

BAB VI

PERENCANAAN CHECK DAM

6.1. Latar Belakang

Perencanaan pembangunan check dam dimulai dari STA.1 yang terletak di Desa Wonorejo, dan dilanjutkan dengan STA berikutnya. Dalam perencanaan ini, penulis merencanakan STA.1 sebagai acuan dalam perencanaan bangunan pengendali sedimen berikutnya.

6.1.1. Lebar Dasar Pelimpah

Untuk dapat mengalirkan debit banjir dan sedimen, pelimpah harus cukup lebar. Jika pelimpah tidak mampu mengalirkan debit banjir dapat menyebabkan melimpasnya debit melalui sayap sehingga dapat mengakibatkan jebolnya sayap. Dengan menyesuaikan lebar sungai yang ada maka lebar pelimpah diambil 27,68 meter.

6.1.2. Tinggi Air Diatas Pelimpah

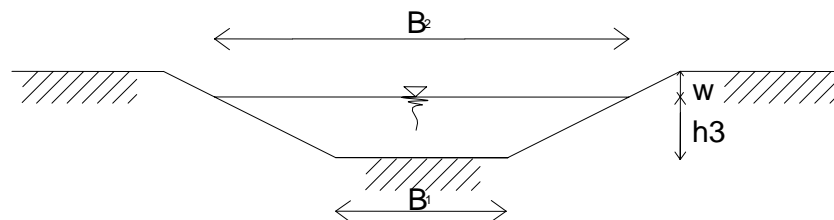
$$Q = m_2 * \frac{2}{15} * C \sqrt{2g(3B_1 + 2B_2)} * h_3^{3/2}$$

Di mana :

- Q = debit rencana (m³/detik)
- C = koefisien debit (0,6 - 0,66)
- g = percepatan gravitasi (9,81 m/det²)
- B₁ = lebar peluap bagian bawah (m)
- B₂ = lebar muka air di atas peluap (m)
- h₃ = tinggi muka air di atas peluap (m)
- m₂ = kemiringan tepi peluap

Jika m₂ = 0,5 dan C = 0,6, maka rumus di atas menjadi :

$$Q = (0,71 * h_3 + 1,77 * B_1) * h_3^{3/2}$$



Gambar 6.1. Penampang Pelimpah

Dengan cara coba-coba didapat tinggi muka air di atas pelimpah

$$\text{Diketahui : } Q_{100} = 12,5 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B_1 = 27,68 \text{ m}$$

$$\text{Untuk : } h_3 = 0,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{100} &= (1,77 * 27,68 + 0,71 * 0,2) * 0,2^{3/2} \\ &= 4,394 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk : } h_3 = 0,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{100} &= (1,77 * 27,68 + 0,71 * 0,4) * 0,4^{3/2} \\ &= 12,466 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Jadi tinggi muka air di atas pelimpah $h_3 = 0,4 \text{ m}$

6.1.3. Kecepatan Air Diatas Pelimpah

Dalam perencanaan check dam ini, aliran diasumsikan sebagai aliran sedimen. Dari hasil perhitungan di atas diketahui :

$$h_3 = 0,4 \text{ m}$$

$$Q_{100} = 12,5 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B_1 = 27,68 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} B_2 &= B_1 + h_3 \\ &= 27,68 + 0,4 \\ &= 28,08 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{2} (B_1 + B_2) * h_3 \\ &= \frac{1}{2} (27,68 + 28,08) * 0,4 \\ &= 11,152 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_1 &= Q_{100}/A_1 \\ &= 12,5/11,152 \\ &= 1,121 \text{ m/det} \end{aligned}$$

$$h = h_3 + h_v$$

$$\begin{aligned} h_v &= \frac{v_1^2}{2 * g} \\ &= \frac{1,121^2}{2 * 9,81} \end{aligned}$$

$$= 0,064 \text{ m}$$

$$h = 0,4 + 0,064 = 0,464 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 d &= \frac{2}{3} * h_3 \\
 &= \frac{2}{3} * 0,4 \\
 &= 0,1267 \text{ m} \\
 A_2 &= (B_1 + m * d) * d \\
 &= (27,68 + 0,5 * 0,1267) * 0,1267 \\
 &= 7,417 \text{ m} \\
 v_2 &= Q_{100}/A_2 \\
 &= 12,5/7,417 \\
 &= 1,685 \text{ m/det} \\
 v &= \frac{v_1 + v_2}{2} \\
 &= \frac{1,121 + 1,685}{2} \\
 &= 1,403 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

Di mana :

h = tinggi muka air di atas peluap + tinggi kecepatan (m)

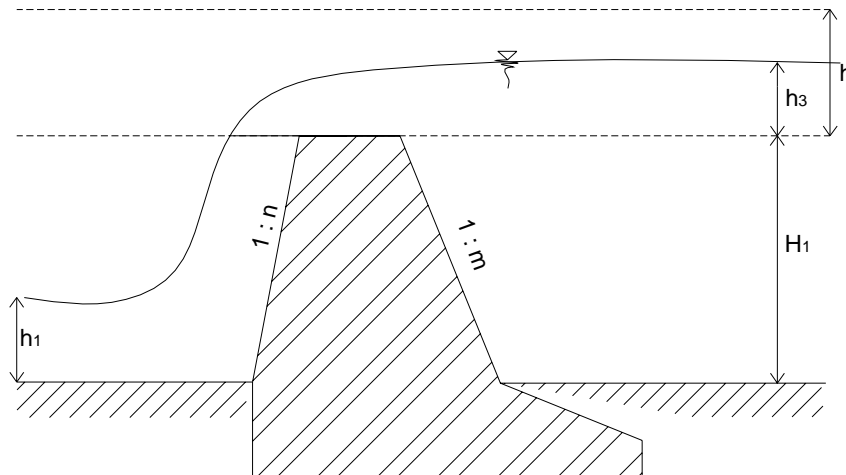
h_v = tinggi kecepatan (m)

d = kedalaman air di atas mercu (m)

A_1 = luas penampang basah pada ketinggian air setinggi h_3 (m)

A_2 = luas penampang basah pada ketinggian air setinggi d (m)

v = kecepatan aliran di atas mercu (m/det)



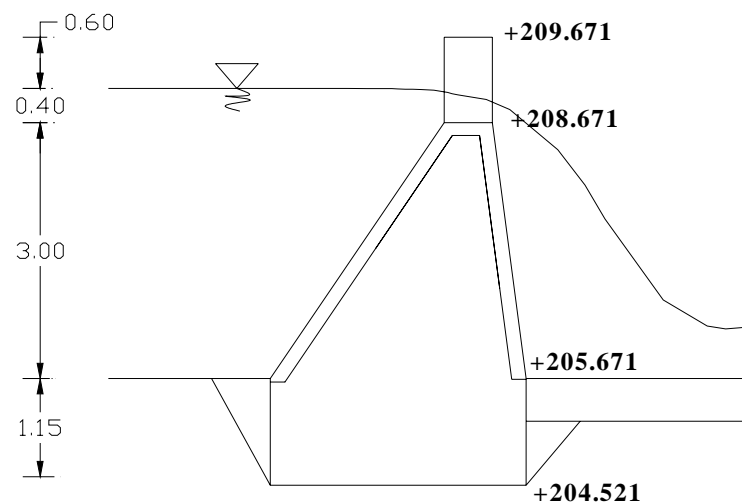
Gambar 6.2. Tinggi Air di atas Pelimpah *Main Dam*

6.1.4. Tinggi jagaan (Free Board)

Untuk mencegah terjadinya limpasan di atas sayap pada saat terjadi debit rencana, maka diperlukan adanya ruang bebas yang besarnya tergantung dari debit rencana (Q). Tinggi jagaan ditentukan 0,6 meter karena debit rencana $Q < 200 \text{ m}^3/\text{det}$.

6.1.5. Elevasi Rencana Pelimpah

Elevasi muka tanah asli	=	+ 205,671 m
Elevasi dasar sungai rencana	=	+ 204,521 m
Tinggi efektif <i>main dam</i>	=	3 m
Elevasi mercu pelimpah	=	+ 208,671 m
Tinggi muka air diatas pelimpah	=	0,4 m
<i>Free board</i>	=	0,6 m
Elevasi sayap	=	+ 209,671 m



Gambar 6.3. Elevasi Rencana Pelimpah

6.2. Perencanaan *Main Dam*

6.2.1. Tinggi Efektif *Main Dam*

Tinggi efektif *main dam* direncanakan dengan ketinggian tertentu sehingga dapat diperoleh daya tampung sedimen yang cukup besar. Berdasarkan data hasil pengukuran dilapangan tinggi efektif *main dam* ditentukan 3,00 meter.

6.2.2. Lebar Mercu Pelimpah

Berbeda dengan mercu pelimpah yang hanya dilimpasi air, mercu pelimpah pada dam pengendali sedimen harus cukup kuat menahan benturan dan abrasi. Lebar mercu pelimpah pada Kali Dolog ditentukan sebesar 0,5 meter.

6.2.3. Penampang *Main Dam*

Kemiringan badan dam pengendali sedimen di hulu 1 : m digunakan rumus :

Untuk $H_1 < 15,00$ m

$$\alpha = \frac{h_3}{H_1} = \frac{0,4}{3} = 0,133$$

$$\beta = \frac{b_1}{H_1} = \frac{0,5}{3} = 0,167$$

$$\gamma = \frac{\gamma_c}{\gamma_w} = \frac{2,2}{1,2} = 1,833$$

$$(1 + \alpha)m^2 + [2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha]m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta$$

$$(4n + \beta) + (3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0$$

Di mana:

γ_c = berat volume bahan (t/m^3)

γ_w = berat volume air dengan kandungan sedimen ($1,2 t/m^3$)

b_1 = lebar mercu *main dam*

Kemiringan badan dam pengendali sedimen bagian hilir ditetapkan 1 : 0,12 (*Design Of Sabo Facilities, JICA*)

Perhitungan :

$$(1 + 0,133)m^2 + [2(0,12 + 0,167) + 0,12 (4*0,133 + 1,827,68) + 2*0,133]m - (1 + 3*0,133) + 0,133*0,167 (4*0,12 + 0,167) + (3*0,12*0,167+ 0,167^2 + 0,12^2) = 0$$

$$1,786 m^2 + 3,967 m - 2,257 = 0$$

$$m_1 = 0,586$$

$$m_2 = -2,691$$

Untuk kemiringan *main dam* bagian hulu diambil 0,6

6.3. Perencanaan Pondasi

6.3.1. Dasar Pondasi

Paling ideal jika pondasi ditempatkan pada batuan dasar. Jika keadaan tidak memungkinkan, dibuat pondasi terapung pada sedimen sungai. Kedalaman pondasi *main dam* ditentukan :

$$d_1 = \frac{1}{3}(H_1 + h_3)$$

Di mana :

d_1 = kedalaman pondasi (m)

H_1 = tinggi efektif *main dam* (m) = 3 m

h_3 = tinggi muka air di atas peluap (m) = 0,4 m

d_1 = $1/3 (3 + 0,4) = 1,133$ m

Kedalaman pondasi *main dam* diambil 1,15 meter.

Tinggi total *main dam* = $3 + 1,15 = 4,15$ m

6.4. Perencanaan Sayap dan Tanggul

Untuk lebih menjamin tidak ada limpasan pada sayap, maka arah tebing sayap dibuat lebih tinggi dengan kemiringan $1/N >$ kemiringan dasar sungai.

6.4.1. Lebar Sayap

Lebar sayap biasanya diambil sama dengan lebar mercu pelimpah atau sedikit lebih sempit. Lebar sayap harus aman terhadap gaya-gaya luar, khususnya dam pengendali sedimen yang dibangun di daerah dimana aliran debris terjadi perlu diteliti keamanan sayap

terhadap tegangan yang disebabkan oleh gaya-gaya dan perlu dipertimbangkan untuk menambah lebar sayap atau memasang tembok pelindung di bagian hulunya. Pada perencanaan dam penahan sedimen Kali Dolog, lebar sayap ditentukan 0,50 m (lebar mercu pelimpah)

6.4.2. Tinggi Sayap

Tinggi sayap ditetapkan dari besarnya tinggi jagaan. Besarnya tinggi jagaan ditetapkan berdasarkan debit rencana, lihat **Tabel 2.6.**

Tinggi sayap = tinggi pelimpah + tinggi jagaan

Tinggi sayap = 0,4 m + 0,8 m = 4,732 m

6.4.3. Penetrasi Sayap

Sayap harus masuk cukup dalam ke tebing. Sebisa mungkin menghindari adanya tanah urug, maka dibuat bertingkat, hal ini dimaksudkan agar tinggi kritis akibat tanah urug dapat dihindari.

6.5. Perencanaan Lantai Lindung

Lantai lindung pada umumnya diperlukan pada dasar sungai yang mudah tergerus, yaitu pada dasar pondasi berupa sedimen sungai atau pada batuan tidak keras.

$$q = \frac{Q}{(B1 + B2) * 0,5}$$

$$q = \frac{12,5}{(27,68 + 28,08) * 0,5}$$

$$q = 0,448 \frac{m^2}{s}$$

$$D1 = \frac{q^2}{g * H1^3}$$

$$D1 = \frac{0,448^2}{9,81 * 3^3}$$

$$D1 = 7,592 * 10^{-4}$$

$$y2 = 1,66 * D1^{0,27} * H1$$

$$y_2 = 1,66 * 7,592 * 10^{-4,27} * 3$$

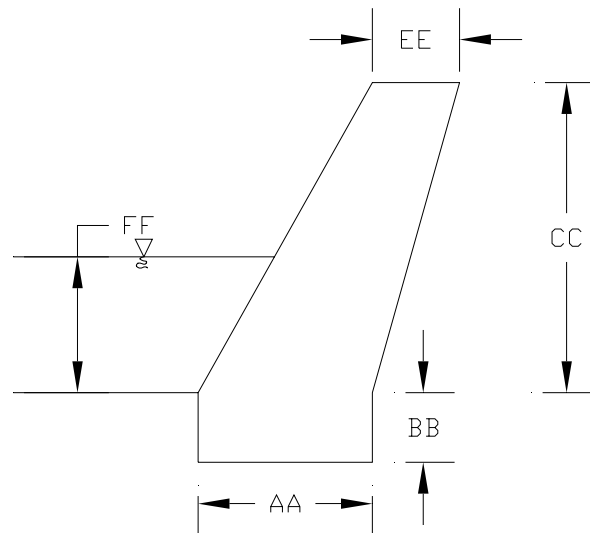
$$y_2 = 0,716 \text{ m}$$

$$L_1 = 5 * y_2$$

$$L_1 = 3,58 \text{ m}$$

Dibulatkan $L_1 = 4 \text{ m}$

6.6. Perencanaan Tanggul



Gambar 6.4. Detail Tanggul

Diketahui :

$$\gamma_B = \text{Massa jenis pasangan batu kali} : 2,2 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_t = \text{Massa jenis tanah} : 1,65 \text{ ton/m}^3$$

$$C_c = \text{Kohesi} : 0,15 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = \text{Sudut geser tanah} : 26,5^\circ$$

q = beban merata

Dimana :

$$AA = 1 \text{ m}$$

$$BB = 0,4 \text{ m}$$

$$CC = 1,78 \text{ m}$$

$$DD = 0 \text{ m}$$

$$EE = 0,5 \text{ m}$$

$$FF = 0,78 \text{ m}$$

6.6.1. Perhitungan Beban Merata Yang Terjadi

$$\alpha_1 = 45^\circ$$

$$\beta_1 = 45^\circ + \left(\frac{\emptyset}{CC}\right)$$

$$\beta_1 = 45^\circ + \left(\frac{26,5}{1,78}\right)$$

$$\beta_1 = 59,888^\circ$$

$$x = (\beta_1 - \alpha_1)$$

$$x = (59,888^\circ - 45^\circ)$$

$$x = 14,888^\circ$$

$$o = 90^\circ - \beta_1$$

$$o = 90^\circ - 59,888^\circ$$

$$o = 30,112^\circ$$

$$AB = CC * \tan o$$

$$AB = 1,78 * \tan 30,112^\circ$$

$$AB = 1,032 \text{ m}$$

$$BD = AB * \tan \alpha_1$$

$$BD = 1,032 * \tan 45^\circ$$

$$BD = 1,032 \text{ m}$$

$$BE = \frac{BD * \sin[(90 + \alpha_1)]}{\sin x}$$

$$BE = 1,203 \text{ m}$$

$$CE = BE * \sin \beta_1$$

$$CE = 1,041 \text{ m}$$

Maka :

$$q = CE * \gamma t$$

$$q = 1,041 * 1,65$$

$$q = 1,717 \text{ ton/m}$$

6.6.2. Perhitungan Koefisien Tekan Tanah

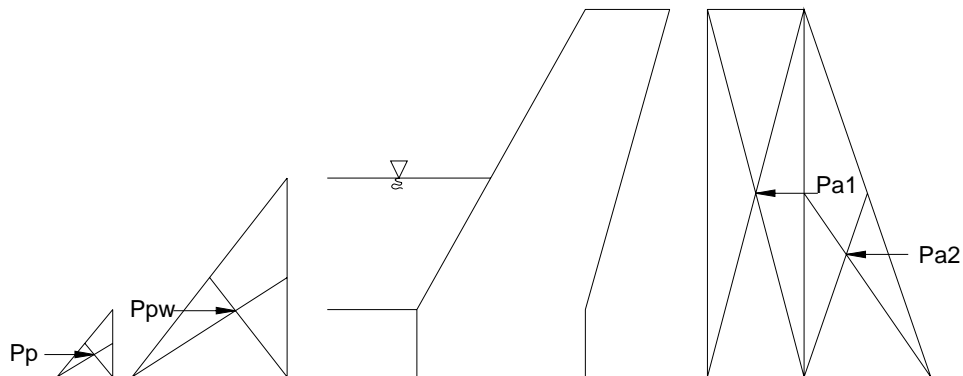
$$Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$Ka = 0,383$$

$$Kp = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$Kp = 2,611$$

Diagram Tegangan Tanah :



Gambar 6.5. Diagram Tegangan Tanah

6.6.3. Perhitungan Tegangan Tanah dan Tekanan Tanah

6.6.3.1. Tekanan Tanah Aktif

$$Pa1 = q * Ka * (BB + CC)$$

$$Pa1 = 1,717 * 0,383 * (0,4 + 1,78)$$

$$Pa1 = 1,433 \text{ ton/m}$$

$$Pa_2 = \frac{1}{2} [\gamma t * (BB + CC) * K_a - 2 * C_c * \sqrt{K_a}] * (BB + CC)$$

$$Pa_2 = \frac{1}{2} [1,65 * (0,4 + 1,78) * 0,383 - 2 * 0,15 * \sqrt{0,383}] * (0,4 + 1,78)$$

$$Pa_2 = 1,299 \text{ ton/m}$$

$$Pa = Pa_1 + Pa_2$$

$$Pa = 1,433 + 1,299$$

$$Pa = 2,732 \text{ ton/m}$$

6.6.3.2. Tekanan Tanah Pasif

$$Pp_1 = \frac{1}{2} * (\gamma t - 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}) * K_p * (BB^2)$$

$$Pp_1 = \frac{1}{2} * (1,65 - 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}) * 2,611 * (0,4^2)$$

$$Pp_1 = 0,136 \text{ ton/m}$$

$$Pp_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * (BB + FF)^2$$

$$Pp_w = \frac{1}{2} * 1,2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * (0,4 + 0,78)^2$$

$$Pp_w = 0,835 \text{ ton/m}$$

$$Pp = Pp_1 + Pp_w$$

$$Pp = 0,136 + 0,835$$

$$Pp = 0,971 \text{ ton/m}$$

6.6.4. Momen Akibat Gaya Horizontal

$$\text{Momen H} = Pa_1 * (BB + CC) * 0,5 + Pa_2 * (BB + CC) * \frac{1}{3} - Pp_w * \frac{BB + FF}{3} - Pp * \frac{BB}{3}$$

$$\text{Momen H} = 1,433 * (0,4+1,78) * 0,5 + 1,299 * (0,4 + 1,78) * \frac{1}{3} - 0,835 * \frac{0,4+0,78}{3} - 0,971 * \frac{0,4}{3}$$

$$\text{Momen H} = 2,048 \text{ ton}$$

6.6.5. Momen Akibat Gaya Vertikal

$$oo = \frac{\frac{2}{3} * AA^2 + EE * (AA + \frac{2}{3} EE)}{AA + EE}$$

$$oo = \frac{\frac{2}{3} * 1^2 + 0,5 * (1 + \frac{2}{3} 0,5)}{1 + 0,5}$$

$$oo = 0,888$$

$$xx = \frac{CC}{AA}$$

$$xx = \frac{1,78}{1}$$

$$xx = 1,78 \text{ m}$$

$$\text{Momen V} = BB * AA^2 * \gamma B * \frac{1}{2} + (AA+EE) * \frac{1}{2} * CC * \gamma B * oo + xx^2 * CC * \frac{1}{6} * \gamma B$$

$$\text{Momen V} = 0,4 * 1^2 * 2,2 * \frac{1}{2} + (1+0,5) * \frac{1}{2} * 1,78 * 2,2 * 0,888 + 1,78^2 * 1,78 * \frac{1}{6} * 2,2$$

$$\text{Momen V} = 4,179 \text{ ton}$$

6.6.6. Check Kesetabilan Konstruksi Tanggul

6.6.6.1. Check Terhadap Guling

$$\text{Guling} = \frac{\text{Momen V}}{\text{Momen H}}$$

$$\text{Guling} = \frac{4,179}{2,048}$$

$$Guling = 2,04$$

$$\text{Syarat Guling, } 2,04 \geq 2$$

6.6.6.2. Check Terhadap Geser

$$P_v = BB * AA * \gamma_B + (AA + EE) * CC * \gamma_B * \frac{1}{2}$$

$$P_v = 0,4 * 1 * 2,2 + (1 + 0,5) * 1,78 * 2,2 * \frac{1}{2}$$

$$P_v = 3,817 \text{ ton/m}$$

$$F_r = P_v * \tan \phi + AA * FF + P_p$$

$$F_r = 3,817 * \tan 26,5^\circ + 1 * 0,78 + 0,971$$

$$F_r = 3,654 \text{ ton/m}$$

$$\varepsilon H = P_a - P_p$$

$$\varepsilon H = 2,732 - 0,971$$

$$\varepsilon H = 1,761 \text{ ton/m}$$

$$Geser = \frac{F_r}{\varepsilon H}$$

$$Geser = \frac{3,654}{1,761}$$

$$Geser = 2,075$$

$$\text{Syarat Geser, } 2,075 \geq 1,5$$

6.6.6.3. Eksentrisitas

$$\text{Eksentrisitas} = \left(\frac{AA + EE}{2} \right) - \frac{\text{Momen } V - \text{Momen } H}{P_v}$$

$$\text{Eksentrisitas} = \left(\frac{1 + 0,5}{2} \right) - \frac{4,179 - 2,048}{3,817}$$

$$\text{Eksentrisitas} = 0,192$$

6.6.6.4. Daya Dukung Tanah

Diketahui data sebagai berikut :

$$N_c = 28,73$$

$$N_q = 15,64$$

$$N_\gamma = 12,7$$

$$q_{\max} = \frac{P_v}{AA + EE} * \left(1 + \frac{6 * \text{Eksentrisitas}}{AA + EE} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{3,817}{1+0,5} * \left(1 + \frac{6 * 0,192}{1+0,5} \right)$$

$$q_{\max} = 4,498 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Menurut Tarzaghi :

$$q_{ult} = C_c * N_c + \gamma * N_q * BB + 0,5 * \gamma * (AA + EE) * N_\gamma$$

$$q_{ult} = 0,15 * 28,73 + 1,65 * 15,64 * 0,4 + 0,5 * 1,65 * (1 + 0,5) * 12,7$$

$$q_{ult} = 30,348 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

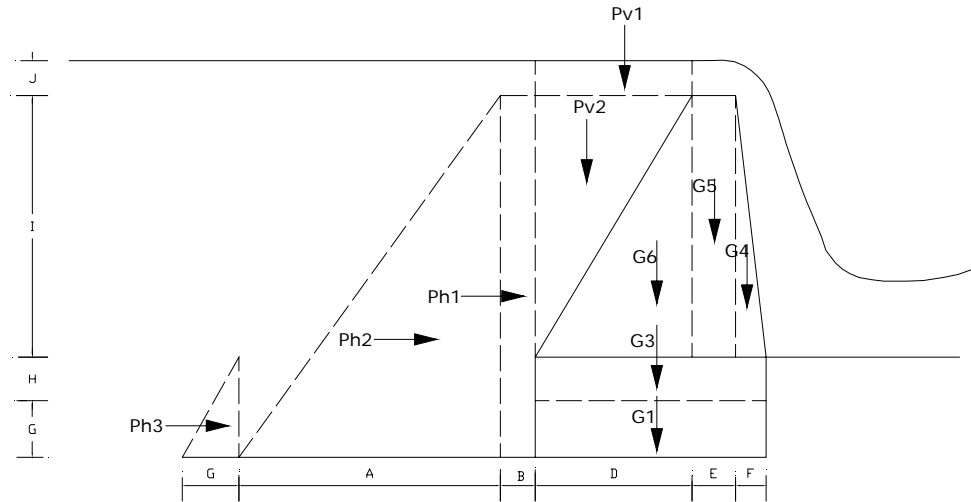
$$q_{save} = \frac{q_{ult}}{3}$$

$$q_{save} = \frac{30,348}{3}$$

$$q_{save} = 10,116 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Syarat, } q_{\max} = 4,498 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{save} = 10,116 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

6.7. Cek Stabilitas Bangunan



Gambar 6.6. Diagram Tekanan

Diketahui :

A = 3 m

B = 0,4 m

C = 0 m

D = 1,8 m

E = 0,5 m

F = 0,35 m

G = 0,65 m

H = 0,5 m

I = 3 m

J = 0,4 m

6.7.1. Gaya-gaya yang Terjadi

Meliputi :

Berat sendiri (G)

Gaya tekan air statik (P)

Gaya tekan endapan sedimen (P_s)

Gaya angkat (U)

Gaya inerti waktu gempa (I)

Gaya tekan air dinamik (P_d)

Gaya-gaya yang ditinjau untuk keadaan normal dan banjir untuk 2 tipe dam pengendali sedimen (tinggi dan rendah). Karena tinggi efektif *main dam* $H_1 = 3,00 \text{ m} < 15,000 \text{ m}$, maka gaya yang ditinjau hanya berat sendiri konstruksi (G) dan gaya tekan air statis (P).

- a. Berat sendiri (G)

$$G = \gamma_s * A$$

Di mana:

G = berat sendiri per meter

γ_c = berat volume bahan (beton 2,4 t/m³ dan pasangan batu 2,2 t/m³)

A = volume per meter

- b. Tekanan air statik (P)

$$P = \gamma_0 * h_w$$

Di mana:

P = tekanan air statik horizontal pada titik sedalam h_w (ton/m³)

γ_0 = berat volume air (1 ton/m³)

h_w = kedalaman air (m)

6.7.2. Perhitungan Stabilitas *Main Dam*

Kontrol stabilitas konstruksi dam pengendali sedimen dilakukan terhadap kondisi saat muka air banjir, sesuai dengan debit banjir rencana 50 tahun. Dalam kontrol stabilitas konstruksi data-data yang digunakan yaitu:

- Berat jenis air + sedimen = 1,2 ton/m³
- Berat jenis pasangan batu = 2,2 ton/m³
- Berat jenis tanah = 1,65 ton/m³
- Sudut geser dalam tanah dasar(ϕ) = 26,5°
- Kohesi tanah (C) = 0,15 ton/m²
- Koefisien antara bangunan dan pondasi = 0,60

- a. Resultan (R) gaya-gaya harus berada pada satu inti

$$x = \frac{M}{V}$$

Tabel 6.1. Perhitungan Momen Main Dam

Beban	Notasi	Hitungan Besarnya Gaya	Besar Gaya (ton*m)		Lengan Momen (m)	Besar Momen	
			Vertikal	Horisontal		M. Tahanan (ton*m)	M. Guling (ton*m)
Berat Sendiri	G1	0,65*2,65*2,2	3,790		1,325	5,022	
	G2	0,5*0,5*0*2,2	0,000		1,325	0,000	
	G3	0,5*2,65*2,2	2,915		1,325	3,862	
	G4	0,5*0,35*3*2,2	1,155		0,233	0,269	
	G5	0,5*3*2,2	3,300		0,600	1,980	
	G6	0,5*1,8*3*2,2	5,940		1,450	8,613	
Beban Vertikal	Pv1	0,4*2,3*1,2	1,104		1,500	1,656	
	Pv2	0,5*3*1,8*1,2	3,240		2,050	6,642	
	Pv3	0*3*1,2	0,000		2,650	0,000	
	Pv4	0,5*0*0,5*1,7	0,000		2,650	0,000	
Beban Horisontal	Ph1	0,4*4,15*1,2		1,992	2,075		4,133
	Ph2	0,5*3*4,15*1,2		7,470	1,383		10,333
	Ph3	0,5*(1,15)^2*1,2		0,793	0,383		0,304
Total			21,444	10,255		28,044	14,771

6.7.2.1. Cek Terhadap Guling

$$SF \text{ Guling} = \frac{M_{\text{tahan}}}{M_{\text{guling}}}$$

$$SF \text{ Guling} = \frac{28,044}{14,771}$$

$$SF \text{ Guling} = 1,899 \geq 1,2 \text{ (Aman...)}$$

6.7.2.2. Cek Terhadap Geser

Jika nilai f diambil 0,6, maka :

$$SF \text{ Geser} = \frac{f * P_v}{P_H}$$

$$SF \text{ Geser} = \frac{0,5 * 21,444}{10,255}$$

$$SF \text{ Geser} = 1,255 \geq 1,2 \text{ (Aman...)}$$

6.7.2.3. Tegangan Pada Dasar Pondasi

$$\lambda_1 = 1 + \left(6 * \frac{eks}{C + D + E + F} \right) * \left(\frac{P_v}{C + D + E + F} \right)$$

$$\lambda_1 = 1 + \left(6 * \frac{0,706}{2,65} \right) * \left(\frac{21,444}{2,65} \right)$$

$$\lambda_1 = 21,027 \text{ ton/m}^2$$

$$\lambda_2 = 1 - \left(6 * \frac{eks}{C + D + E + F} \right) * \left(\frac{Pv}{C + D + E + F} \right)$$

$$\lambda_2 = 1 - \left(6 * \frac{0,706}{2,65} \right) * \left(\frac{21,444}{2,65} \right)$$

$$\lambda_2 = -4,843 \text{ ton/m}^2$$

6.7.2.4. Daya Dukung Pondasi

Diketahui :

Berat jenis pasangan batu	γ_b	= 2,2 ton/m ³
Berat jenis air	γ_w	= 1,2 ton/m ³
Sudut geser dalam tanah	\emptyset	= 26,5°
Kohesi tanah	C_c	= 0,15 2,2 ton/m ²
Kedalaman Pondasi	d_l	= 1,275 m

Dari data tanah diketahui :

N_c	= 28,73
N_γ	= 12,7
N_q	= 15,64
γ_t	= 1,65 ton/m ³

$$q_{ult} = C_c * N_c + \gamma * d_l * N_q + 0,5 * \gamma * (C + D + E + F) * N_\gamma$$

$$q_{ult} = 0,15 * 28,73 + 1,65 * 1,275 * 15,64 + 0,5 * 1,65 * (2,65) * 12,7$$

$$q_{ult} = 64,978 \text{ ton/m}^2$$

$$q \text{ aman} = \frac{q_{ult}}{3}$$

$$q \text{ aman} = \frac{64,978}{3}$$

$$q \text{ aman} = 21,659 \text{ ton/m}^2$$

Tegangan yang timbul berdasarkan perhitungan :

$$\lambda_1 = 21,027 \text{ ton/m}^2$$

$$\lambda_2 = -4,843 \text{ ton/m}^2$$

Karena $\lambda_1 = 21,027 \text{ ton/m}^2 < q \text{ aman} = 21,659 \text{ ton/m}^2$ ($\lambda_1 < q \text{ aman}$), maka Konstruksi Aman.