

PERENCANAAN DAM KONSOLIDASI SUNGAI KALI PUTIH LERENG KELUD

Suwarno¹, Sudjati², Eko Siswanto³, Sigit Winarto⁴, Budi Winarno⁵

*Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Kadiri
E-mail: suwarno_tsipil@unik-kediri.ac.id*

ABSTRAK

Gunung Kelud merupakan gunung berapi yang masih aktif dan ketika erupsi dapat mengakibatkan kerusakan pada daerah sekitarnya. Upaya pengendalian aliran Sungai kali putih merupakan suatu langkah untuk mengurangi dampak kerusakan yang terjadi pada bagian hilir. Pengendalian yang dapat dilakukan adalah dengan membangun Dam konsolidasi dengan menggunakan metode poligon Thiessen dengan mengumpulkan data hidrologi di stasiun pencatat curah hujan yang berpengaruh terhadap DAS Sungai, menganalisa hidrologi, profil muka air, sedimen dan kapasitas tampungan sedimen. Dari perhitungan yang dilakukan hasil analisa hidrologi debit banjir secara maksimum (Q50) adalah sebesar 506,239 m³/dt, aliran muatan dasar 124066,8 m³/jam, lebar pengalir 120 m. untuk itu dapat direncanakan tinggi dam konsolidasi sebesar 6 m, kemiringan bagian hulu 1 : 0,6, bagian hilir sebesar 1 : 0,2. Pada konstruksinya digunakan pasangan batu kali dengan kisi-kisi beton. dari volume sedimen sebesar 124066,8m³/jam Pondasi beton perkuatan bervolume 210731,71m³.

Kata Kunci: Dam Konsolidasi, Thiessen, Kali Putih

1. PENDAHULUAN

Gunung Kelud merupakan gunung berapi yang masih aktif di Indonesia. Menurut referensi terkait, “Gunung Kelud terletak di perbatasan antara Kabupaten Malang, Kediri dan Blitar”, (Syiko, 2014) dan “Gunung Kelud secara geografis terletak pada 7°56' LS dan 112°18'30 BT dengan ketinggian puncak 1.731 m di atas permukaan laut”, (Raya, Hendrawan, & Suprijanro, 2017). Pada tahun 1990 Gunung Kelud meletus dengan memuntahkan material gunung ±150 juta meter kubik yang mengakibatkan kerusakan daerah-daerah disekitarnya seperti “ekstraksi di wilayah urban”, (Moe et al., 2017). Dari setiap letusan Gunung kelud memuntahkan berjuta-juta meter kubik material gunung dengan suhu 300°C sampai dengan 600° C, lahar dari letusan tersebut mengalir melalui Kali Ngobo, kali semut, Kali Putih, kali konto, kali lekso, kali sukorejo, kali badak, kali Gedok, Kali Petung, Kali serinjing dan kali Abab.

Untuk mengurangi banyaknya korban serta jumlah kerugian yang diakibatkan oleh erupsi Gunung Kelud maka upaya yang dilakukan adalah dengan mengendalikan material yang dikeluarkan dengan sebaik-baiknya. Daerah yang terkena dampak erupsi signifikan adalah

sepanjang bantaran kali putih, dengan demikian dalam riset ini penulis merencanakan Dam Konsolidasi pada Sungai Kali Putih Yang Terletak di Area Lereng Kelud. Dam konsolidasi merupakan salah satu jenis bangunan pengendali sedimen dan penyeimbang kemiringan dasar sungai. Dilansir pada penelitian terdahulu menyebutkan bahwa, “konsolidasi dam merupakan salah satu upaya mengurangi dampak bencana yang diakibatkan oleh bahaya aliran lahar”, (Di, 2015), sehingga “Check Dam berguna mengurangi sedimentasi di sungai bagian hilir yang menyebabkan air meluap”, (Nugroho et al., 2015). Pada hal “ini tanah selalu berperan pada setiap pekerjaan teknik sipil termasuk dalam pembangunan Bendungan, (Wahyu, Indra, Bemby, & Nasional, 2016). Pada dasarnya “tanah itu sendiri adalah media pijakan inti dari sebuah bangunan”, (Candra, 2018). Selain hal itu “Metode theissen pada rencana pembangunan Bendungan atau waduk dapat meningkatkan nilai eisiensi lebih dan dapat menampung cadangan air lebih banyak”, (Elisabet, E-commerce, Produk, & Cristie, 2014), Sehingga dapat berdampak positif bagi lingkungan.

2. METODOLOGI PENELITIAN

Metode yang digunakan dalam perencanaan dam adalah menggunakan metode poligon Thiessen dengan mengumpulkan data stasiun pencatat curah hujan yang berpengaruh terhadap DAS Sungai Lengkong meliputi stasiun Kamar A, stasiun Rowo Baung dan stasiun Pronojiwo. Sebelum merencanakan bangunan penahan sedimen perlu dilakukan survei lapangan dan apabila perlu tidaknya didirikan bangunan tersebut. Analisa yang dilakukan adalah sebagai berikut :

- a. Analisis hidrologi, guna mendapatkan debit banjir rencana, debit dominan dan hidrograf banjir. Hal ini merupakan “poin utama dilakukan agar tidak mengakibatkan kekeliruan terhadap karakteristik hidrologi DAS”, (Mubarok, Murtilaksono, & Wahjunie, 2015). Karena “Model simulasi hidrologi pada dasarnya dirancang untuk menyederhanakan sistem hidrologi”, (Harsoyo, 2010). Perhitungan curah hujan merata di DAS Sungai Lengkong. “Curah

hujan rancangan adalah analisis berulangnya suatu peristiwa baik frekuensi persatuan waktu maupun kala ulangnya”, (Romadhon, 2019).

- b. Analisis sedimen dan kapasitas tampungan sedimen, guna mengetahui besar angkutan sedimen terhadap kapasitas tampungan sedimen dari dam konsolidasi tersebut.

Dari beberapa analisis tersebut diatas apabila memenuhi persyaratan selanjutnya dapat dibuat rencana konstruksi dam konsolidasi dengan perhitungan nilai struktur konstruksi Dam seperti pondasi, dimana “Pondasi harus di perhitungkan untuk dapat menjamin kestabilan Bangunan”, (Candra, 2017). Pembetonan, karena “beton memiliki fungsi yang vital terutama untuk struktur suatu bangunan”, (Candra, Gardjito, Cahyo, & Prasetyo, 2019). Beton merupakan salah satu bahan konstruksi yang telah digunakan untuk bangunan, (Gardjito, Candra, & Cahyo, 2018). Fungsinya untuk menyediakan stabilitas dan mengurangi deformasi permanen, (Gunarto & Candra, 2019).

3. PEMBAHASAN

a. ANALISA HIDROLOGI

Analisa hidrologi yang didapatkan dari Sungai Lengkong (rayon kali putih) meliputi stasiun Kamar A, stasiun Rowo Baung dan stasiun Pronojiwo adalah sebagai berikut :

TABEL 3.1 Hidrograf banjir kala ulang 23 tahun.

Jam ke -	Q (m ³ /dt/m)	Curah Hujan Efektif Jam-jam-an					Base flow (m ³ /dt)	Q (m ³ /dt)
		Jam 1 160,057	Jam 2 41,861	Jam 3 28,728	Jam 4 23,256	Jam 5 19,699		
0	0	0	-	-	-	-	0,012	0,012
1	0,377	60,342	0	-	-	-	0,012	60,354
2	1,989	318,35	15,782	0	-	-	0,012	334,14
2,227	2,575	412,14	83,262	10,818	0	-	0,012	506,23
3	1,605	256,89	107,79	57,14	8,768	0	0,012	430,6
4	0,871	139,4	67,187	73,97	46,26	7,427	0,012	334,26
5	0,557	89,152	36,461	46,109	59,884	39,181	0,012	270,79
6	0,37	59,221	23,317	25,022	37,326	50,725	0,012	195,62
7	0,246	39,374	15,489	16,002	20,256	31,617	0,012	122,75
8	0,179	28,65	10,928	10,629	12,954	17,158	0,012	79,701
9	0,132	21,218	7,493	7,067	8,605	10,973	0,012	55,278
10	0,097	15,526	5,526	5,142	5,721	7,289	0,012	39,216
11	0,071	11,364	4,061	3,792	4,163	4,846	0,012	28,278
12	0,053	8,433	2,972	2,787	3,07	3,526	0,012	20,85
13	0,039	6,242	2,219	2,04	2,256	2,6	0,012	15,369
14	0,029	4,642	1,633	1,523	1,651	1,911	0,012	11,372
15	0,021	3,361	1,214	1,12	1,233	1,399	0,012	8,339

16	0,015	2,401	0,879	0,833	0,907	1,044	0,012	6,076
17	0,011	1,761	0,628	0,603	0,674	0,768	0,012	4,446
18	0,008	1,28	0,46	0,431	0,488	0,571	0,012	3,242
19	0,006	0,96	0,335	0,316	0,349	0,414	0,012	2,386
20	0,004	0,64	0,251	0,229	0,256	0,295	0,012	1,683
21	0,003	0,48	0,167	0,172	0,186	0,217	0,012	1,234
22	0,002	0,32	0,126	0,115	0,14	0,158	0,012	0,871
23	0,001	0,16	0,084	0,086	0,093	0,118	0,012	0,553

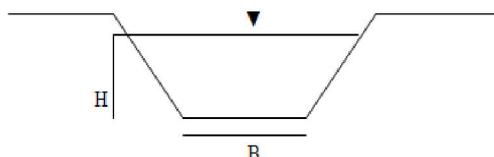
SUMBER : STASIUN KAMAR A, STASIUN ROWO BAUNG DAN STASIUN PRONOJIWO

3.2. ANALISA SEDIMENTASI

3.2.1 Pendekatan Sifat Gerakan Massa Sedimen

Guna mengetahui apakah debit banjir rancangan dengan kala ulang 50 tahun dengan mempertimbangkan konsentrasi sedimen terangkut (Qo) akan mengakibatkan terjadinya aliran lahar, aliran lumpur maupun aliran muatan dasar, maka harus diketahui tinggi muka air sungai dengan anggapan tipe alirannya merupakan aliran seragam.

Selanjutnya sebagai dasar pemikiran untuk menentukan ketinggian aliran tersebut dipakai persamaan kecepatan dari Manning, sehingga didapat ketinggian alirannya sebagai berikut :



Gambar 3.1. Penampang sungai

Data lapangan untuk penampang sungai ditentukan :

$B_s = 143 \text{ m}$

$N = 0,04$

$I_R = 0,042$

Untuk data dari hasil analisa, didapatkan debit banjir rencana (kala ulang 50 tahun).

$Q_{50} = 506,239 \text{ m}^3/\text{dt.}$

Perhitungan :

$A = (B + m.h) . h$
 $= (143 + 0,5 h) . h$
 $= 143 h + 0,5 h^2$

$P = B - 2 h (1 + m^2)^{1/2}$
 $= 143 + 2 h (1 + 0,52)^{1/2}$

$= 143 + 2,23 h$

$R = \frac{A}{P}$
 $= \frac{143h + 0,5 h^2}{143 + 2,236h}$

$V = \frac{1}{n} . R^{2/3} . I^{1/2}$
 $= \frac{1}{0,04} \left(\frac{143h + 0,05 h^2}{143 + 2,236 h} \right)^{2/3} . 0,041^{1/2}$
 $= 5,062 \left(\frac{143 h + 0,05 h^2}{143 + 2,236 h} \right)^{2/3}$

$Q = A . V$
 $506,239 = M(143+0,5h^2).5,062$
 $\left(\frac{143h+0,5h^2}{143+2,236h} \right)^{2/3}$

$H = 0,810 \text{ m}$

Dari hasil perhitungan ketinggian aliran diatas dapat ditentukan sifat alirannya. Data yang dipakai dalam menentukan sifat dari aliran ini, digunakan data lapangan yang diperoleh dari Kantor Proyek Penanggulangan Bahaya gunung Semeru, yaitu :

- $\tan \theta = 0,041$
- $\phi = 31^\circ$
- $C^* = 0,55$
- $\sigma = 2,65 \text{ t/m}^3$
- $\rho_w = 1,20 \text{ t/m}^3$
- $\rho_d = 1,85 \text{ t/m}^3$
- $D = 1,0 \text{ m}$
- $B_s = 143 \text{ m}$
- $D_m = 9.602 \text{ mm}$
- $d_{90} = 28,184 \text{ mm}$

$$\rho = 2,65 \text{ t/m}^3$$

Dari hasil analisa tinggi jagaan diperoleh :

$$H = 0,810 \text{ m}$$

$$\tan \theta < \frac{C^*(\sigma - \rho d) \tan \phi}{C^*(\sigma - \rho d) + (1 + \frac{h}{d})}$$

$$0,041 < \frac{0,55 (2,65 - 1,85) 0,601}{0,55(2,65 - 1,85) + (1 + \frac{0,810}{1,0})}$$

$$0,041 < 0,118$$

Berdasarkan persamaan 2.25, maka dapat disimpulkan bahwa sifat alirannya adalah sedimen flow (Bed Load Flow).

3.2.2 KAPASITAS ANGKUT SEDIMEN

Rumus Broen:

$$Q_B = U_* \cdot dm \cdot \left(\frac{U_*^2}{(\sigma / \sigma - 1) \cdot g \cdot dm} \right)^2$$

$$U_* = \sqrt{g \cdot h \cdot I}$$

$$= \sqrt{9,81 \cdot 0,810 \cdot 0,041}$$

$$= 0,571$$

$$q_B = 0,57$$

$$= 0,009 \cdot 10 \left(\frac{0,57^3}{(2,65 - 1) \cdot 9,81 \cdot 0,009602} \right)^2$$

$$= 0,41 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}^1$$

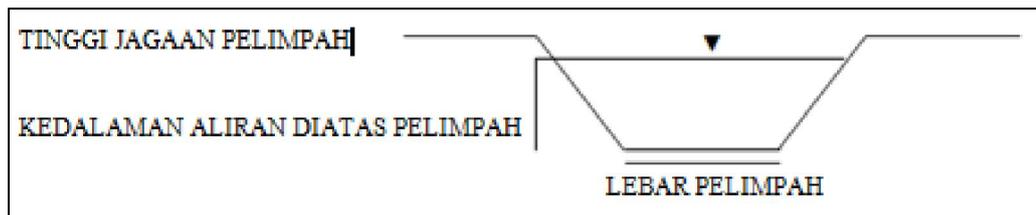
$$Q_B = q_B \times B_s$$

$$= 0,241 \times 143$$

$$34,463 \text{ m}^3/\text{dt} = 124066,8 \text{ m}^3/\text{jam}$$

Jadi kapasitas angkut sedimen 124066,8 m³/jam.

3.3. PERENCANAAN DIMENSI PELIMPAH



Gambar 3.2. Penampang pelimpah rencana

- Lebar mercu pelimpah

Berdasarkan kondisi material dasar sungai dari daerah pengaliran sungai Lengkong terdiri dari batu kali yang relatif besar, dan dengan dilaluinya banjir lahr, maka lebar mercu dari pelimpah didasarkan pada table 2.3 ditentukan sebesar b = 3 m.

- Lebar pelimpah

Penentuan lebar pelimpah dihitung berdasarkan persamaan 2.26.

$$\text{Rumus : } B1 = c \cdot Qo^{1/2}$$

Dengan menetapkan harga :

$$C = 5$$

$$Qo = 1,12 \times Q50$$

$$= 1,12 \times 506,239 = 566,988 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Maka : } B1 = 5 \times 566,988^{1/2}$$

$$= 119,058 \text{ m} \approx 120 \text{ m}$$

- Kedalaman aliran diatas pelimpah

Kedalaman aliran diatas pelimpah dihitung dengan Rumus :

$$Qo = (0,71 h_1 + 1,77 B_1) \cdot h_1^{3/2}$$

Dari hasil perhitungan diatas didapat :

$$Qo = 566,988 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B1 = 120 \text{ m}$$

$$\text{Maka : } 566,988 = (0,71 h_1 + 1,77 B_1) \cdot h_1^{3/2}$$

$$= (0,71 h_1 + 212,4) \cdot h_1^{3/2}$$

Dengan cara coba-coba $h_1 = 1,916 \approx 2 \text{ m}$.

- Tinggi jagaan pelimpah

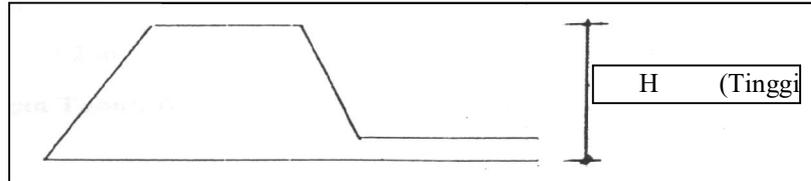
Penentuan tinggi jagaan pelimpahan dihitung dengan rumus 2.28

$$\text{Rumus : } h_2 = h_1 \times r$$

Dengan menetapkan harga
 $r = 0,4$ dan hasil analisa $h_1 = 2,0$ m

Maka : $h_2 = 2,0 \times 0,4 = 0,8$ m

3.3.1. TINGGI DAM UTAMA



Gambar 3.3 rencana tinggi dam utama

Dalam menentukan tinggi dam, kemiringan dasar sungai yang akan dicapai (kemiringan seimbang) biasanya berkisar $\frac{1}{2}$ sampai $\frac{2}{3}$ dari kemiringan dasar sungai asli. Rumus yang digunakan dalam menentukan tinggi dam utama adalah sebagai berikut :

$$\text{Rumus : } H = L_L (\text{tg } \alpha - \text{tg } \beta)$$

Dengan merencanakan panjang aliran lahar sebesar $LL = 400$ m, dan data lapangan didapat :

$$\begin{aligned} \text{tg } \alpha &= I_o = 0,041 \\ \text{tg } \beta &= I_r = \frac{2}{3} I_o = 0,027 \\ \text{maka : } H &= 400 (0,041 - 0,027) \\ &= 5,60 \text{ m} \approx 6 \text{ m} \end{aligned}$$

3.3.2. PONDASI DAM UTAMA

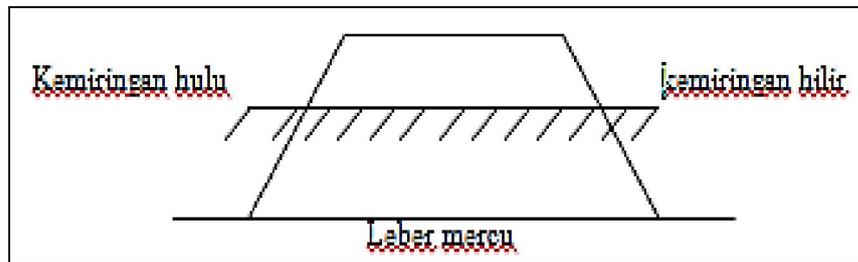
Penentuan kedalaman pondasi dari dam, dihitung pendekatan empiris sebagai berikut :

$$\text{Rumus : } d = (\frac{1}{3} - \frac{1}{4}) . (H + h_1)$$

Dari hasil analisa tinggi dam dan tinggi luapan diatas didapat :

$$\begin{aligned} H &= 6,0 \text{ m} \\ h_1 &= 2,0 \text{ m} \\ \text{Maka : } d &= \frac{1}{4} \times (6 + 2) \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

3.3.3. KEMIRINGAN TUBUH DAM



Gambar 3.4. Kemiringan tubuh dam

- Kemiringan tubuh dam utama bagian hilir.

Kemiringan tubuh dam utama bagian hilir dihitung dengan rumus 2.31.

$$n_{maks.} = \sqrt{\frac{\beta f b (\gamma_m - \gamma_s) \cos \alpha}{\gamma_s}} \cdot \sqrt{\frac{2}{g \cdot h}}$$

Dari data yang direncanakan antara lain :

$$\begin{aligned} F &= 0,6 \\ B_t &= 0,3 \\ \gamma_{ws} &= 1,20 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_c &= 2,30 \text{ t/m}^3 \\ G &= 9,81 \text{ m/dt}^2 \\ \alpha &= \text{tg } I_o = 2,348 \text{ o} \\ \cos \alpha &= 0,999 \\ \beta &= 2 \times 9,81 \\ &= 19,62 \end{aligned}$$

maka:

$$N_{maks} = \sqrt{\frac{19620,603(23-12)}{12} \cdot \frac{2}{9,812}}$$

$$N_{maks} = 0,57$$

Dari hasil harga kemiringan maksimalnya sebesar 0,57, maka diambil untuk kemiringan tubuh dam bagian hilir 0,2.

- Kemiringan tubuh dam utama bagian hulu.

Untuk bagian hulu kemiringannya dihitung berdasarkan persamaan 2.32

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

Dengan : $\alpha = \frac{2}{6} = 0,333$

$$\beta = \frac{3}{6} = 0,5$$

$$\gamma = \frac{2,3}{1,2} = 1,917$$

Maka :

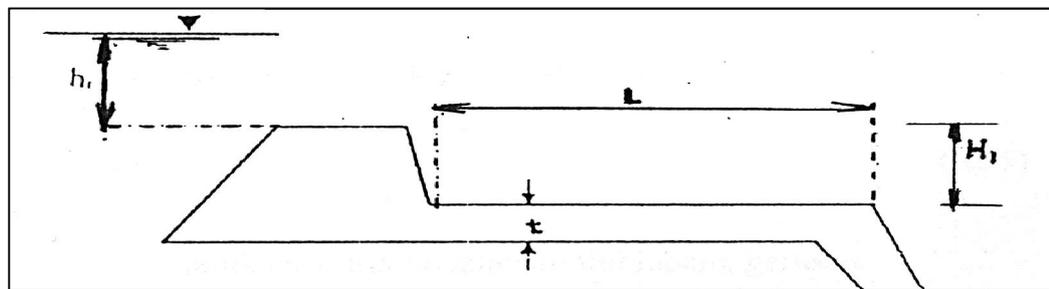
$$(1+0,333)m^2 + (2(0,2+0,5) + 0,2(4,0,333 + 1,917) + 2,0,333 \cdot 0,5)m - ((1+3 \cdot 0,333) + 0,333 \cdot 0,5(4,0,2+0,5) + 1,917(3,0,2,0,5 + 0,5^2 + 0,2^2))$$

Dari persamaan diatas dapat disederhanakan menjadi :

$$1,333 m^2 + 3,383 m - 2,830 = 0$$

Dengan cara mencoba-coba didapatkan nilai m = 0,6.

3.3.4. PERENCANAAN DIMENSI LANTAI TERJUN



Gambar 3.5. Dimensi lantai terjun

- Panjang lantai terjun
Panjang lantai terjun dihitung dengan persamaan 2.33 :

$$\text{Rumus } L = (1,5 \approx 2,0) \cdot (H_1 + h_1)$$

Dari hasil analisa didapat :

$$H_1 = 4,4 \text{ m}$$

$$h_1 = 2,0 \text{ m}$$

$$\text{sehingga : } L = 2 (4,4 + 2,0)$$

$$= 12,8 \approx 13 \text{ m}$$

- Tebal lantai terjun
Ketebalan lantai terjun dihitung dengan menggunakan persamaan 2.34

$$T_a = \frac{0,2 (0,6 H + 3 h_1 - 1,0)}{1,06}$$

Dari hasil analisa didapatkan harga :

$$H = 6,0 \text{ m}$$

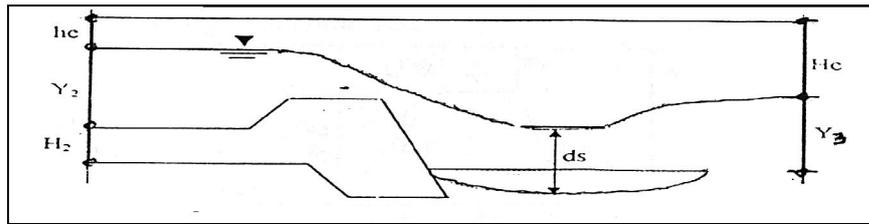
$$h_1 = 2,0 \text{ m}$$

$$\text{Sehingga : } T_a = \frac{0,2(0,6 \cdot 6 + 3 \cdot 2 - 1,0)}{1,06}$$

$$T_a = 1,623 \text{ m}$$

3.3.5. PENGGERUSAN DASAR SALURAN

Analisa penggerusan ini diperlukan untuk mengetahui besarnya gerusan (local scouring) yang terjadi pada hilir sub dam.



Gambar 3.6. Penggerusan Dasar Saluran

$$\text{Rumus : } S = 4,75 \frac{H_e^{0,2} \cdot q^{0,5}}{D_{90}^{0,32}} \cdot Y_3$$

$$D = \frac{3,96^2}{9,81 \cdot 1,6}$$

Dari hasil analisa debit banjir rencana didapatkan :

- Q = 566,988 m³/dt
- B₁ = 120 m
- B_s = 143 m
- D₉₀ = 20 mm
- A_m = 242 m²

$$\frac{y_2}{1,6} = 1,66 (0,39)^{0,27}$$

$$y_3 = 2,2 \text{ m}$$

tinggi garis energi di hilir bangunan :

$$\begin{aligned} H_e &= (H_2 + Y_2 + h_e) - Y_3 \\ &= (1,623 + 2,6 + 0,26) - 2,2 \\ &= 2,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan jarak vertikal antara garis energi dengan permukaan air hilir bangunan dilakukan loncatan hidrolis.

kedalaman gerusan :

$$\text{Rumus : } D = \frac{q^2}{gh^2}$$

$$S = 4,75 \frac{(2,3)^{0,2} (3,965)^{0,5}}{20^{0,32}} - 2,2$$

$$\begin{aligned} ds &= 4,18 - 2,2 \\ &= 1,98 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\frac{y_2}{h} = 1,66 D^{0,27}$$

Jadi kedalaman gerusan yang terjadi di hilir sub dam sebesar 1,98 m.

$$\begin{aligned} \text{dengan } q &= \frac{566,988}{120} \\ &= 4,7 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m} \\ h &= 4,4 \text{ m} \end{aligned}$$

3.4. KONTROL STABILITAS KONSTRUKSI

Sehingga tinggi muka air setelah terjadi loncatan adalah :

Pengontrolan dilakukan “untuk perbandingan Perhitungan stabilitas konstruksi bangunan dam konsolidasi”, (Dan & Damianto, n.d.). ditinjau pada keadaan paling kritis, yaitu terjadi banjir dan sedimen penuh. Sedangkan harga standar yang digunakan dalam perhitungan kestabilan konstruksi ini, menggunakan data lapangan tabel 3.2.

$$\frac{y_2}{4,4} = 1,66 (0,026)^{0,27}$$

$$y_2 = 2,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_2 &= \frac{566,988}{242} \\ &= 2,3 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_e &= \frac{2,3^3}{2,9,81} \\ &= 0,26 \text{ m} \end{aligned}$$

kedalaman aliran dihilir bangunan :

Tabel 3.2. Data Lapangan

$$\begin{aligned} q &= \frac{566,988}{143} \\ &= 3,96 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m} \end{aligned}$$

Sudut geser dalam	∅	31°
Berat isi air dan sedimen	γ _{ws}	1,20 t/m ³
Berat isi bahan pembentuk dam (pasangan batu kali)	γ _c	2,30 t/m ³
Berat isi sedimen	γ _s	1,85 t/m ³
Koefisien tekanan tanah aktif	ka	0,32 0

A. PERHITUNGAN KONTROL STABILITAS SAAT BANJIR

Tabel 3.3. Gaya vertikal dan momen

Gaya	Perhitungan gaya vertikal	V (ton)	Perhitungan lengan	X (m)	Momen (t.m)
W ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$	24,84	$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H + b + n \cdot H$	5,4	134,13
W ₂	$\gamma_c \cdot b \cdot H$	41,40	$\frac{1}{2} \cdot b + n \cdot H$	2,7	111,78
W ₃	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$	8,28	$\frac{2}{3} \cdot n \cdot H$	0,8	6,62
P _{v1}	$\gamma_{ws} \cdot h_1 \cdot (b + m \cdot H)$	15,84	$\frac{1}{2} \cdot (b + m \cdot H) + n \cdot H$	4,5	71,28
P _{v2}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_{ws} \cdot m \cdot H^2$	12,96	$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H + b + n \cdot H$	6,6	85,53
Σ		103,32			409,34

Tabel 3.4 Gaya horisontal dan momen

Gaya	Perhitungan gaya vertikal	V (ton)	Perhitungan lengan	X (m)	Momen (t.m)
Pa ₁	$\gamma_{ws} \cdot h_1 \cdot H$	14,40	$\frac{1}{2} \cdot H$	3,0	43,20
Pa ₂	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_{ws} \cdot H^2$	21,60	$\frac{1}{3} \cdot H$	2,0	43,20
Σ		36,00			86,40

a. Stabilitas terhadap guling

$$sf = \frac{\sum MV}{\sum MH}$$

$$sf = \frac{409,34}{86,40} = 4,7 > 1,5 \text{ (aman)}$$

$$e = \frac{409,34 - 86,4}{103,32} - \frac{7,8}{2} \leq \frac{7,8}{6}$$

$$e = 0,7 \leq 1,3$$

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{103,32}{7,8} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,7}{7,8} \right)$$

$$= 20,39 < 60 \text{ t/m}^2 \text{ (aman)}.$$

b. Stabilitas terhadap geser

$$sf = \frac{n \sum V}{\sum H}$$

$$sf = \frac{0,6 \cdot 103,32}{36,00} = 1,7 > 1,5 \text{ (aman)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

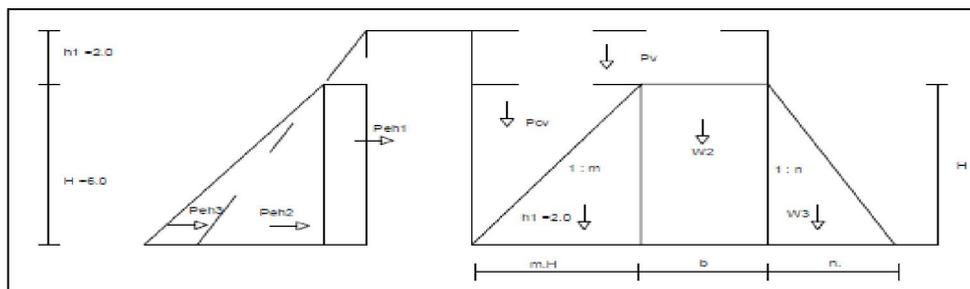
$$= \frac{103,32}{7,8} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,7}{7,8} \right)$$

$$= 6,1 > 0 \text{ (aman)}.$$

c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$e = \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

B. PERHITUNGAN KONTROL STABILITAS SAAT SEDIMEN PENUH



Gambar 3.7. Gaya yang bekerja ketika sedimen penuh

TABEL 3.5 Gaya vertikal dan momen

Gaya	Perhitungan gaya vertikal	V (ton)	Perhitungan lengan	X (m)	Momen (t.m)
W ₁	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot m \cdot H^2$	24,84	$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H + b + n \cdot H$	5,4	134,13
W ₂	$\gamma_c \cdot b \cdot H$	41,40	$\frac{1}{2} \cdot b + n \cdot H$	2,7	111,78
W ₃	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_c \cdot n \cdot H^2$	8,28	$\frac{2}{3} \cdot n \cdot H$	0,8	6,62
P _{v1}	$\gamma_{ws} \cdot h_1 \cdot (b + m \cdot H)$	15,84	$\frac{1}{2} \cdot (b + m \cdot H) + n \cdot H$	4,5	71,28
P _{v2}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot m \cdot H^2$	19,98	$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H + b + n \cdot H$	6,6	131,85
Σ		110,3			455,66

Tabel 3.6 Gaya horisontal dan momen

Gaya	Perhitungan gaya vertikal	V (ton)	Perhitungan lengan	X (m)	Momen (t.m)
Pa ₁	$\gamma_{ws} \cdot h_1 \cdot H \cdot ka$	4,60	$\frac{1}{2} \cdot H$	3,0	13,80
Pa ₂	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_{ws} \cdot H^2$	33,30	$\frac{1}{3} \cdot H$	2,0	66,60
Pa ₃	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot ka$	4,89	$\frac{1}{3} \cdot H$	2,0	9,78
Σ		42,69			90,18

a. Perhitungan kontrol stabilitas :

Stabilitas terhadap guling

$$sf = \frac{455,66}{90,18} = 5,0 > 1,5 \text{ (aman)}$$

b. Stabilitas terhadap geser

$$sf = \frac{n \sum V}{\sum H}$$

$$sf = \frac{0,6 \cdot 110,34}{42,69} = 1,6 > 1,5 \text{ (aman)}$$

c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$e = \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{455,66 - 90,18}{110,34} - \frac{7,8}{2} \leq \frac{7,8}{6}$$

$$e = 0,5 \leq 1,3$$

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{110,34}{7,8} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,5}{7,8} \right)$$

$$= 19,60 < 60 \text{ t/m}^2 \text{ (aman)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{110,34}{7,8} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,5}{7,8} \right)$$

$$= 8,7 > 0 \text{ (aman)}$$

3.5. Kapasitas Tampung Sedimen

Untuk mendapatkan tampungan total dihitung menggunakan persamaan 2.44, tampungan total :

$$Vt = 0,5 \times B_1 \times H_{ef} \times Lt$$

Dari hasil analisa lebar pelimpah dan tuinggi dari dam utama, didapatkan nilainya sebagai berikut : B₁ = 120 m, H_{ef} = 6 m. sedangkan untuk panjang aliran lahar yang terkendali didapat dengan menggunakan rumus :

$$Lt = \frac{H_{ef}}{I_o - I_g}$$

$$= \frac{6}{0,041 - 0,031} = 585,366$$

maka :

$$Vt = 0,5 \times 120 \times 6 \times 585,366$$

$$= 210731,707 \text{ m}^3 > 124066,8 \text{ m}^3/\text{jam}$$

sehingga kapasitas tampungan dari dam konsolidasi memnuhi dari aliran sedimen yang dihasilkan.

4.1. KESIMPULAN

Dari hasil analisa dan perhitungan pada bab-bab terdahulu, maka dapat ditarik kesimpulan secara keseluruhan sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil analisa hidrologi, besarnya debit banjir secara maksimum dengan periode ulang 50 th (Q_{50}) adalah sebesar 506,239 m³/dt, dan menghasilkan aliran muatan dasar sebesar 124066,8 m³/jam, lebar pengalirannya 120 m.
2. Untuk menghindari terjadinya dampak yang membahayakan yang ditimbulkan oleh aliran lahar tersebut, maka dibangun suatu bangunan pengendali sedimen (Dam Konsolidasi) yang merupakan salah satu fasilitas dari Sabo Dam. Dari hasil perhitungan didapat tinggi dam konsolidasi sebesar 6 m, dan kemiringan direncanakan untuk bagian hulu 1 : 0,6 sedangkan untuk bagian hilir sebesar 1 : 0,2. Untuk konstruksinya sendiri digunakan tipe konstruksi dari pasangan batu kali dengan kisi-kisi beton. Pondasi perkuatan
3. Dibuat dari beton dengan kedalaman sebesar 210731,71m³ cukup memenuhi dari volume sedimen yang dihasilkan yaitu sebesar 124066,8m³/jam.
4. Kemantapan Dam Konsolidasi terhadap gaya guling, gaya geser dan terhadap daya dukung tanah adalah cukup mantap, karena didalam perhitungan didapatkan angka keamanan yang lebih besar dari angka keamanan yang diijinkan yaitu :
 - Kondisi banjir
 - Gaya geser $sf = 1,7 > 1,5$
 - Gaya guling $sf = 4,7 > 1,5$
 - Terhadap daya dukung tanah
 - $\sigma_{max} = 20,38 < 60 \text{ t/m}^2$
 - $\sigma_{min} = 6,11 < 0$
 - Kondisi sediment penuh.
 - Gaya Geser $sf = 1,6 > 1,5$
 - Gaya guling $sf = 5,0 > 1,5$
 - Terhadap daya dukung tanah
 - $\sigma_{max} = 19,60 < 60 \text{ t/m}^2$
 - $\sigma_{min} = 8,70 < 0$

DAFTAR PUSTAKA

- Alifuddin, M., & Hartantyo, S. D. (2018). PENGGUNAAN EMBUNG GEOMEMBRANE SEBAGAI PENAMPUNGAN AIR BERSIH DESA TANGGUNG PRIGEL. *Jurnal CIVILA*, 3(1), 108-115.
- Candra, A. I. (2017). Pada Pembangunan Gedung Mini Hospital Universitas Kadiri. *Ukarst*, 1(1), 63-70.
- Candra, A. I. (2018). STUDI KASUS STABILITAS STRUKTUR TANAH LEMPUNG PADA JALAN TOTOK KEROT KEDIRI MENGGUNAKAN LIMBAH KERTAS. *UKaRsT*, 2(2), 11. <https://doi.org/10.30737/ukarst.v2i2.255>
- Candra, A. I., Gardjito, E., Cahyo, Y., & Prasetyo, G. A. (2019). Pemanfaatan Limbah Puntung Rokok Filter Sebagai Bahan Campuran Beton Ringan Berpori. *UKaRsT*, 3(1), 82. <https://doi.org/10.30737/ukarst.v3i1.365>
- Dan, S., & Damianto, B. (n.d.). Stabilisasi Tanah Ekspansif Dengan Penambahan Kapur (Lime): Aplikasi Pada Pekerjaan Timbunan-Sutikno dan Budi Damianto 101 STABILISASI TANAH EKSPANSIF DENGAN PENAMBAHAN KAPUR (LIME): APLIKASI PADA PEKERJAAN TIMBUNAN, 101-108.
- Di, S. K. K. (2015). STABILITY SIMULATION OF CONSOLIDATED-DAM AT LEMURUNG SYPHON KONTOR DOWNSTREAM RIVER.
- Elisabet, Y. A., E-commerce, K., Produk, P., & Cristie, A. (2014). Pengaruh Proses Konsolidasi Terhadap Deformasi Dan Faktor Keamanan Lereng Embankment (Studi Kasus Bendungan Kosinggolan), 2(September), 1-3.
- Gardjito, E., Candra, A. I., & Cahyo, Y. (2018). Pengaruh Penambahan Batu Karang Sebagai Substitusi Agregat Halus Dalam pembuatan Paving Block. *UKaRsT*, 2(1), 36. <https://doi.org/10.30737/ukarst.v2i1.374>
- Gunarto, A., & Candra, A. I. (2019). Menggunakan Filler Bunga Pinus, 3(1),

- 45–53.
- Harsoyo, B. (2010). Review Modeling Hidrologi Das Di Indonesia. *Jurnal Sains & Teknologi Modifikasi Cuaca*, 11(1), 41.
<https://doi.org/10.29122/jstmc.v11i1.2179>
- Moe, I. R., Kure, S., Januriyadi, N. F., Farid, M., Udo, K., Kazama, S., & Koshimura, S. (2017). Future projection of flood inundation considering land-use changes and land subsidence in Jakarta, Indonesia. *Hydrological Research Letters*, 11(2), 99–105.
<https://doi.org/10.3178/hrl.11.99>
- Mubarok, Z., Murti Laksono, K., & Wahjunie, E. D. (2015). Response of Landuse Change on Hydrological Characteristics of Way Betung Watershed - Lampung. *Jurnal Penelitian Kehutanan Wallacea*, 4(1), 1.
<https://doi.org/10.18330/jwallacea.2015.vol4iss1pp1-10>
- Nugroho, A. C., Mudhofar, H., Sangkawati, S., Kurniani, D., Sipil, J. T., Teknik, F., ... Galeh, S. (2015). Perencanaan Check Dam Galeh, 4, 13–20.
- Raya, U. A., Hendrawan, A. P., & Suprijanro, H. (2017). Studi Karakteristik Fisik dan Mineralogi Batu Apung dan Scoria dari Gunung Kelud Blitar untuk Mengevaluasi sebagai Potensinya Material Geoteknik.
- Romadhon, R. (2019). Perencanaan Sistem Drainase Dan Trotoar (Study Kasus : Lingkungan Kelurahan Banjaran Kota Kediri). *UKaRsT*, 3(1), 74.
<https://doi.org/10.30737/ukarst.v3i1.363>
- Syiko, R. (2014). Analisis Resiko Bencana Sebelum dan Setelah Letusan Gunung Kelud Tahun 2014 (Studi kasus di Kecamatan Ngantang , Malang) Disaster Risk Assessment of Kelud Vulcano , Before and After Eruption in 2014 (Study case of Ngantang Subdistrict , Malang , Indone. *J-Pal*, 5(2), 22–29.
- Wahyu, M., Indra, N., Bemby, S., & Nasional, I. T. (2016). Pemodelan Vertical Drain Dengan Menggunakan Model Elemen Hingga Pada Analisis Konsolidasi Di Bendungan Marangkayu Kalimantan Timur, 2(3), 1–16.

Halaman ini sengaja dikosongkan