air Pada Pintu

1. Tekanan air dan lumpur :

a. Dibagian b :

$$\begin{aligned}
 P_l &= \gamma_w \cdot h + \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h^2 \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \\
 &= 1 \times (11,888 - 0,2) + \frac{1}{2} \times 1,6 \times (1 - 0,2)^2 \times 0,33 \\
 &= 11,8569 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

b. Dibagian a :

$$P_l = \gamma_w \cdot h + \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h^2 \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

$$= 1 \times 11,888 + \frac{1}{2} \times 1,6 \times 1^2 \times 0,33$$

$$= 12,152 \text{ t/m}$$

Jadi tekanan :

$$P = \left(\frac{p_1 + p_2}{2} \right) \cdot t = \left(\frac{11,8569 + 12,152}{2} \right) \cdot 0,2 = 2,4008 \text{ t/m}$$

2. Momen maksimum pintu :

$$M_{\text{MAX}} = 1/8 \times q \times b^2$$

$$= 1/8 \times 2,4008 \times 1,5^2$$

$$= 0,675 \text{ tm} = 67500 \text{ kg/cm}^2$$

Digunakan kayu jati $\sigma_d = 80 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_d = \frac{M}{W}$$

$$80 = \frac{67500}{\frac{1}{6} \times 20 \times d^2}$$

$$d^2 = \frac{67500}{80 \times \frac{1}{6} \times 20}$$

$$d^2 = 253,135$$

$$d = 15,910 \text{ cm}$$

jadi tebal papan pintu (d) = 15,910 cm ~ 16,0 cm

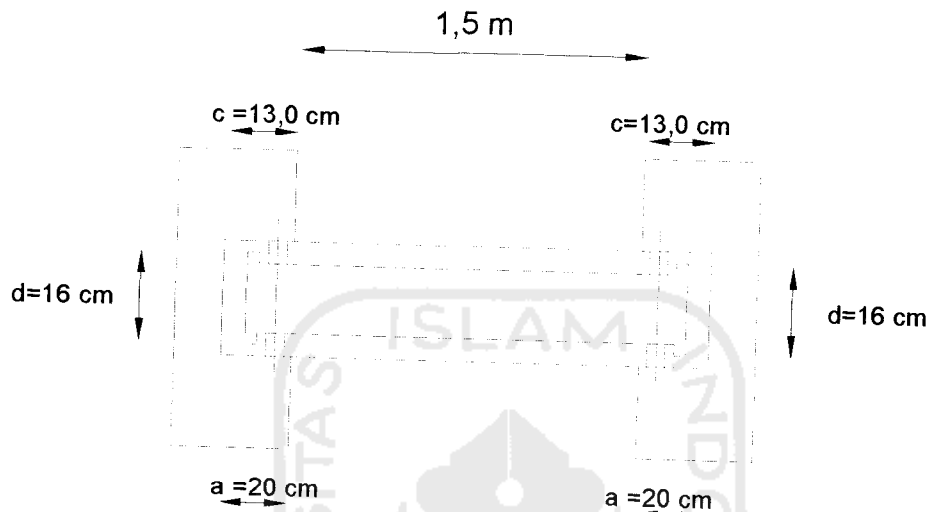
3. Hitungan sponeng

Tebal papan (d) = 15,910 cm

$$c = 5 + \frac{d}{2} = 5 + \frac{15,910}{2} = 12,955 \text{ cm}$$

$$a = c \times \frac{c}{10} + 3 = 12,955 \times \frac{12,955}{10} + 3 = 19,783 \text{ cm}$$

$$b = d + \frac{d}{10} + 3 = 19,783 + \frac{19,783}{10} + 3 = 24,7613 \text{ cm}$$



Gambar 6.16 Tampak Atas Pintu Pembilas Utama

4. Hitungan stang

Lebar pintu = 1,5 m, lebar pintu teoritis = 1,7

Untuk menghitung stang diperhitungkan terhadap:

Tekanan air setinggi air banjir +40,148

Tekanan akibat berat sendiri pintu, maka koefisien gesek = 0,4 m

Tekanan air pada P1 = $10,888 \times 1000 = 10888 \text{ kg/m}^2$

Tekanan air pada P2 = $11,888 \times 1000 = 11888 \text{ kg/m}^2$

Tekanan air = $\frac{p1 + p2}{2} = \frac{10888 + 11888}{2} = 11388 \text{ kg/m}^2$

Jumlah tekanaa pada pintu :

$$1,5 \times 10,888 \times 11388 = 185988,816 \text{ kg} = 185,989 \text{ ton}$$

$$B_j \text{ kayu} = 0,9 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Berat sendiri kayu} = 0,2 \times 1,7 \times 1 \times 0,9 = 0,46359 \text{ ton}$$

$$\text{Berat sendiri besi} = 0,7 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan tarik} &= 98,12 \times 0,4 \times (0,46359 + 0,7) \\ &= 40,41 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk satu stang} = \frac{40,41}{2} = 20,20$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan tekan} &= \text{tekanan pada pintu} \times \text{koef. geser (berat pintu + besi)} \\ &= 98,12 \times 0,4 - (0,46359 + 0,7) \\ &= 38,41 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk satu stang} = \frac{38,41}{2} = 19,205 \text{ ton}$$

Perhitungan pada tarik :

$$P1 = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 6$$

$$20200 = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 6$$

$$d = 65,49 \text{ mm}$$

Perhitungan pada tekan:

$$\text{Angka keamanan} = 5$$

$$E = 2 \times 10^6 \quad : I = \frac{1}{6} \times \pi \cdot d^4$$

$$5 \times P = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \rightarrow 5 \times 19205 = \frac{\pi^2 \cdot (2 \times 10^6) \cdot \frac{1}{64} \pi \cdot d^4}{L^2}$$

$$5 \times 19205 = \frac{\pi^2 \cdot (2 \times 10^6) \cdot \frac{1}{64} \pi \cdot d^4}{1411,5^2}$$

$$d^4 = \frac{5 \times 19205 \times 1411,5^2 \times 64}{\pi^3 \times 2 \times 10^6}$$

$$d^4 = 197445,14$$

$$d = 21,079 \text{ cm}$$

(L: jarak antara elevasi bangunan pembilas dengan elevasi tanggul)

Jadi ukuran stang pintu dengan diameter (d) = 17,156 cm.



Gambar 6.17 Tampak Potongan Pintu Pembilas Utama

6.6 Desain Teknis Saluran Penangkap Pasir

A. Pada Saat Eksploitasi Normal

1. Volume Kantong Lumpur

$$Q_r = 1,2 Q_{\text{pengambilan}} = 1,2 \times 5,678 = 6,8136 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk jarak waktu pembilasan kantong pasir, tergantung pada eksploitasi jaringan irigasi, banyaknya sedimen di sungai, luas tampung serta tersedianya debit air sungai yang di butuhkan untuk pembilasan.

Untuk tujuan perencanaan, biasanya diambil jarak waktu tujuh sampai empat belas hari. Untuk itu diambil waktu (T) selama tujuh hari untuk waktu pembilasan kantong pasir.

$$\begin{aligned} V &= 0,0005 \cdot Q_n \cdot T \\ &= 0,0005 \cdot 6,8136 \cdot (3600 \cdot 24 \cdot 7) = 2060,43 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

2. Penentuan In (pada keadaan normal)

Dari $Q = 6.8136 \text{ m}^3/\text{dt}$ maka didapat data sebagai berikut:

$$m = 2, n = b/h = 1,5 \rightarrow b = 5,4 \text{ m}$$

$$V_n = 0.6 \text{ m/dt}$$

$$Q_n = A_n \cdot V_n$$

$$A_n = \frac{Q_n}{V_n} = \frac{6,8136}{0,6} = 11,356 \text{ m}^2$$

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

$$11,356 = (5,4h + 2h) \cdot h$$

$$h = (11,356/6,4)^{1/2}$$

$$= 1,23 \text{ m}$$

$$P_n = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$$

$$= 5,4 + (2 \cdot 1,23 \sqrt{1 + 2^2}) = 10,90 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{A_n}{P_n} = \frac{11,356}{10,91} = 1,04 \text{ m}$$

$$V_n = K_s \cdot R_n^{2/3} \cdot I_n^{1/2}$$

$$I_n = \frac{V_n^2}{(R_n^{2/3} \cdot K_s)^2} = \frac{0,6^2}{(1,04^{2/3} \cdot 45)^2} = 1,6872 \times 10^{-4}$$

B. Pada saat kantong dalam keadaan kosong

Penentuan I_s (kemiringan energi selama pembilasan, pintu pembilas pada bangunan penguras ditutup penuh, sedangkan pintu pengambilan dibuka).

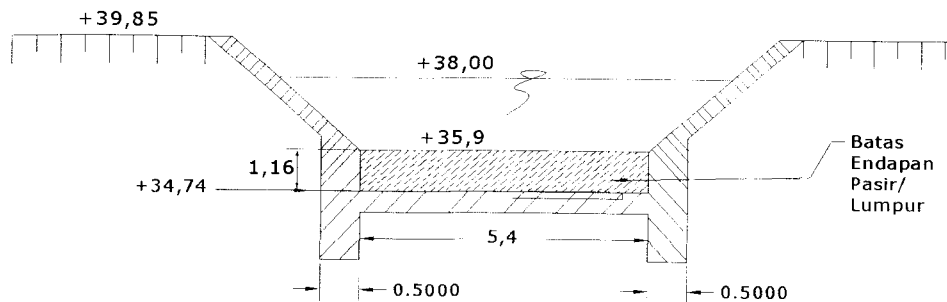
$$Q_s = Q_r = 6.8136 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V_s = 1,5 \text{ m}/\text{dt} \text{ (diambil)}$$

$$K_s = 45 \text{ m}^{1/2} / \text{dt}$$

$$A_s = \frac{Q_s}{V_s} = \frac{6,8136}{1,5} = 4,5424 \text{ m}^2$$

$$H_s = \frac{A_s}{b} = \frac{4,5424}{5,4} = 0,8411 \text{ m}$$



Gambar 6.18 Penampang Kantong Lumpur

$$P_s = b + 2hs$$

$$P_s = 5,4 + 2 \times 0,8411 = 7,0822 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{A_s}{P_s} = \frac{4,5424}{7,0822} = 0,641 \text{ m}$$

$$I_s = \frac{V_n^2}{(R_n^{2/3} \times K_s)^2} = \frac{1,5^2}{(0,641^{2/3} \times 45)^2} = 2,010 \times 10^{-3}$$

Agar pembilasan dapat dilakukan dengan baik, kecepatan aliran harus tetap dijaga agar selalu subkritis, $Fr < 1$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{1,5}{\sqrt{9,81 \cdot 1,23}} = 0,389 < 1 \dots \text{Ok}$$

Dari diagram Shield (KP-02 hal 143) dapat dipilih diameter partikel maksimum yang akan terbilas dengan menentukan tegangan geser bahan yang mengendap pada sungai.

$$\tau = \rho \times g \times h_s \times I_s$$

$$= 1000 \times 9,81 \times 0,8411 \times 2,010 \cdot 10^{-3} = 16,58 \text{ N/m}^2$$

Merujuk pada KP-02 halaman 136, ukuran butir yang harus diendap bergantung kepada kapasitas angkutan sedimen di jaringan sedimen di jaringan saluran. Dianjurkan bahwa sebagian besar (60-70%) dari pasir halus terendapkan dengan partikel-partikel berdiameter diatas 0,06-0,07 mm. untuk itu dianggap diameter butiran terkecil yang diangkut $d = 0.07$ ($t = 20^\circ$) sebagai perencanaan, maka kecepatan endap (w) = 4 mm/dt = 0,004 m/dt (grafik shields, KP – 02 hal .142).

$$\frac{H}{w} = \frac{L}{V}$$

$$\text{Dimana : } v = \frac{Q}{HB} = \frac{6,8136}{1,23 * 5,4} = 1,02 \text{ m/dt}$$

$$\frac{H}{w} = \frac{L}{v}$$

$$= \frac{1,23}{0,004} = \frac{L}{1,02} = L = 313,7 \text{ m}$$

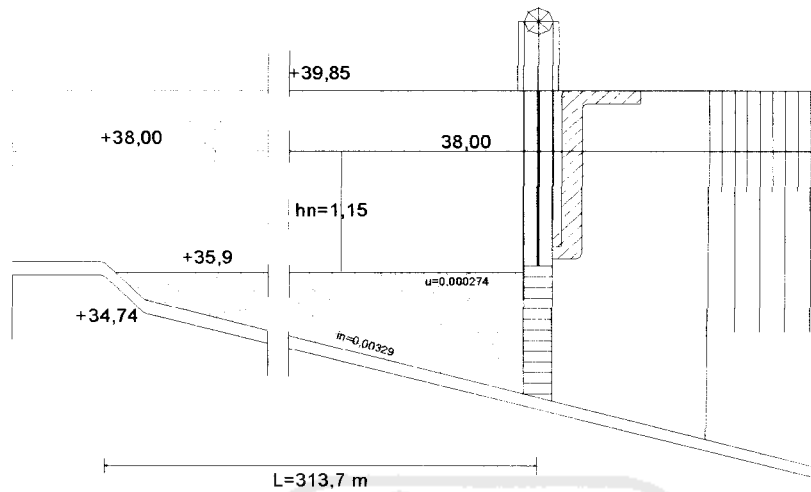
Volume kantong Lumpur yang diperoleh adalah:

$$\begin{aligned} V &= 0,5 \times B \times L + 0,5 (I_s - I_n) \times L^2 \times B \\ &= 0,5 \times 5,4 \times 313,7 + 0,5 (2,010 \times 10^{-3} - 1,6872 \times 10^{-4}) \times 313,7^2 \times 5,4 \\ &= 1336,22 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$T = \frac{V}{0,0005 \times Q_r}$$

$$T = \frac{1336,22}{0,0005 \times 6,8136}$$

$$T = 392221,44 \text{ dt} = 10,895 \text{ hari}$$



Gambar 6.19 Potongan Memanjang Kantong Lumpur

6.7 Desain Teknis Bangunan Pembuang Pasir

Bangunan pembilas direncanakan menggunakan sistim pembilasan tidak kontinyu.

$$B \times h_s = b_{nf} \times h_f$$

Dibuat bukaan satu pintu, dengan lebar pintu (b_{nf}) = 1 m

$$b = 3,915 \text{ m}$$

$$h_s = 2,610 \text{ m}$$

$$B \times h = b \times h$$

$$3,915 \times 2,610 = 1 \times h_f \rightarrow h_f = 10,22 \text{ m}$$

$$\text{Jadi kedalaman tambahan adalah : } h_f - h_s = 10,22 - 2,610 = 7,61 \text{ m}$$

6.7 Desain Teknis Saluran Pembuang Pasir

Kecepatan aliran pada saluran pembilas diambil 1,5 m/dt, kemiringan talud diambil 1:1. Kemiringan yang diperlukan dapat ditentukan dengan rumus *stickler* dengan $K_s = 35 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$.

Elevasi dasar sungai = + 28,26

Elevasi m.a. banjir = + 37,428

Dari desain bangunan pembilas didapatkan data sebagai berikut:

$$b_f = 1,5 \text{ m}$$

$$h_f = 2,610 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_f &= (b + m \cdot h_f) h_f \\ &= (1,5 + 1 \cdot 2,610) \times 2,610 \\ &= 10,73 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

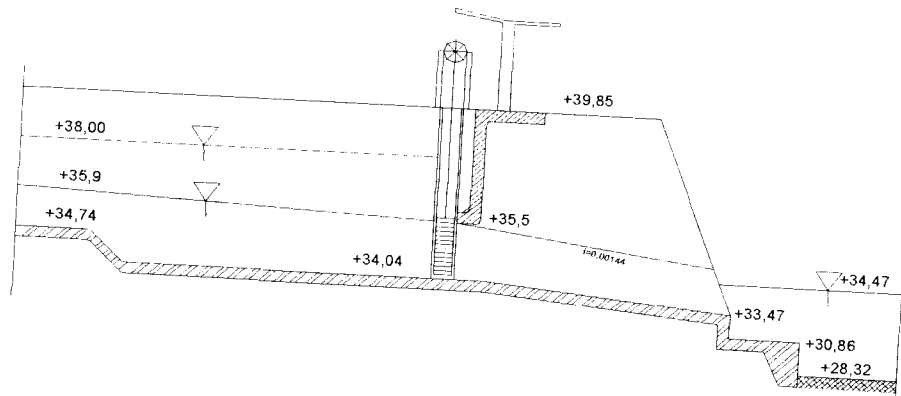
$$\begin{aligned} P_f &= b_f + 2 \cdot h_f \sqrt{1 + m^2} \\ &= 1,5 + 2 \cdot 2,610 \sqrt{1 + 1^2} \\ &= 8,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$R_f = \frac{A_f}{P_f} = 1,2 \text{ m}^2$$

$$V_f = K_s \cdot R_f^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

$$1,5 = 35 \times 1,2^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

$$i_f = 1,440 \times 10^{-3}$$



Gambar 6.20 Potongan Memanjang Akhir Saluran Pembuang Pada Sungai.

Rencana panjang saluran = 20 m.

Muka rencana dihillir pintu pembilas menjadi:

$$+33,5 - (1,440 \times 10^{-3} \times 20) = +33,47$$

Elevasi dasar titik temu sungai adalah $+33,47 - 2,610 = +30,86$

6.8 Desain Teknis Dimensi Bangunan Pengambilan Saluran Primer

Bangunan pengambilan saluran primer dilengkapi dengan pintu mencegah agar selama pembilasan air tidak mengalir kembali ke saluran primer dan mencegah masuknya air pembilas yang mengandung sedimen ke saluran.

$$Q_n = \mu \cdot b \cdot h \cdot i \cdot \sqrt{2gz}$$

Dimana:

$$Q_n = 6,8136$$

$$\mu = 0,9 ; z = 0,1$$

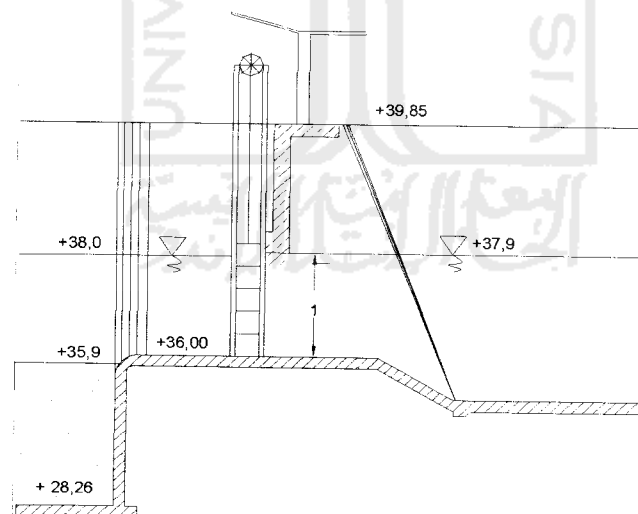
1. Elevasi kantong lumpur dalam keadaan penuh hilir = +35,9
2. Ambang pengambilan di saluran primer diambil = 0,1 +
3. Elevasi ambang pengambilan di saluran primer = +36
4. Kehilangan energi pada tinggi bukuaan pintu, $n = 0,05$ m
5. Kecepatan aliran di saluran primer, $v = \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1} = 1,4$ m/dt
6. Tinggi bukaan pintu $a = 1$ m
7. $Q_n = \mu \cdot b_i \cdot h_i \cdot \sqrt{2gz}$

$$6,8136 = 0,9 \times b_i \times 1 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1}$$

$$6,8136 = 1,65 b_i \rightarrow b_i = 4,1 \text{ m}$$

Sehingga dapat kita rencanakan 2 buah pintu dengan lebar = 2,1 m' dan 1 pilar = 1,0 m'

Jadi lebar saluran pembilas adalah: $= (2 \times 2,1) + (1 \times 1) = 5.2 \text{ m}'$



Gambar 6.21 Potongan memanjang bangunan pengambilan saluran primer

6.9 Desain Teknis Perencanaan Tanggul

Tanggul sebelah kanan dan kiri adalah sebagai berikut:

- Elevasi muka tanah pada tebing sungai = 38,15
- Tinggi energi hulu = elevasi m.a setelah pembendungan

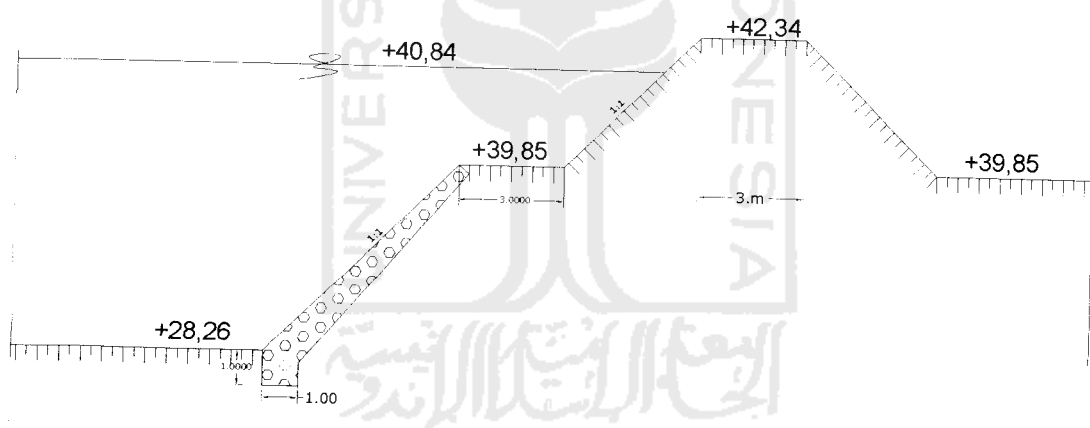
$$= \text{elevasi mercu} + H$$

$$= +38,15 + 2,69 = +40,84 > 37,54$$

→ diperlukan tanggul

- Tinggi jagaan tanggul diambil $F = 1,5$ m (kreteria perencanaan 02.1986)

- Jadi, elevasi muka tanggul = $+40,84 + 1,5 = +42,34$



Gambar 6.22 Potongan melintang tanggul sebelah kanan dan kiri

6.10 Desain Teknis Stabilitas Bendung

Stabilitas bendung selama debit rendah

1. Elevasi air hulu/elevasi mercu bendung = 38,15
2. Elevasi ambang kolam olak = + 23,22

Gaya- gaya yang bekerja pada bendung adalah :

- a. Gaya "up-lift pressure "
- b. Gaya berat tubuh bendung
- c. Gaya gempa
- d. Gaya tekan lumpur
- e. Gaya tekan hidrostatis

6.10.2 Desain Teknis Gaya "up-lift Pressure"

"Up-lift Pressure" adalah tahanan yang bekerja didasarkan bidang kontak bendung disebabkan adanya aliran air tanah. Besarnya tahanan dipengaruhi oleh beda tinggi air dan elevasi bidang kontak yang ditinjau serta panjang garis aliran air tanah.

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{\sum L} \Delta H$$

Dimana:

$$\sum L = \text{jumlah total creep line (m)}$$

$$\Delta H = 38,15 - + 23,2 = 14,95 \text{ m} \sim 15 \text{ m}$$

$$\sum L = 45,5 + \frac{1}{3} 134 = 90,167 \text{ m}$$

Tabel 6.5 mengacu pada Gambar 6.8 yang memperlihatkan panjang jalur rembesan L_x , pengurangan tekanan air ΔH

Tabel 6.5 gaya tekanan up-lift

Titik point	Garis Lane	Panjang Rembesan				$(L_x/\sum L) \times \Delta H$	Hx	Ux
		Verti	Horizl	1/3 Horiz	Lx			
		1	2	3=2/3	4	5=(4/ $\sum L$) $\times \Delta H$	6	7=6-5
A	A-B	3	0	0	58.1667	9.6764	9.89	0.2135
B	B-C	0	2	0.6667	61.1667	10.1755	12.89	2.7144
C	C-D	1	1.5	0.5	61.8333	10.2864	12.89	2.6035
D	D-E	0	2	0.6667	63.3333	10.5360	11.89	1.3539
E	E-F	6	7	2.3333	64	10.6469	11.89	1.2430
F	F-G	0	6	2	72.3333	12.0332	17.89	5.8567
G	G-H	1	1.5	0.5	74.3333	12.3659	17.89	5.5240
H	H-I	0	31	10.3333	75.8333	12.6154	16.89	4.2745
I	I-J	1	1.5	0.5	86.16667	14.3345	16.89	2.5554
J	J-K	0	1.5	0.5	87.6667	14.5840	16.89	2.3059
K	K-L	3	0	0	88.1667	14.6672	17.69	3.0227
L					91.16667	15.1663	14.8	0.3663
TOTAL		45.5						

Kontrol Patah Tarik

Guna menghindari patah tarik pada bagian hilir bendung dimana kolam olak di hitung dengan rumus:

$$dH \geq S \frac{UH - WH \cdot \gamma_w}{\gamma_{bt}}$$

dH = tebal lantai kolam olak pada titik H = 2,3 m

UH = gaya angkat dititik H = 4,274 t/m²

WH = Y₁ kedalaman air pada titik H = 0,63 m

γ_{bt} = berat jenis pasangan batu kali = 2,2 t/m²

$$2,3 \geq 1,1 \times (4,274 - 0,63)/2,2$$

$$2,3 \geq 1,8 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

$$dI \geq S \frac{UI - WI \cdot \gamma_w}{\gamma_{bt}}$$

dI = tebal lantai kolam olak pada titik I = 1,3 m

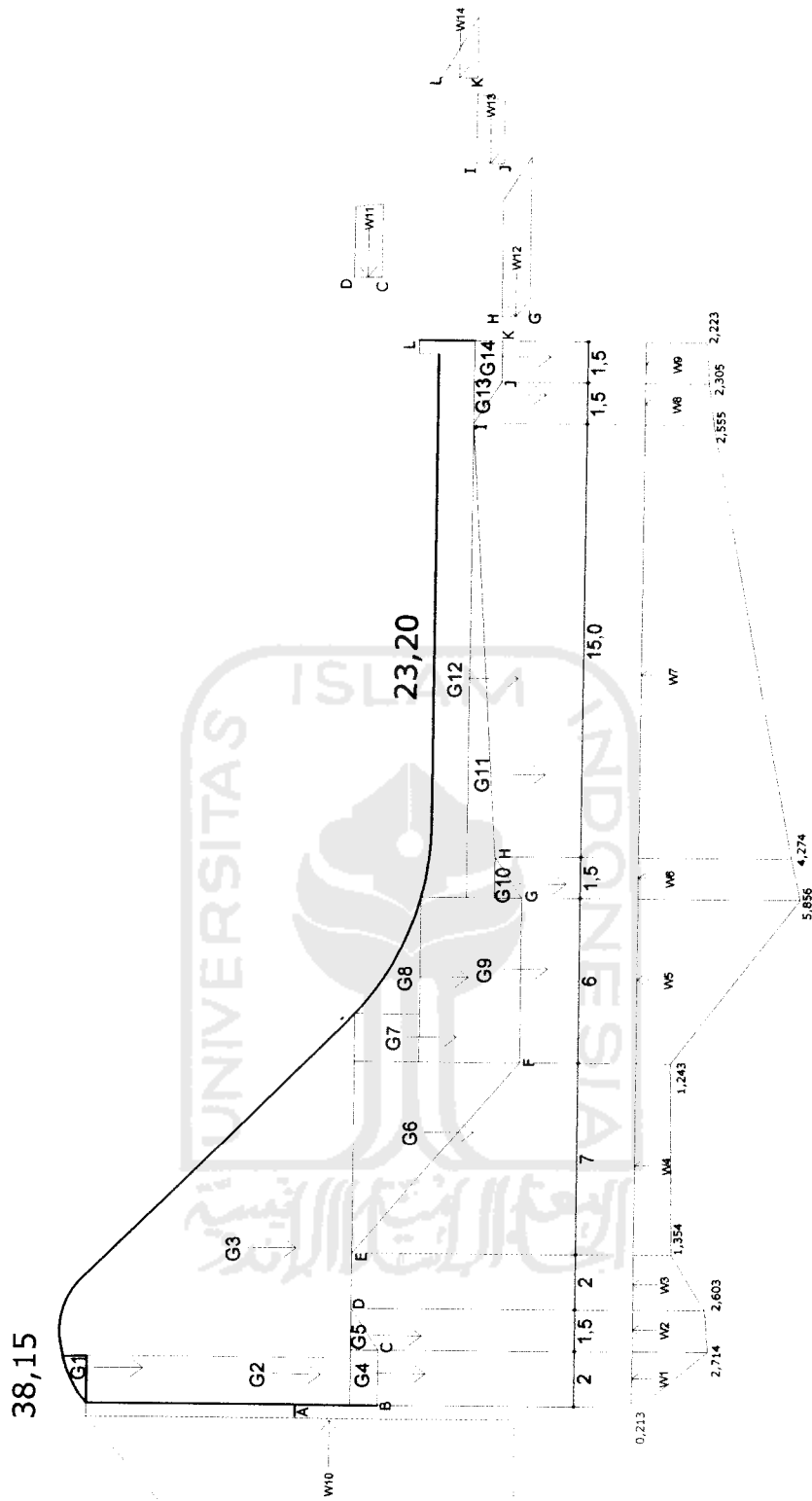
UI = gaya angkat dititik I = 2,5554 t/m²

WI = Y₁ kedalaman air pada titik k = 0,63 m

γ_{bt} = berat jenis pasangan batu kali = 2,2 t/m²

$$1,3 \geq 1,1 \times (2,5554 - 0,63)/2,2$$

$$1,3 \geq 0,95 \dots\dots\dots(\text{aman})$$



Gambar 6.24 Gaya berat dan tekanan hidrostatik

Tabel 6.7 Perhitungan momen dan gaya up-pressure keadaan normal di tinjau titik G

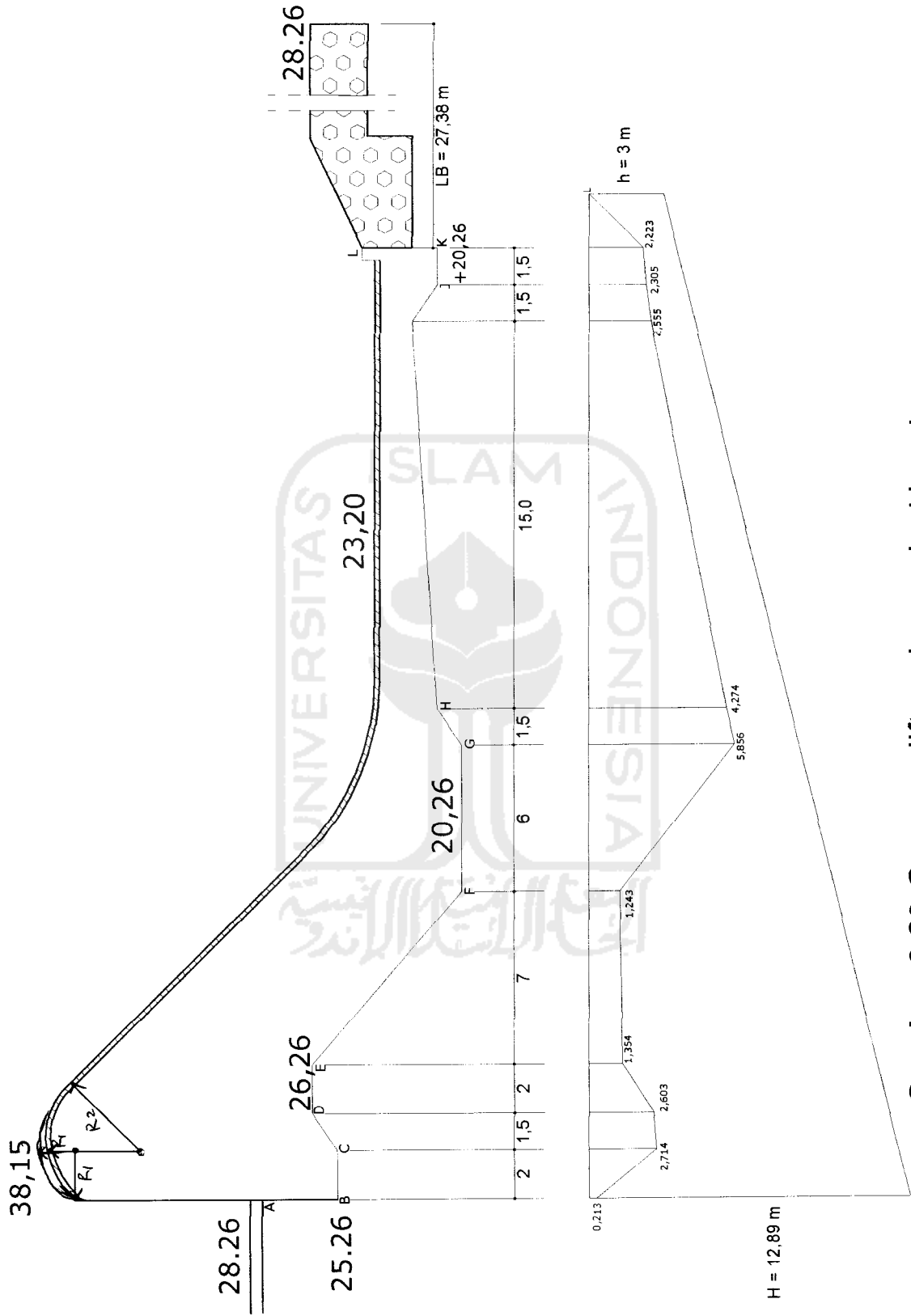
Gaya	Luas x tekanan	Gaya		lengan G (m)	Momen (Tm)
		V	H		
W1	$0.5 \times (0,213 + 2,714) \times 2$ =2,927	2.927		17.5	51.2225
W2	15.7155	3.98775		17.5	69.785625
W3	4.143	4.143		14	58.002
W4	9.0895	9.0895		17	154.5215
W5	21.297	21.297		16.5	351.4005
W6	160.02605		160.02605	8.5	1360.221425
W7	8.8		8.8	5.5	48.4
W8	11.2464		11.2464	1.85	20.80584
	jumlah	41.44425	180.07245		2114.35939

Keterangan :

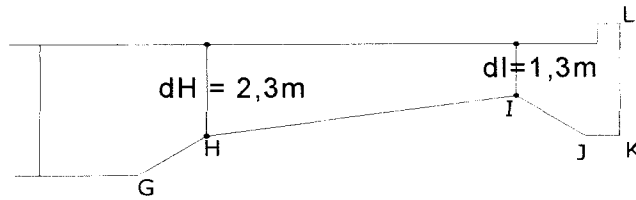
Nilai mencari Luas x Tekanan, perhitungan menggunakan proram komputer excel.

6.10.2 Gaya Berat Bendung

Pada perhitungan kstabilan konstruksi tubuh bendung diambil berat dan momenya tiap 1 m lebar dengan dipandang pada pias potongan G1 sampai potongan G2 dan sterusnya. Berat jenis pasangan batu (γ batu) = 2,2 t/m³), Perhitungan berat konstruksi dan momen guling di sajikan pada tabel 6.8. Sketsa gaya berat tubuh bendung bisa dilihat pada gambar 6.25.



Gambar 6.23 Gaya up-lift pada pondasi bendung



Tabel 6.6 Perhitungan tinggi tekanan up-lift pressure pada titik tertentu

Titik point	L_x	$(L_x/\sum L) \times \Delta H$	H _x	U _x
	4	$5 = (4/\sum L) \times \Delta H$		
A	58.16666667	9.67648918	9.89	0.21351082
B	61.16666667	10.1755631	12.89	2.71443688
C	61.83333333	10.2864684	12.89	2.60353156
D	63.33333333	10.5360054	11.89	1.35399459
E	64	10.6469107	11.89	1.24308927
F	72.33333333	12.0332272	17.89	5.85677277
G	74.33333333	12.3659432	17.89	5.52405681
H	75.83333333	12.6154802	16.89	4.27451984
I	86.16666667	14.3345126	16.89	2.55548737
J	87.66666667	14.5840496	16.89	2.3059504
K	88.16666667	14.6672286	17.69	3.02277141
L	91.16666667	15.1063025	14.8	-0.3663025
TOTAL				

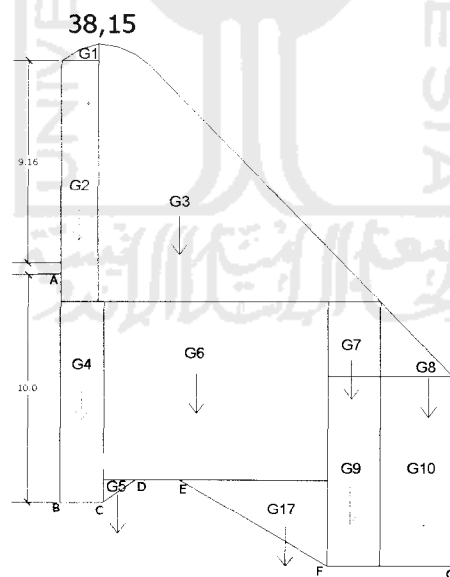
Sketsa gambar-gambar dapat dilihat pada gambar 6.24

Tabel 6.8 perhitungan berat konstruksi bendung dan momen vertikal

Gaya	Berat Konstruksi (G)(Ton)	Jarak terhadap G(m)	Momen Tm
G1	$0,5 \times 3,14 \times 1,7^2 \times 2,2 =$ 9.9820	17.5	174.685
G2	71.1348	17.5	1244.859
G3	134.514	14.5	1950.453
G4	4.4	17	74.8
G5	1.65	15	24.75
G6	39.6	9	356.4
G7	9.24	8.5	78.54
G8	10.89	6	65.34
G9	48.578	3	145.734
Total	260.5388		4115.561

Keterangan :

Nilai mencari nilai berat konstruksi, menggunakan perhitungan program komputer excel.



Gambar 6.25 Berat sendiri tubuh bendung

6.10.3 Akibat Gempa

Untuk menghitung gaya akibat gempa, maka dipakai rumus:

$K = k \times G$ (Soewarno, Ir, 1972, Perhitungan Bendung Tetap, Direktorat Jendral Pengairan).

Dimana : K = gaya akibat gempa, diambil arah horizontal (\rightarrow)

k = koefisien gempa

G = berat tubuh bendung

Dari lampiran didapat :

- Tanah dasar termasuk alluvium,
- $n = 0,8$; $m = 1,05$
- Zone (z) = 1
- Periode ulang 50 thn (ac) = 126,836 (interpolasi)

$$Ad = n \times (ac \times z)^m = 0,8 \times (126,836 \times 1)^{1,05} = 129,27 \text{ cm/dt}^2$$

$$k = ad/g = \frac{129,27}{9,8 \times 10^2} = 0.13$$

Tabel 6.9 Perhitungan gaya dan momen akibat gempa

Gaya	G	K	K ton)	Lengan G(m) V	Momen (Tm)
G1	$0,5 \times 3,14 \times 2^2 \times 2,2 =$ 9.9820	0.1	0.9982	14.7	14.67354
G2	71.1348	0.1	7.11348	10.75	76.46991
G3	143.297	0.1	14.3297	10.75	154.044275
G4	4.4	0.1	0.44	6	2.64
G5	1.65	0.1	3.3	6	19.8
G6	39.6	0.1	3.96	4.2	16.632
G7	112.2	0.1	11.22	4.8	53.856
G8	10.89	0.1	1.089	4.5	4.9005
G9	48.84	0.1	4.884	1.82	8.88888
TOTAL	372.2818	Σ G	42.45038	Σ MG	343.016225

Keterangan:

Nilai mencari gaya (G) menggunakan perhitungan program komputer excel

6.10.4 Rencana Pembebanan

Tabel 6.10 Rencana pembebanan dalam keadaan normal

No	Jenis Beban	Gaya		Momen	
		H	V	Mah	MaV
1	Berat sendiri	-	260.5388	-	4,115.561
2	Tekanan <i>up lift pressure</i>	180.0725	41.4443	2114.3594	-
3	Tekanan lumpur	180.0725		2114.3594	
4	Beban genpa	42.45038	-	343.01623	-
5	Beban sementara	222.5228	219.0945	2457.3756	4115.561

Stabilitas bendung dalam keadaan normal, ditinjau terhadap:

1. Penggulinagan

Stabilitas terhadap guling di cek samapai titik K

$$\begin{aligned} \text{Beban tetap : SF} &= \frac{\sum MA_v}{\sum MA_h} \geq 1,5 \\ &= \frac{4115,561}{2114,3594} = 1,94 \geq 1,5 \dots\dots\dots\text{aman} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sementara : SF} &= \frac{\sum MA_v}{\sum MA_h} \geq 1,5 \\ &= \frac{4115,561}{2457,3756} = 1,67 \geq 1,5 \dots\dots\dots\text{aman} \end{aligned}$$

2. Penggeseran

Stabilitas terhadap geser di cek sampai titik K dengan keseluruhan gaya yang bekerja pada bendung.

Tabel 6.11 Perhitungan momen dan gaya *up-lift pressure* dalam keadaan normal.

Gaya	Luas x tekanan	Gaya		lengan G (m)	Momen (Tm)
		V	H		
W1	$0.5 \times (0,213 + 2,714) \times 2 = 2,927$	2.927		37.82	110.69914
W2	15.7155	3.98775		36	143.559
W3	4.143	4.143		34	140.862
W4	9.0895	9.0895		36.82	334.67539
W5	21.297	21.297		32	681.504
W6	7.5975	7.5975		29	220.3275
W7	95.606	95.606		25	2390.15
W8	3.645	3.645		22.5	82.0125
W9	3.396	3.396		21	71.316
W10	147.5925		147.5925	8.5	1254.53625
W11	2.6585		2.6585	3.5	9.30475
W12	5.065		5.065	-0.5	-2.5325
W13	2.43		2.43	0.5	1.215
W14	2.4708645		2.4708645	0.65	1.606061925
	jumlah	151.68875	160.2168645		5439.235092

Keterangan :

Nilai mencari luas x tekanan menggunakan perhitungan program komputer excel.

Tabel 6.12 Perhitungan berat konstruksi bendung dan momen vertikal

Gaya	Berat Konstruksi (G)(Ton)	Jarak terhadap K(m)	Momen Tm
G1	$0,5 \times 3,14 \times 1,7^2 \times 2,2 =$ 9.9820	37.82	377.51924
G2	71.1348	36	2560.8528
G3	134.514	34	4573.476
G4	4.4	36.85	162.14
G5	1.65	32	52.8
G6	39.6	29	1148.4
G7	9.24	25	231
G8	10.89	22.5	245.025
G9	48.84	21	1025.64
G10	1.65	19.5	32.175
G11	39.6	16.5	653.4
G12	99	10.5	1039.5
G13	1.65	2.1	3.465
G14	3.3	0.75	2.475
Total	475.4508		12107.86804

Keterangan :

Nilai mencari gaya dan momen (G1) menggunakan perhitungan program komputer excel

Tabel 6.13 Perhitungan gaya dan momen dan akibat gempa

Gaya	G	K	K ton)	Lengan K(m) V	Momen (Tm)
G1	$0,5 \times 3,14 \times 2^2 \times 2,2 =$ 9.9820	0.1	0.9982	14.7	14.67354
G2	71.1348	0.1	7.11348	10.75	76.46991
G3	143.297	0.1	14.3297	10.75	154.044275
G4	4.4	0.1	0.44	6	2.64
G5	1.65	0.1	3.3	6	19.8
G6	39.6	0.1	3.96	4.2	16.632
G7	9.24	0.1	0.924	4.8	4.4352
G8	10.89	0.1	1.089	4.5	4.9005
G9	48.84	0.1	4.884	1.82	8.88888

G10	1.65	0.1	0.165	-0.5	-0.0825
G11	33	0.1	3.3	0.5	1.65
G12	88	0.1	8.8	1.75	15.4
G13	1.65	0.1	0.165	0.75	0.12375
G14	3.3	0.1	0.33	0.5	0.165
TOTAL	269.3218	Σ G	49.79838	Σ MG	319.740555

Keterangan :

Nilai mencari gaya dan momen (G1) menggunakan perhitungan program komputer excel.

Tabel 6.14 Rencana pembebanan dalam keadaan air normal

No	Jenis Beban	Gaya		Momen	
		H	V	Mah	MaV
1	Berat sendiri	-	475.4508	-	12,107.868
2	Tekanan <i>up lift pressure</i>	160.2169	151.6888	5439.2351	-
3	Tekanan lumpur	160.2169		5439.2351	
4	Beban genpa	49.79838	-	319.74056	-
5	Beban sementara	210.0152	323.7621	5758.9756	12107.868

f = koefisien geser = 0,75 (KP-02, tabel 6.4, hal 121)

$$\begin{aligned}
 \text{Beban tetap : SF} &= \frac{\sum V \cdot f}{\sum H} \geq 1,5 \\
 &= \frac{323.7621 \times 0,75}{160,2169} \\
 &= 1.515 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{aman}
 \end{aligned}$$

3. Kontrol terhadap kern/aksentrisitas

Beban tetap :

Didapat kan jumlah $\sum LH = 35$

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} < \frac{1}{6}B = \frac{1}{6} \times 35 = 5.8 \text{ m} \\
 &= \frac{35}{2} - \frac{(12107,868 - 5439,2351)}{323,7621} \\
 &= -3,097 < 5,4 \dots\dots\dots \text{aman}
 \end{aligned}$$

Beban sementara :

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} < \frac{1}{6}B \\
 &= \frac{35}{2} - \frac{(12107,868 - 5758,9756)}{323,7621} \\
 &= -2,109 < 5,833 \dots\dots\dots \text{aman}
 \end{aligned}$$

4. Kontrol terhadap tekanan tanah yang timbul

Berdasarkan Lampiran, tekanan tanah yang diijinkan sebesar $\bar{\sigma} = 30 \text{ T/m}^2$.

Beban tetap:

$$\sigma = \frac{V}{A} x \left(1 \pm \frac{6xe}{B} \right)$$

$$\sigma = \frac{323,7621}{35} x \left(1 - \frac{6x(-3,097)}{35} \right)$$

$$\sigma \text{ maks} = 14,153 \text{ T/m}^2 < \bar{\sigma} = 30 \dots\dots\dots \text{aman}$$

$$\sigma = \frac{323,7621}{35} x \left(1 + \frac{6x(-3,097)}{35} \right)$$

$$\sigma \text{ min} = 4,339 \text{ T/m}^2 > 0 \dots\dots\dots \text{aman}$$

Beban Sementara :

$$\sigma = \frac{V}{A} x \left(1 \pm \frac{6xe}{B} \right)$$

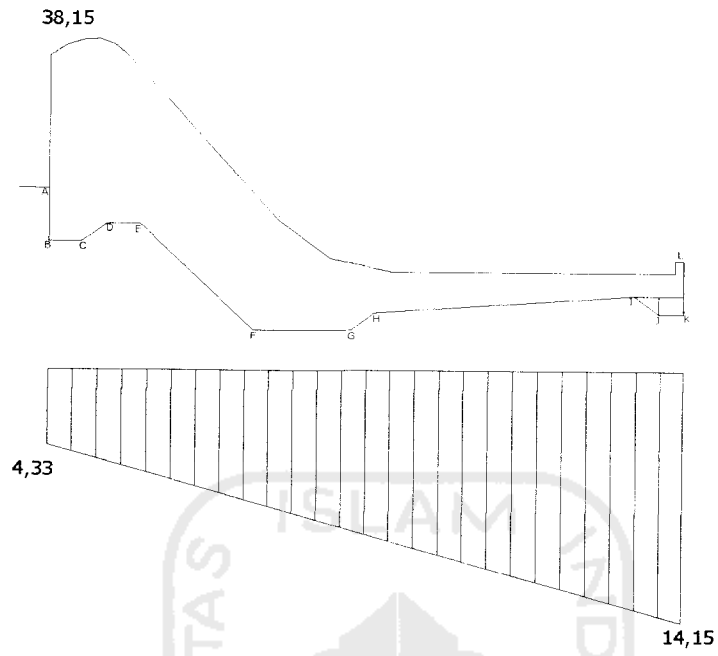
$$\sigma = \frac{232.7621}{35} x \left(1 - \frac{6x(-2,109)}{35} \right)$$

$$\sigma \text{ maks} = 12,595 \text{ T/m}^2 < \bar{\sigma} = 30 \dots\dots\dots\text{aman}$$

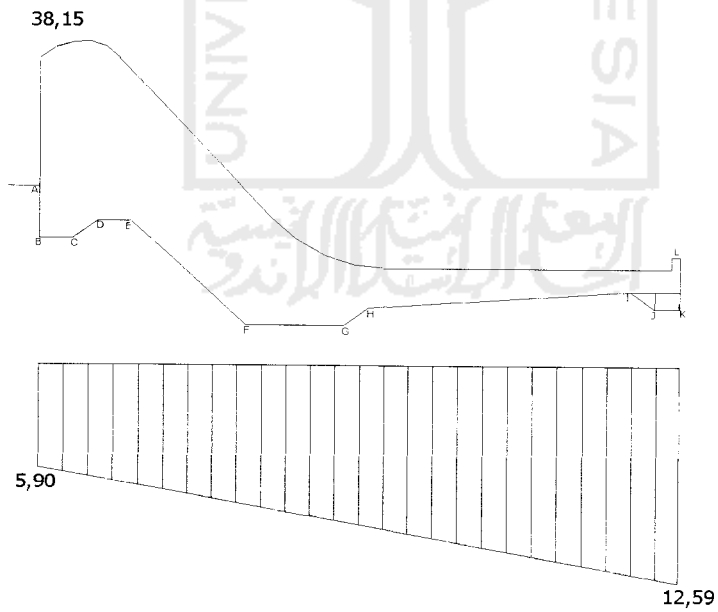
$$\sigma = \frac{232.7621}{35} x \left(1 + \frac{6x(-2,109)}{35} \right)$$

$$\sigma \text{ min} = 5,906 \text{ T/m}^2 > 0 \dots\dots\dots\text{aman}$$





Gambar 6.27 Diagram tekanan tanah untuk beban tetap



Gambar 6.28 Diagram tekanan tanah untuk beban sementara

5. Kontrol tegangan ijin tanah

$$C = 0,5 \text{ kg/cm}^2 = 5 \text{ t/m}^2 \gamma = \text{t/m}^3$$

(Data tanah, dari lampiran)

$$\Phi = 33^\circ \rightarrow N_\gamma = 30 \quad ; B = \text{Lebar pondasi} = 35 \text{ m}$$

$$N_c = 38 \quad ; D_f = \text{Kedalaman pondasi} = 7,5 \text{ m}$$

$$N_q = 20$$

$$Q_{ult} = C.N_c + \gamma D_f.N_q + 0,5.B.\gamma.N_\gamma$$

$$= 5 \times 45 + 1,66 \times 7,5 \times 30 + 0,5 \times 35 \times 1,66 \times 29 = 664,14 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\text{tanah}} = \frac{q_{ult}}{3} = \frac{664,14}{3} = 221,38 > 30 \text{ T/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

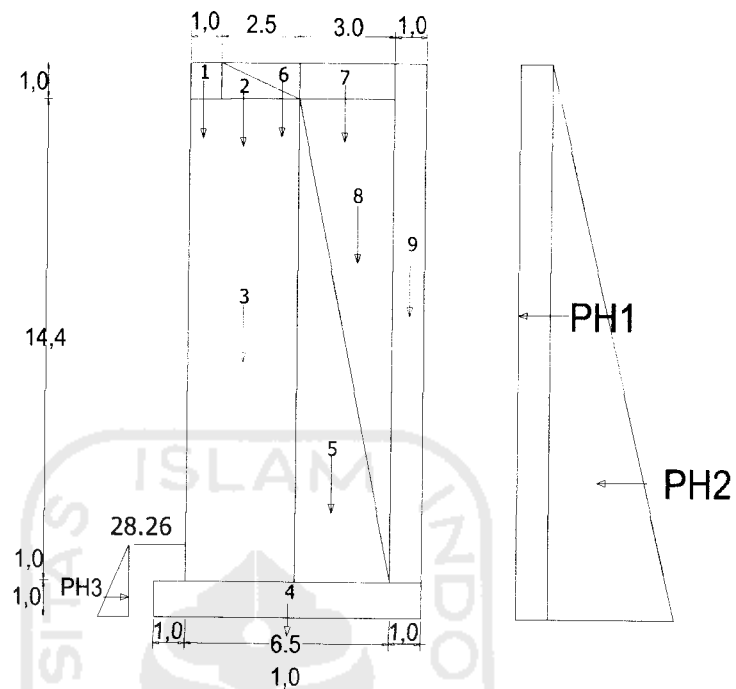
6.11 Stabilitas Tembok Penahan Tanah

Data tanah yang diperlukan untuk mengontrol stabilitas tembok penahan tanah diambil berdasarkan lampiran adalah sebagai berikut:

1. Berat volume pasangan batu (γ_{bt}) = 2,2 t/m³
2. Berat volume tanah basah (γ_b) = 1,660 t/m³
3. Derajat kekenyangan air = 56,41 %
4. Sudut geser dalam butir tanah (ϕ) = 33⁰
5. Sudut antara dinding dan tekanan tanah (ϕ') = 27⁰

Analisis gaya-gaya yangn bekerja adalah sebagai berikut:

- a. Akibat tekanan tanah aktif dan pasif



Gambar 6.34 Gaya dan diagram tekanan tembok penahan tanah

Tabel 6.15 Gaya vertikal dan momen total

Bagian	Gaya Vertikal (W) Ton	Lengan Terhadap titik A(m)	Momen Tm
1	$1 \times 1 \times 2.2 = 2.2$	1.5	3.3
2	$0.5 \times 2.5 \times 1 \times 2.2 = 2.75$	2.83	7.7825
3	$3.5 \times 13.4 \times 2.2 = 110.88$	2.5	277.2
4	$1 \times 8.5 \times 2.2 = 18.7$	4.25	79.475
5	$0.5 \times 14.4 \times 3 \times 2.2 = 47.52$	5.5	261.36
6	$0.5 \times 2.5 \times 1 \times 1.66 = 2.075$	3.67	7.61525
7	$3 \times 1 \times 1.66 = 4.98$	6	29.88
8	$0.5 \times 14.4 \times 3 \times 1.66 = 35.856$	6.5	233.064
9	$1 \times 15.4 \times 1.66 = 25.564$	7	178.948
total	$\Sigma W = 250.525$		1078.62475

Keterangan:

Nilai mencari gaya (G) menggunakan perhitungan program komputer excel.

Titik berat semua beban vertikal terhadap titik A

$$eI = \frac{\sum M}{\sum W} = \frac{1078,624}{250,525} = 4,305 \text{ (tanpa beban gempa)}$$

perhitungan koefisien tanah :

$$\alpha = \text{arc tg } \frac{4,305}{2}$$

$$= 65,08^{\circ}$$

Koefisien tanah aktif (K_a)

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \Phi') \left[1 + \frac{\sin(\phi + \Phi') \sin(\Phi - \delta)}{\sin(\alpha + \Phi') \sin(\alpha + \delta)} \right]^2}$$

Koefisien tanah pasif (K_p)

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \Phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \Phi') \left[1 - \frac{\sin(\phi + \Phi') \sin(\Phi + \delta)}{\sin(\alpha + \Phi') \sin(\alpha + \delta)} \right]^2}$$

Dimana :

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

α = Sudut dinding bagian bawah

Φ = Sudut gesek dalam antar butir tanah

Φ = Sudut gesek antara dan dinding

δ = Kemiringan tanah

$$K_a = \frac{\sin^2(65.08 + 33)}{\sin^2 65.08 \sin(65.08 - 27) \left[1 + \frac{\sin(33 + 27) \sin(33 - 0)}{\sin(65.08 - 27) \sin(65.08 + 0)} \right]^2}$$

$$= 0,99^2 / (0,822 \cdot 0,617 (1 + 0,72^2))$$

$$= 1,27$$

$$K_p = \frac{\sin^2(65.08 - 33)}{\sin^2 65.08 \sin(65.08 + 27) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(33 + 27) \sin(33 - 0)}{\sin(65.08 + 27) \sin(65.08 + 0)}} \right]^2}$$

$$= 0,98^2 / (0,822 \cdot 0,99 (1 - 0,72)^2)$$

$$= 2,51$$

Tabel 6.16 Gaya horisontal dan momen

Bagian	Berat	Lengan thd A		momen		Titik berat Gaya total
		X	Y	mx	my	
PH1	1 x 16,4 x 1,27 = 20.828		8,2		170.7896	X = 0 Y = $\frac{\sum MY}{\sum PH}$
PH2	0,5 x 1,66 x 16,4 ² x 1,27 = 283,51		5,466		1549,666	
PH3	0,5 x 1,66 x 2 x 2,51 = 8,333		0,666		5,549778	
Total	$\sum PH = 296.005$		14,332		$\sum MY = 1726.005$	5.8310

Keterangan :

Nilai mencari berat (PHI) menggunakan perhitungan program komputer excel.

Tabel 6.17 Gaya horisontal dan momen

No	Berat tembok W1 & W2	Lengan A (m)		Momen (Tm)		Titik berat
		x	y	mx	my	
1	2,2	1,5	15,9	3,3	34,98	X = $\frac{\sum Mx}{\sum W1}$ = 3,60 Y = $\frac{\sum My}{\sum W1}$ = 7,71
2	2,75	2,83	15,73	7,7825	43,2575	
3	110,88	2,75	8,2	304,92	909,216	
4	18,7	4,25	0,5	79,475	9,35	
5	47,52	5,5	8,573	261,36	407,389	
	$\sum W1 = 182,05$			$\sum Mx = 656,8375$	$\sum My = 1404,192$	

6	2,078	3,67	15,73	7,62626	32,68694	$X = \frac{\sum Mx}{\sum W^2}$ $= 6.94$
7	4,98	6	15,9	29,88	79,182	
8	35,856	6,5	11,987	233,064	429,8059	$Y = \frac{\sum My}{\sum W^2}$ $= 11.93$
9	25,564	8	10,78	204,512	275,5799	
$\sum W^2 = 68,478$				$\sum Mx = 475,0823$	$\sum My = 817,2547$	

b. Akibat gaya gempa

Gaya gempa (K) bekerja pada tembok penahan tanah, uraikan sebagai

berikut :

$$K = f \cdot \sum W_{tembok}, f = (\text{berdasarkan lampiran dan perhitungan})$$

$$K = 0,146 \times 182,05 = 26.57 \text{ Ton}$$

Apabila gaya gempa dihitung terhadap adanya tekanan tanah dibelakang tembok, maka besarnya adalah :

$$K_{\text{total}} = f \cdot \sum W_{\text{total}}$$

$$= 0,146 \times (182,05 + 68,478) = 36.577 \text{ Ton}$$

Kontrol stabilitas

a. Tinjauan terhadap guling di titik A

Tabel 6.18 Gaya-gaya dan momen yang terjadi

Notasi	Gaya	Lengan terhadap A (m)		Titik berat tembaok
		y	x	
$\sum W1$	182,05		2,6	473,33
$\sum W2$	68,478		4	273,912
$\sum V$	250,528		$\sum Mv$	747,242
$\sum PH$	103,538	5,831		1726,005
K	36,57	3,734		136,578
$\sum H =$	130,108		$\sum MH =$	1862,583

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{W1.X1xW2.X2}{KgempaY1 + PHy} > 1,5 \\
 &= \frac{182.05x3.60 + 68.678x6.94}{26.57x7.71 + 103.538x5.3810} > 1,5 \\
 &= 1.94 > 1,5 \dots\dots\dots\text{aman}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\text{MomenTanahTotal}}{\text{MomenGempa} + \text{MomenPHtotal}} > 1,5 \\
 &= \frac{747,242}{(36.577x3,734) + 136,578} > 1,5 \\
 &= 2,73 > 1,5 \dots\dots\dots\text{aman}
 \end{aligned}$$

b. Tinjauan terhadap eksentrisitas (e)

Koordinat gaya-gaya terhadap titik A:

$$x = \frac{\sum Mv}{\sum v} = \frac{747,242}{250,528} = 2,982$$

$$y = \frac{\sum MH}{\sum H} = \frac{1862,583}{312,672} = 5,95$$

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{\sum H.y - \sum V(x - 1/2B)}{\sum Mv} \leq \frac{B}{6} \\
 &= \frac{(312.672x5,837 - 250,528x(4,512 - 0,5x8,5))}{250,528}
 \end{aligned}$$

$$= 1,24 < \frac{8,5}{6} = 1,417 \dots\dots\dots\text{aman}$$

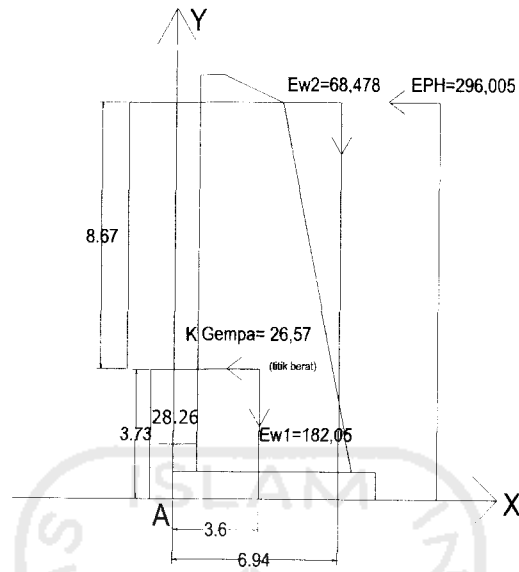
c. Tinjauan terhadap tahanan tanah

$$\begin{aligned}
 T_{\max} &= \frac{\sum v}{F} + \frac{\sum Mt}{I} < 1,5 \text{ T ijin} \\
 &= \frac{250,528}{0,5 \times 8,5 \times 8,27} + \frac{747,242}{\frac{1}{12} \times 6,5 \times (8,27)^3} \\
 &= 7,13 + 3,69 \\
 &= 10,82 \text{ T/m}^2 \leq 1,5 \cdot 24,6369 \text{ T/m}^2 \dots\dots\dots \text{aman}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{\min} &= \frac{\sum v}{F} - \frac{\sum Mt}{I} < 0 \dots\dots\dots \text{aman} \\
 &= \frac{250,528}{0,5 \times 8,5 \times 8,27} - \frac{1130,62}{\frac{1}{12} \times 6,5 \times 8,27^3} \\
 &= 3,44 \text{ T/m}^2 > 0 \dots\dots\dots \text{aman}
 \end{aligned}$$

d. Tinjauan terhadap gaya geser

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\sum V}{\sum H} = \frac{250,528}{130,308} \\
 &= 1,922 \text{ T/m}^2 > 1,5 \dots\dots\dots \text{aman}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.35 Titik berat beban yang bekerja