

DESAIN SABO DAM DI PA-C4 KALI PABELAN MERAPI

Naskah Publikasi

untuk memenuhi sebagian persyaratan
mencapai derajat Sarjana-1 Teknik Sipil



diajukan oleh :

ENGGAR DYAH ANDHARINI

NIM : D100 090 035

NIRM : 09.6.106.03010.50035

Kepada :

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SURAKARTA**

Maret, 201

LEMBAR PENGESAHAN

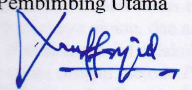
DESAIN SABO DAM DI PA-C4 KALI PABELAN MERAPI

Naskah Publikasi

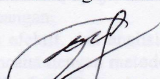
diajukan oleh :
ENGGAH DYAH ANDHARINI
N.I.M : D 100 090 035
NIRM : 09.6.106.03010.50035

Susunan Dewan Penguji :

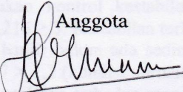
Pembimbing Utama


Jaji Abdurrosyid, ST. MT.
NIK : 691

Pembimbing Pendamping


Gurawan Jati Wibowo, ST., M.Eng
NIK : 782

Anggota


Ir. Hermono S.B., M.Eng.
NIP : 110.032.522

Tugas Akhir ini diterima sebagai salah satu persyaratan

Untuk mencapai derajat Sarjana-1 Teknik Sipil

Surakarta, 24 Maret 2015

Dekan Fakultas Teknik


Ir. H. Sri Sunarjono, M.T., Ph.D
NIK : 682

Ketua Program Studi Teknik Sipil


Mochamad Solikin, S.T., M.T., Ph.D
NIK : 792

DESAIN SABO DAM DI PA-C4 KALI PABELAN MERAPI

Jaji Abdurrosyid¹⁾, Gurawan Djati Wibowo²⁾ dan Enggar Dyah Andharini³⁾

^{1),2)} Staf pengajar Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Surakarta, Jl. A. Yani Tromol Pos 1, Pabelan Surakarta 57102. Email jarrosyid@yahoo.com jatiwibowolimo@yahoo.co.id

³⁾ Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Surakarta, Jl. A. Yani Tromol Pos 1, Pabelan Surakarta 57102. Email eng.gar91@yahoo.com

ABSTRAKSI

Sabo dam di PA-C4 Kali Pabelan Merapi terletak di Desa Gondosuli, Kecamatan Muntilan, Kabupaten Magelang. Sabo dam berfungsi untuk mengendalikan aliran sedimen lahar dingin dan menahan sedimen dalam jumlah besar, serta melokalisasi endapan sedimen agar tidak merusak daerah sekitarnya.

Tujuan dari penelitian ini adalah merencanakan sabo dam yang mampu mengalirkan Q_{50} serta aman terhadap beban gempa, beban gaya hidrostatik, *uplift*, aman terhadap bahaya piping, dan aman terhadap daya dukung tanah di lapangan.

Perencanaan ini dilakukan dengan analisis data hujan, hujan efektif, dan analisis hujan rerata dengan metode *Poligon Thiesen* serta analisis banjir rencana dengan metode *HSS Nakayasu*. Analisa tersebut menghasilkan debit banjir rencana 50 tahun (Q_{50}) sebesar $148,516 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Analisis sabo dam dilakukan kontrol kestabilan terhadap rembesan (piping) sehingga didapatkan hasil $CL = 5,216 \geq 3$. Kestabilan terhadap momen guling didapatkan hasil $SF = 5,519 > 1,2$ (kondisi banjir belum ada sedimen), $SF = 4,159 > 1,2$ (kondisi banjir penuh sedimen), $SF = 7,147 > 1,2$ (kondisi normal), dan $SF = 5,001 > 1,2$ (kondisi gempa saat muka air normal). Kestabilan terhadap momen geser didapatkan hasil $SF = 1,632 > 1,2$ (kondisi banjir belum ada sedimen), $SF = 1,297 > 1,2$ (kondisi banjir penuh sedimen), $SF = 2,408 > 1,2$ (kondisi normal), $SF = 2,000 > 1,2$ (kondisi gempa saat muka air normal). Kestabilan terhadap daya dukung tanah pondasi didapatkan hasil $\sigma_{\max} = 4,160 < 53,300 \text{ ton/m}^2$ (kondisi banjir belum ada sedimen), $\sigma_{\max} = 1,579 < 53,300 \text{ ton/m}^2$ (kondisi banjir penuh sedimen), $\sigma_{\max} = 2,761 < 53,300 \text{ ton/m}^2$ (kondisi normal), $\sigma_{\max} = 1,568 < 53,300 \text{ ton/m}^2$ (kondisi gempa saat muka air normal). Analisis sabo dam di PA-C4 Kali Pabelan Merapi aman terhadap beban gempa, beban gaya hidrostatik, beban *uplift*, aman terhadap bahaya piping, dan aman terhadap daya dukung tanah di lapangan.

Kata kunci : Sabo Dam (di PA-C4 Kali Pabelan Merapi), Kestabilan sabo dam

PENDAHULUAN

Indonesia secara alami terletak di daerah resiko tinggi dari tipe bencana, antara lain gempa, longsor dan banjir. Indonesia mempunyai 129 gunung aktif, dan bila terjadi erupsi gunung api, bahan vulkanik yang dikeluarkan dari yang berdiameter kasar seperti bom vulkanik dan berdiameter kacil yang berupa abu vulkanik. Bahan vulkanik ini menyebar mulai dari puncak lereng hingga kaki gunung. Salah satunya sabo dam PA-C4 di Kali Pabelan Merapi yang terletak di Desa Gondosuli, Kecamatan Muntlan, Kabupaten Magelang.

Pada musim hujan, endapan bahan vulkanik bercampur dengan air hujan menjadi lumpur dan mengalir ke palung sungai, bahkan dapat terjadi banjir alias debris. Salah satu bangunan untuk mengendalikan dasar sungai maupun aliran sedimen adalah bangunan sabo dam. Sabo dam merupakan salah satu bangunan yang diharapkan mampu secara langsung menahan sedimen dalam jumlah besar, melokalisir endapan sedimen agar tidak merusak daerah di sekitarnya.

Penelitian ini bertujuan untuk merencanakan sabo dam yang mampu mengalirkan Q_{50} tahun dan yang aman terhadap beban gempa, beban gaya hidrostatik, uplift, aman terhadap bahaya piping, dan aman terhadap daya dukung tanah di lapangan.

TINJAUAN PUSTAKA

Ada beberapa penelitian atau perencanaan terdahulu yang serupa antara lain :

PT. Satyakarsa Mudatama (2012) dalam paket pekerjaanya yang berjudul “Detail Desain Bangunan Sabo Dam”. Perencanaan ini menghitung debit banjir rencana dengan kala ulang 200 tahun dan pada rencana pembebanan memperhitungkan stabilitas terhadap gaya penggulingan, geser, dan daya dukung tanah saat kondisi aliran debris dan banjir, sedangkan saat kondisi normal dianggap aman.

Yudistiro Pambudi (2012) dalam tugas akhirnya yang berjudul “ Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Pada Sungai Sampean”. Sedimen adalah material atau pecahan dari batuan, mineral dan material organik yang hanyut dan bergerak mengikuti arah aliran air sungai. Sedimentasi pada DAM Sampean Baru yang terjadi sebesar 184,812 m³/tahun mengakibatkan pendangkalan sehingga mengurangi kapasitas tampungan air pada DAM Sampean Baru. Pembangunan Sabo Dam merupakan salah satu

solusi yang dapat dilakukan guna mengendalikan sedimentasi pada sungai.

Joko Cahyono dalam catatannya dengan judul “Perhitungan Desain Sabo Dam”. Hasil yang didapatkan adalah pada angka keamanan stabilitas terhadap geser dan daya dukung tanah sebesar 4 karena tinggi *main dam* (H) > 15m. Perhitungan debit rencana direncanakan mampu mengalirkan debit dengan kala ulang 50 tahun.

Heri Efendi (2007) dalam tugas akhirnya dengan judul “Perencanaan Sabo Dam dan Bendung di Kali Putih Kabupaten Magelang Propinsi Jawa Tengah”. Pada perencanaan ini data hujan yang dipakai menggunakan metode rata-rata aljabar. Perhitungan debit banjir rencananya mengambil periode dengan kala ulang 50 tahun dan pada rencana pembebanan memperhitungkan stabilitas sabo dam yang aman terhadap gaya penggulingan, geser, dan penurunan (*settlement*) saat kondisi banjir, normal dan akibat gempa.

Widiyanto (2010) dalam tugas akhirnya dengan judul “Perencanaan Sabo Dam di Kali Cepe Kabupaten Bangka- Bangka Belitung”. Perencanaan peluap Sabo Dam di desain untuk mampu melewati debit banjir rancangan (Q_{rencana}). Dari data hujan yang diperoleh kemudian dianalisis dengan menggunakan metode analisis frekuensi sehingga di peroleh curah hujan dengan periode ulang 2,5,10,25,50 dan 100 tahun. Desain debit banjir rancangan dihitung dengan menggunakan 3 metode yaitu Metode HSS Gama I, Metode HSS Nakayasu dan Metode Rasional. Perhitungan perencanaan *main dam*, sub dam, apron, fondasi dan dinding tepi di hitung berdasarkan manual perencanaan Sabo dan mengacu pada SNI 1991 tentang bendung penahan sedimen.

Nanda Anjaribowo dalam tugas akhirnya dengan judul “Perencanaan Sabo Dam Kali Putih (KM 16,7) Kabupaten Magelang Jawa Tengah. Debit yang digunakan sebagai dasar pendesainan *Sabo Dam* adalah debit dengan periode ulang 20 tahun. Dari hasil perhitungan debit banjir terbesar didapat dari hasil perhitungan dengan metode *Weduwen* yaitu sebesar 35,06 m³/det. Hasil yang didapatkan berupa tinggi total *main dam* sebesar 8,55 meter, tinggi total sub dam sebesar 2,79 meter, panjang apron sebesar 6,1 m dan volume tampungan sebesar 8.100 m³, dengan total biaya sebesar Rp.1.470.615.000,00 (termasuk PPN) dan masa konstruksi selama 14 minggu.

Edy Harseno (2008) dalam tugas akhirnya dengan judul “Analisis Stabilitas Sabo Dam dan

Gerusan Lokal Kali Woro Gunung Merapi Kabupaten Klaten. Untuk menganalisis stabilitas Sabo Dam sesuai dengan Standarisasi dan kriteria Perencanaan Gugus kerja bidang Sabo pada Sub-Panitia Teknik Bidang Sumber Daya Air, dan untuk rencana desain bangunan gerusan lokal sesuai dengan standar Departemen Kimpraswil, Puslitbang SDA – Balai Sabo Yogyakarta. Analisis stabilitas Sabo Dam menggunakan data Flood Time dengan Beban Mati dan Gaya Hidrostatik Vertikal = 385,98 tm, Total Momen = 3,633.50 tm, Faktor Keamanan Geser $1,42 > 1,2$ sf. Stabilitas dari pondasi didapat eksentrisitas = 2,21 m, Tegangan Maximum pada pondasi Sabo Dam = $49,41 \text{ t/m}^2 < 60 \text{ t/m}^2$ lebih kecil dari daya dukung tanah. Untuk Tinggi Gerusan Lokal $D_{\max} = 4,43 \text{ m}$. Dengan menggunakan konstruksi pelindung dasar sungai Beehive $W = 1$ ton dan jumlah blok beton yang digunakan 24×83 bh untuk bagian hilir Sabo Dam.

LANDASAN TEORI

A. Analisis Data Hujan

a) Pengisian Data Hujan yang hilang

Data curah hujan kurang lengkap atau hilang dapat disebabkan oleh stasiun hujan yang tidak dapat bekerja dengan baik. Data hujan yang hilang dapat dilakukan dengan salah satu metode berikut :

Metode Reciprocal Method

$$P_x = \frac{\frac{P_A}{A_i^2} + \frac{P_B}{B_i^2} + \frac{P_C}{C_i^2} + \dots + \frac{P_n}{n_i^2}}{\frac{1}{A_i^2} + \frac{1}{B_i^2} + \frac{1}{C_i^2} + \dots + \frac{1}{n_i^2}}$$

Dimana :

P_x = hujan di stasiun x yang diperkirakan

P_A = hujan di stasiun A yang diketahui

A_i, B_i, C_i = jarak antara stasiun x dan stasiun acuan A

b) Analisis Konsistensi Data Hujan

Uji konsistensi untuk mengecek apakah data hujan yang didapat konsisten terhadap data hujan dari catatan terdahulu. Uji konsistensi juga dapat di cek dengan data hujan di stasiun sekitarnya. Pengujian ini dilakukan untuk meminimalisir penyimpangan data hujan yang ada. Pengujian ini dilakukan dengan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*). Langkah yang harus dilakukan adalah sebagai berikut :

1) Menghitung Rerata data hujan tiap tahun.

2) Menghitung Rerata hujan tahunan

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$$

Dimana :

$\sum X_i$ = rerata hujan tahunan

n = jumlah tahun

3) Menghitung $Sk^* =$ komulatif $(X_i - \bar{X})$

4) Menghitung $Sk^{**} = Sk^* / Stdev$

$$Stdev = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{x})^2}{n}}$$

5) Menghitung $Q_{\max}$ dan $R_{\max}$

$Q = \max (Sk^{**})$

$R = \max Sk^{**} - \min Sk^{**}$

6) Menganalisis menggunakan Tabel nilai kritik dari Q dan R dengan syarat ($Q_{\max} < Q_{\text{tabel}}$) dan ($R_{\max} < R_{\text{tabel}}$).

Tabel 1. Tabel nilai kritik dari Q dan R

n	Q/ $\sqrt{n}$			R/ $\sqrt{n}$		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,10	1,22	1,42	1,34	1,43	1,60
30	1,12	1,24	1,46	1,40	1,50	1,70
40	1,13	1,26	1,50	1,42	1,53	1,74
50	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,50	1,62	1,86

B. Hujan Rata-rata Pada Suatu Daerah

Cara perhitungan curah hujan daerah dan pengaruh curah hujan di beberapa titik dapat dihitung dengan beberapa cara, salah satunya adalah metode *Poligon Thiesen*. Perhitungan hujan rata-rata metode *Thiesen* sebagai berikut.

$$R = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A}$$

dimana :

R = rata-rata curah hujan (mm).

$R_1, R_2, \dots, R_n$ = curah hujan di masing-masing stasiun dan n adalah jumlah stasiun hujan.

$A = A_1 + A_2 + \dots + A_n$ (km^2)

$A_1, A_2, \dots, A_n$ = luas sub area yang mewakili masing-masing stasiun hujan (km^2)

C. Analisis Frekuensi

Analisis frekuensi harus dilakukan secara bertahap dan sesuai dengan urutan kerja yang telah ada karena hasil dari masing-masing perhitungan sebelumnya. Berikut adalah penerapan dari langkah-langkah analisis frekuensi setelah persiapan data dilakukan.

a) Standar Deviasi (S) :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

dengan :

S = standar deviasi.

X = curah hujan rancangan pada periode tertentu.

$\bar{X}$ = curah hujan harian maksimum rata-rata.

n = jumlah data.

b) Koefisien variasi (Cv)

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}}$$

c) **Koefisien Asimetri / Skewness (Cs) :**

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \cdot \sum (X - \bar{X})^3$$

d) **Koefisien Kurtosis (Ck) :**

$$Ck = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{S^4}$$

Perhitungan hujan rancangan dapat dikerjakan dengan berbagai metode distribusi, yaitu metode normal, log normal, Gumbel, maupun Log *Pearson Type III*. Hal ini tergantung dari hasil perhitungan analisa frekuensi.

Tabel 2. Pemilihan jenis distribusi menurut kriteria *Sri Harto (1981)* :

Distribusi	Syarat
Normal	Cs = 0,00 Ck = 3,00
Log Normal	Cs/Cv = 3,00
Gumbel	Cs = 1,1396 Ck = 5,4002
Log Pearson	Cs ≠ 0

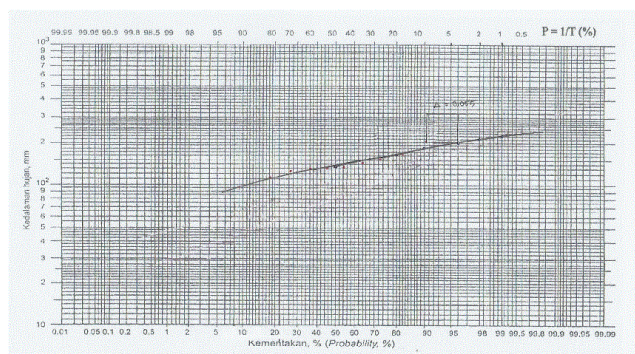
D. Penggambaran Kurva

Dari berbagai jenis sebaran, yang seluruhnya apabila digambarkan pada kertas skala normal, memberikan garis lengkung, sangat sulit digunakan untuk extrapolasi. Oleh sebab itu dibuat kertas skala kemungkinan (*probability*) dengan skala yang dibuat sedemikian hingga untuk suatu sebaran tertentu, penggambarannya akan berupa garis lurus. Ada berbagai macam cara yang digunakan, seperti cara *California*, cara *Hazen*, cara *Benard dan Bos – Levenbach*, dll. Tetapi satu cara yang paling banyak digunakan hampir pada setiap analisa frekuensi adalah cara yang dikembangkan oleh *Weibull & Gumbel* yang menghasilkan persamaan : $P(X_i \geq X) = \frac{m}{n+1}$

E. Pengujian Kecocokan

Untuk dapat mengetahui, apakah data tersebut benar sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang

Gambar 1. Plotting Distribusi Log Pearson Type II



(Sumber : <http://dc300.4shared.com/doc/cSNRRNKs/preview.html>)

dipilih, maka setelah penggambarannya pada kertas probabilitas, masih perlu lagi dilakukan pengujian kecocokan (*testing of goodness of fit*). Pengujian kecocokan dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu :

1) Chi-kuadrat (*Chi-square*).

Uji Chi-kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan jenis sebaran yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

$$\chi^2 = \sum \frac{(Ef - Of)^2}{Ef}$$

dengan :

χ^2 = Harga Chi-kuadrat

Ef = frekuensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai dengan pembagian kelasnya.

Of = frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama.

Uji Chi-kuadrat lolos jika $\chi^2 \leq \chi^2_{cr}$ (Chi-kuadrat – kritik) yang didapat dari tabel distribusi χ^2 pada lampiran 82. Untuk derajat nyata tertentu (α) yang sering diambil sebesar 5%. Derajat kebebasan secara umum dapat dihitung dengan

$$DK = K - (P + 1)$$

dengan :

DK = derajat kebebasan

K = banyaknya kelas (grup)

P = banyaknya keterikatan atau sama dengan banyaknya parameter (untuk chi-kuadrat = 2).

2) Smirnov-Kolmogorov.

Uji Smirnov-Kolmogorov dimaksudkan untuk membandingkan kemungkinan (*probability*) untuk tiap variat, dari distribusi empiris dan teoritisnya, akan terdapat perbedaan tertentu. Uji smirnov-Kolmogorov lolos jika $\Delta_{max}^{data} < \Delta_{max}^{smirnov-kolmogorov}$. Contoh hasil *plotting* data hujan maksimum di kertas probabilitas adalah sebagai berikut :

F. Hujan Rancangan Efektif

Analisis hujan efektif dapat dilakukan dengan cara mengamati hujan yang terjadi dan debit hidrograf banjir yang terjadi di lapangan, atau dengan memprediksikan hujan efektif (hujan yang melimpas) dari tata guna lahan efektif.

Besaran C (Koefisien Limpasan) = Hujan yang melimpas / Hujan total.

G. Banjir Rancangan

Untuk memperoleh angka-angka kemungkinan besar debit banjir pada banjir yang diakibatkan oleh luapan sungai, analisis dilakukan dengan menggunakan data banjir terbesar tahunan atau curah hujan terbesar tahunan yang sudah terjadi. Perhitungan debit banjir menggunakan Metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu. Rumus Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu adalah sebagai berikut :

$$Qp = \frac{ARo}{3,6 (0,3 Tp + T 0,3)}$$

dengan :

Qp = Debit puncak banjir (m³/dt)

Ro = Hujan satuan (mm)

A = Luas daerah pengaliran sungai (km²)

Tp = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak

T_{0,3} = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit sampai menjadi 30% dari puncak (jam)

H. Desain Kriteria Sabo Dam

1. Perencanaan debit banjir bangunan sabo dam

- Debit banjir rencana dengan kala ulang 50 tahunan
Debit banjir rencana diketahui berdasarkan analisis debit Q₅₀ dengan metode HSS Nakayasu.

- Debit banjir rencana bersedimen (Qd)

$$Qd = Q_{50} \cdot (1 + \alpha)$$

dimana :

α = Rasio konsentrasi sedimen, dengan syarat :

sedimen biasa, $\alpha = 10 \%$

aliran debris, $\alpha = 50 \%$

2. Desain Pelimpah/ Peluap

- Kedalaman aliran di pelimpah (hw)
Kedalaman pelimpah pada kondisi debit banjir rencana dihitung dengan cara *trial error* berdasarkan rumus berikut :

$$Qd = (1,77 \cdot B_1 + 1,42 \cdot h_w) \cdot h_w^{2/3}$$

Dimana :

B₁ = Lebar dasar pelimpah (m)

hw = Kedalaman aliran di pelimpah (m)

- Tinggi jagaan (hf)

Tinggi jagaan diperhitungkan berdasarkan debit banjir rencana. Tinggi jagaan diperhitungkan untuk menghindari meluapnya aliran air ke samping.

- Kemiringan dinding pelimpah (m) = 1: m

- Lebar dasar pelimpah (B₁)

$$B_1 = a \cdot \sqrt{Qd}$$

Dimana : a = koefisien limpasan

- Lebar permukaan aliran (B₂)

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot m \cdot h_w$$

dimana :

m = kemiringan dinding pelimpah (0,5)

- Tinggi total pelimpah (Hc)

$$Hc = h_w + h_f$$

3. Desain Main Dam

- Bentuk permukaan mercu main dam menggunakan tipe trapesium yang sudah standart.

- Lebar mercu main dam

Lebar mercu peluap ditetapkan dengan melihat kondisi material dasar sungai, kondisi aliran sedimen dan debit desain..

- Tinggi efektif main dam (hm)

Tinggi efektif main dam (hm) ≤ tinggi tebing sungai

- Kedalaman pondasi main dam (hp)

$$hp = (1/3 \text{ s/d } 1/4) \cdot (h_w + h_m)$$

- Kemiringan tubuh main dam

Kemiringan tubuh main dam terdiri dari kemiringan pada hulu dan hilir, dimana kemiringan pada hilir lebih kecil daripada kemiringan pada hulu, hal ini berfungsi untuk menghindari benturan akibat batu-batuan yang melimpas dari peluap main dam yang dapat menyebabkan abrasi pada bagian hilir main dam. Selain itu, kemiringan hilir sangat mempengaruhi kestabilan dari main dam.

4. Desain Sub Dam

- Lebar peluap sub dam

Lebar peluap sub dam direncanakan sesuai dengan perhitungan lebar peluap main dam.

- Tebal peluap sub dam

Tebal peluap sub dam direncanakan sesuai dengan perhitungan tebal peluap main dam.

- Tinggi Sub dam

Tinggi sub dam direncanakan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$H_2 = (1/3 \text{ s/d } 1/4) \cdot (h_m + h_p)$$

- Pondasi Sabo Dam

Pondasi sabo dam, sebaiknya diletakkan pada kedalaman lebih dari 3 m, untuk menghindari *scouring* yang sering terjadi.

- Kemiringan tubuh sub dam

Penentuan kemiringan tubuh sub dam sama dengan kemiringan tubuh pada main dam.

- f. Konstruksi sayap sub dam
Kedalaman pondasi sayap sub dam diperhitungkan sama dengan kedalaman pondasi sub dam, hal ini berfungsi untuk menghindari scouring.

5. APRON (LANTAI TERJUN)

- a. Tebal lantai terjun
Tebal minimum apron untuk dasar pasir dan kerikil adalah 1 m.
- b. Panjang Lantai terjun
Untuk sabo dam dengan tinggi main dam < 15 m, maka digunakan rumus sebagai berikut :
 $he = H1 - ta$
 $L = 2 \cdot (he + hw) - n \cdot he$
 dimana :
 he = beda tinggi antara mercu main dam sampai permukaan apron (m)
 n = kemiringan hilir

6. Dinding Tepi

Dinding tepi merupakan bangunan pelengkap untuk menahan erosi dan longsoran antara main dam dan sub dam yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati mercu main dam.

7. Kedalaman Gerusan Lokal (D_{max})

Bila nilai ($H+hw$) kurang dari 5 m, maka harga D_{max} diambil yang paling kecil dari tabel kedalaman maksimum gerusan lokal

I. Analisis Stabilitas

- a. Stabilitas terhadap erosi bawah tanah (*piping*).

$$C_L = \frac{\sum L_V + \frac{1}{3} \sum L_H}{H}$$

dengan :

C_L = Angka rembesan Lane

$\sum L_V$ = Jumlah panjang vertikal (m)

$\sum L_H$ = Jumlah panjang horisontal (m)

H = Beda tinggi muka air (m)

- b. Kontrol terhadap penggulingan.

$$FS = \frac{\sum MV}{\sum MH} \geq 1,2$$

Dimana :

FS = Angka keamanan terhadap penggulingan

$\sum MV$ = Momen vertikal total terhadap titik momen pusat

$\sum MH$ = Momen horizontal terhadap titik momen pusat

- c. Kontrol terhadap gaya geser.

$$SF = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H}$$

Dimana :

SF = Angka keamanan terhadap gaya geser

$\sum V$ = Gaya vertikal total

$\sum H$ = gaya horizontal total

f = Koefisien geser terhadap pondasi

- d. Stabilitas daya dukung tanah.

Daya dukung tanah dengan teori Terzaghi dengan persamaan sebagai berikut (*Hardiyatmo. HC; 1992*) :

Keruntuhan geser umum :

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma_s \cdot hp \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot b_2 \cdot N_\gamma$$

$$\sigma = q_{ult} / SF$$

Keruntuhan geser lokal :

$$q_{ult}' = c' \cdot N_c' + \gamma_s \cdot hp \cdot N_q' + \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot b_2 \cdot N_\gamma'$$

$$\sigma' = q_{ult}' / SF$$

Nilai eksentrisitas :

$$e = \left(\frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} \right) - \left(\frac{b_2}{2} \right) \leq (b_2/6)$$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_{max} = (\sum V/b_2) \cdot (1 + (6e/b_2)) \leq \sigma \text{ dan } \sigma'$$

$$\sigma_{min} = (\sum V/b_2) \cdot (1 - (6e/b_2)) \geq 0$$

Dimana :

q_{ult} = Daya dukung ultimit keruntuhan geser umum (ton/m²)

q_{ult}' = Daya dukung ultimit keruntuhan geser lokal (ton/m²)

c = Kohesi tanah (ton/m²)

γ_s = Berat jenis sedimen (ton/m³)

hp = Kedalaman pondasi (m)

b_2 = Lebar pondasi main dam (m)

N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung

σ = Daya dukung ijin tanah keruntuhan geser umum

σ' = Daya dukung ijin tanah keruntuhan geser lokal

e = Nilai eksentrisitas

$\sum MV$ = Momen vertikal total terhadap titik momen pusat (t.m)

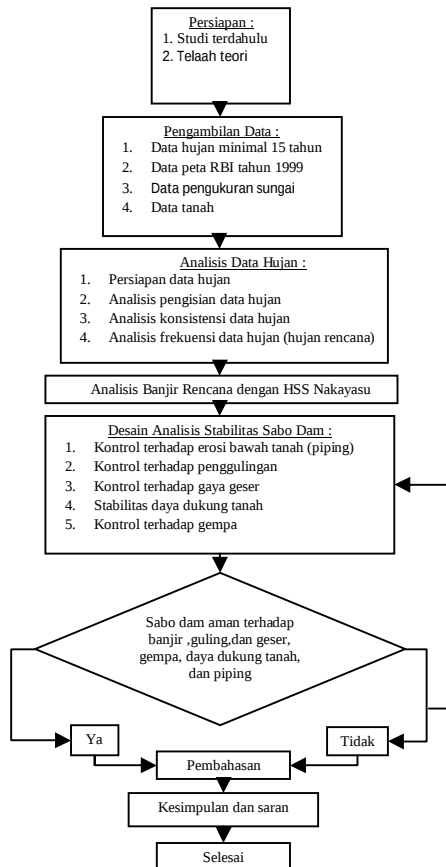
$\sum MH$ = Momen horizontal terhadap titik momen pusat (t.m)

$\sum V$ = Gaya horizontal terhadap titik momen pusat (ton)

SF = Angka keamanan terhadap gaya dukung tanah

METODOLOGI PENELITIAN

Tahapan pelaksanaan Tugas Akhir “Desain Sabo Dam di PA-C4 Kali Pabelan-Merapi” dapat dilihat pada Gambar 5.



Gambar 2. Bagan alir penelitian.

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

A. Analisis Debit Masukan (Inflow)

1) Curah Hujan Daerah (Wilayah)

Metode hitungan ini merupakan perataan hujan daerah menggunakan metode *Poligon Thiessen*, dengan faktor pembobot untuk setiap stasiun data luas Daerah Pengaruh Sungai (DPS) untuk masing-masing stasiun adalah :

$$\begin{aligned} \text{Luas DPS Stasiun Babadan} &= 36,129 \text{ km}^2 \\ \text{Luas DPS Stasiun Banggalan} &= 6,525 \text{ km}^2 \\ \text{Luas DPS Stasiun Krogowan} &= 2,585 \text{ km}^2 \\ \text{Luas DPS Stasiun Pagersari} &= \frac{0,993 \text{ km}^2}{46,231 \text{ km}^2} + \end{aligned}$$

Maka faktor pembobot *Thiessen* untuk masing-masing sebagai berikut :

$$\text{Stasiun Babadan: } W = \frac{36,129}{46,231} = 0,781$$

$$\text{Stasiun Banggalan : } W = \frac{6,525}{46,231} = 0,141$$

$$\text{Stasiun Krogowan : } W = \frac{2,585}{46,231} = 0,056$$

$$\text{Stasiun Pagersari : } W = \frac{0,993}{46,231} = 0,056$$

Dalam perhitungan ini digunakan data hujan harian di setiap pos. Dari data hujan masing-masing pos, dilakukan analisis pengisian data hujan dan konsistensi.

Tabel 3. Konsistensi Stasiun Babadan

No.	Tahun	(Xi) Hujan setahun	(Sk*) Kom (Xi- Xrata)	Sk** (Sk*/Stdev)
1	2000	2073	-622,542	-1,489
2	2001	3030	-288,083	-0,689
3	2002	2038	-945,625	-2,262
4	2003	3048,5	-592,667	-1,418
5	2004	2270	-1018,208	-2,436
6	2005	2608	-1105,750	-2,645
7	2006	2826,5	-974,792	-2,332
8	2007	2706,5	-963,833	-2,306
9	2008	2737	-922,375	-2,206
10	2009	2529	-1088,917	-2,605
11	2010	3566	-218,458	-0,523
12	2011	2914	0,000	0,000
Xrata =		2695,542	Q max =	0,000
stdevp =		418,057	R max =	2,645

Cek :

Qmax tabel dengan interpolasi :

10	1,14
12	1,156
20	1,22

$$Q \text{ tabel} = Q/n^{0,5} = 1,156/12^{0,5} = 4,005$$

$$Q \text{ max} < Q \text{ tabel}$$

$$0,000 < 4,005 \quad (\text{Konsisten})$$

$$R \text{ max} < R \text{ tabel}$$

$$2,645 < 4,538 \quad (\text{Konsisten})$$

Penjelasan :

Xi = Jumlah hujan harian dalam 1 tahun dari data curah hujan harian

$$\begin{aligned} X_{rata} &= \text{Nilai rata-rata dari hujan setahun (Xi)} \\ &= \frac{\sum X_i}{n} = \frac{32346,5}{12} = 2695,542 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Stdevp &= \text{Nilai standar deviasi dari hujan setahun (Xi)} \\ &= \sqrt{\frac{\sum (X_i - X_{rata})^2}{n}} = 418,057 \end{aligned}$$

$$Sk^* = \text{Nilai komulatif dari (Xi-Xrata)}$$

$$\text{Kolom 4, No.1} = 2073-2695,542 = -622,542$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 4, No.2-12} &= (-622,542)+3030-2695,542 \\ &= -288,083 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Sk^{**} &= Sk^*/stdev = (-622,542)/418,057 \\ &= -1,489 \end{aligned}$$

$$Q_{max} = \text{Nilai konsisten maksimum dari } Sk^{**}$$

Rmax = Nilai konsistensi maksimum dari Sk**

Tabel 4. Konsistensi Stasiun Banggalan

No.	Tahun	(Xi)	(Sk*)	Sk** (Sk*/Stdev)
		Hujan setahun	Kom (Xi- Xrata)	
1	2000	2327	33,429	0,038
2	2001	2495	234,857	0,265
3	2002	0	-2058,714	-2,323
4	2003	1127	-3225,286	-3,640
5	2004	2727	-2791,857	-3,151
6	2005	3349	-1736,429	-1,960
7	2006	2303	-1727,000	-1,949
8	2007	2468	-1552,571	-1,752
9	2008	2428	-1418,143	-1,600
10	2009	1891	-1820,714	-2,055
11	2010	3646	-468,286	-0,528
12	2011	2439	-322,857	-0,364
13	2012	1779	-837,429	-0,945
14	2013	3131	0,000	0,000
		Xrata = 2293,571	Q max =	0,265
		stdevp = 886,074	R max=	3,905

Cek :

Qmax tabel dengan interpolasi :

10	1,14
14	1,172
20	1,22

$$Q \text{ tabel} = Q/n^{0,5} = 1,172/14^{0,5} = 4,385$$

$$Q \text{ max} < Q \text{ tabel}$$

$$0,265 < 4,385 \quad (\text{Konsisten})$$

Tabel 5. Konsistensi Stasiun Pagersari

No.	Tahun	(Xi)	(Sk*)	Sk** (Sk*/Stdev)
		Hujan setahun	Kom (Xi- Xrata)	
1	2000	3233	92,930	0,110
2	2001	2691	-356,139	-0,421
3	2002	1840,975	-1655,234	-1,958
4	2003	2675	-2120,304	-2,508
5	2004	1939	-3321,373	-3,929
6	2005	3870	-2591,443	-3,066
7	2006	4288	-1443,513	-1,708
8	2007	4502	-81,582	-0,097
9	2008	4327	1105,348	1,308
10	2009	2593	558,278	0,660
11	2010	3458	876,209	1,037
12	2011	3127	863,139	1,021
13	2012	2180	-96,930	-0,115
14	2013		0,000	0,000
		Xrata = 3140,070	Q max =	1,308
		stdevp = 845,267	R max=	5,237

Cek :

Qmax tabel dengan interpolasi :

10	1,14
14	1,172
20	1,22

$$Q \text{ tabel} = Q/n^{0,5} = 1,172/14^{0,5} = 4,385$$

$$Q \text{ max} < Q \text{ tabel}$$

$$1,308 < 4,385 \quad (\text{Konsisten})$$

Tabel 6. Konsistensi Stasiun Krogowanan

No.	Tahun	(Xi)	(Sk*)	Sk** (Sk*/Stdev)
		Hujan setahun	Kom (Xi- Xrata)	
1	2000	2358	-711,786	-1,262
2	2001	2454	-1327,571	-2,354
3	2002	2562	-1835,357	-3,254
4	2003	2830	-2075,143	-3,679
5	2004	2863	-2281,929	-4,045
6	2005	3826	-1525,714	-2,705
7	2006	2504	-2091,500	-3,708
8	2007	3530	-1631,286	-2,892
9	2008	3055	-1646,071	-2,918
10	2009	4275	-440,857	-0,782
11	2010	3680	169,357	0,300
12	2011	3288	387,571	0,687
13	2012	2594	-88,214	-0,156
14	2013	3158	0,000	0,000
		Xrata = 3069,786	Q max =	0,687
		stdevp = 564,079	R max =	4,732

Cek :

Qmax tabel dengan interpolasi :

10	1,14
14	1,172
20	1,22

$$Q \text{ tabel} = Q/n^{0,5} = 1,172/14^{0,5} = 4,385$$

$$Q \text{ max} < Q \text{ tabel}$$

$$0,687 < 4,385 \quad (\text{Konsisten})$$

Setelah dilakukan analisis pengisian data hujan dan konsistensi, didapatkan curah hujan maksimum hasil rata-rata metode *Poligon Thiesen*.

Tabel 7. Curah hujan maksimum hasil rata-rata *Thiesen*

No	X
1	116,81
2	110,32
3	104,273
4	102,034
5	95,378
6	94,734
7	88,253
8	87,913
9	87,591
10	86,786
11	86,118
12	84,039
13	83,862
14	82,441
15	81,623
16	79,553
17	76,306
18	75,403
19	74,111
20	73,438
21	73,165
22	73,079
23	72,928
24	72,633
25	71,681

Catatan : nilai diambil dari besar ke kecil

2) Hujan Rancangan

a) Analisa Frekuensi

Tabel 8. Analisis Frekuensi Hujan Daerah DPS

No	x	$\bar{x}$	X^2	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$	$(x - \bar{x})^4$
1	2	3	4	5	6	7
1	116,810	85,38	13644,576	987,915	31051,284	975976,649
2	110,320	85,38	12170,502	622,059	15514,860	386957,980
3	104,273	85,38	10872,859	356,988	6744,970	127440,268
4	102,034	85,38	10410,937	277,393	4620,014	76946,889
5	95,378	85,38	9096,963	99,982	999,736	9996,480
6	94,734	85,38	8974,531	87,518	818,744	7659,448
7	88,253	85,38	7788,592	8,261	23,742	68,237
8	87,913	85,38	7728,696	6,422	16,274	41,239
9	87,591	85,38	7672,183	4,893	10,825	23,946
10	86,786	85,38	7531,810	1,980	2,786	3,920
11	86,118	85,38	7416,310	0,546	0,404	0,298
12	84,039	85,38	7062,554	1,795	-2,405	3,223
13	83,862	85,38	7032,835	2,301	-3,490	5,294
14	82,441	85,38	6796,518	8,631	-25,357	74,497
15	81,623	85,38	6662,314	14,107	-52,983	198,997
16	79,553	85,38	6328,680	33,941	-197,735	1151,983
17	76,306	85,38	5822,606	82,317	-746,854	6776,113
18	75,403	85,38	5685,612	99,518	-992,781	9903,869
19	74,111	85,38	5492,440	126,965	-1430,628	16120,142
20	73,438	85,38	5393,140	142,585	-1702,586	20330,372
21	73,165	85,38	5353,117	149,179	-1822,053	22254,334
22	73,079	85,38	5340,540	151,287	-1860,813	22887,771
23	72,928	85,38	5318,493	155,024	-1930,190	24032,569
24	72,633	85,38	5275,553	162,457	-2070,663	26392,425
25	71,681	85,38	5138,166	187,632	-2570,159	35205,736
Σ	2134,472		186010,527	3771,698	44394,940	1770452,680

Berikut adalah perhitungan nilai parameter-parameter statistik dalam penentuan distribusi frekuensi :

$$C_k = \frac{\frac{1}{25} \cdot 1770452,680}{12,536^4} = 2,867$$

a) Menghitung Standar Deviasi / Simpangan Baku (S) :

$$S = \sqrt{\frac{3771,698}{25-1}} = 12,536$$

b) Menghitung Koefisien variasi (Cv) :

$$C_v = \frac{12,536}{85,38} = 0,147$$

c) Menghitung Koefisien Asimetri / Skewness (Cs) :

$$C_s = \frac{25}{(25-1) \cdot (25-2) \cdot 12,536^3} \cdot 44394,940 = 1,021$$

d) Menghitung Koefisien Kurtosis (Ck) :

e) Menghitung Perbandingan Cs/Cv

$$C_s/C_v = 1,021 / 0,147 = 6,945$$

Hasil hitungan di atas tidak mendekati harga syarat, maka ketiga jenis distribusi di atas tidak dapat dipilih, untuk selanjutnya dipilih distribusi *Log Pearson Type III*.

b) Analisis Hujan Rancangan

Penelitian hujan rancangan menggunakan distribusi *Log Pearson Type III* sesuai dengan hasil analisis frekwensi diatas. Langkah perhitungan adalah sebagai berikut di bawah ini.

Tabel 9. Perhitungan Metode *Log Pearson Type III*

No	x	Log X	Log $\bar{x}$	(Log x) ²	(Log X-Log $\bar{x}$)	(Log X-Log $\bar{x}$) ²	(Log X-Log $\bar{x}$) ³
1	2	3	4	5	6	7	8
1	116,810	2,067	1,927	4,274	0,140	0,020	0,003
2	110,320	2,043	1,927	4,172	0,116	0,013	0,002
3	104,273	2,018	1,927	4,073	0,091	0,008	0,001
4	102,034	2,009	1,927	4,035	0,082	0,007	0,001
5	95,378	1,979	1,927	3,918	0,052	0,003	0,000
6	94,734	1,977	1,927	3,907	0,049	0,002	0,000
7	88,253	1,946	1,927	3,786	0,019	0,000	0,000
8	87,913	1,944	1,927	3,779	0,017	0,000	0,000
9	87,591	1,942	1,927	3,773	0,015	0,000	0,000
10	86,786	1,938	1,927	3,758	0,011	0,000	0,000
11	86,118	1,935	1,927	3,745	0,008	0,000	0,000
12	84,039	1,924	1,927	3,704	-0,003	0,000	0,000
13	83,862	1,924	1,927	3,700	-0,004	0,000	0,000
14	82,441	1,916	1,927	3,672	-0,011	0,000	0,000
15	81,623	1,912	1,927	3,655	-0,015	0,000	0,000
16	79,553	1,901	1,927	3,612	-0,026	0,001	0,000
17	76,306	1,883	1,927	3,544	-0,045	0,002	0,000
18	75,403	1,877	1,927	3,525	-0,050	0,002	0,000
19	74,111	1,870	1,927	3,496	-0,057	0,003	0,000
20	73,438	1,866	1,927	3,482	-0,061	0,004	0,000
21	73,165	1,864	1,927	3,476	-0,063	0,004	0,000
22	73,079	1,864	1,927	3,474	-0,063	0,004	0,000
23	72,928	1,863	1,927	3,470	-0,064	0,004	0,000
24	72,633	1,861	1,927	3,464	-0,066	0,004	0,000
25	71,681	1,855	1,927	3,443	-0,072	0,005	0,000
Σ	2134,47	48,17873		92,936	0,000	0,088	0,004

Penelitian hujan rancangan menggunakan distribusi *Log Pearson Type III* sesuai dengan hasil analisis frekwensi diatas.

Menghitung harga standart deviasi dengan rumus :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \overline{\log X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,088}{25-1}} = 0,061$$

Menghitung koefisien asimetri dengan rumus :

$$C_s = \frac{n \cdot \sum (\log X_i - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2) \cdot S^3} = \frac{25 \cdot (0,004)}{(25-1)(25-2) \cdot 0,061^3} = 0,771$$

Menghitung Hujan Rancangan ($R.T_{50}$)

$$\log R.T_i = \overline{\log X} + G.S$$

$$\log R.T_{50} = 1,93 + 2,440 \cdot 0,061 = 2,075$$

$$R.T_{50} = 10^{2,075} = 118,908$$

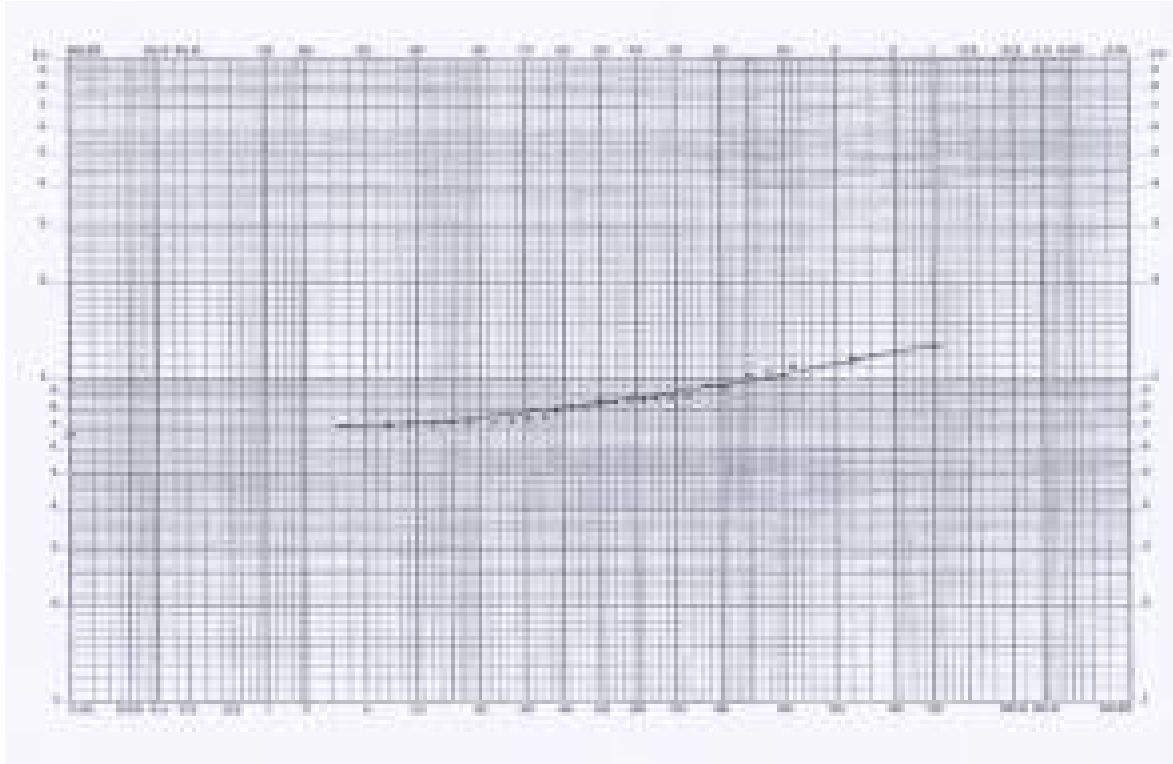
Dimana : $G = \text{Koefisien Pearson}$

Tabel 10. Harga –Harga G (*Koefisien Pearson*) untuk periode ulang tertentu

T	1.01	2	5	10	25	50	100	200
G	1.821	1.919	1.975	2.008	2.048	2.075	2.101	2.127

c) Penggambaran Kurva

Gambar 3. Grafik Plotting pada kertas probabilitas



d) Pengujian Kecocokan

1) Chi-kuadrat (*Chi-square*)

Tabel 11. Uji Chi-kuadrat

Kemungkinan	Ef	Of	Ef-Of	(Ef-Of) ² /Ef
P < 20	5	5	0	0
20 < P < 40	5	5	0	0
40 < P < 60	5	5	0	0
60 < P < 80	5	5	0	0
80 < P < 100	5	5	0	0
Σ	25	25		0

$$X^2 = \frac{0}{5} + \frac{0}{5} + \frac{0}{5} + \frac{0}{5} + \frac{0}{5} = 0$$

$$DK = \frac{K - (P + 1)}{5 - (2 + 1)} = 2$$

$$\alpha = 5\%$$

Keduanya memberikan hasil $X^2_{cr} = 5,991$ (Tabel distribusi)

$X^2 < X^2_{cr} \rightarrow$ Memenuhi syarat

2) *Smirnov-Kolmogorov*.

Hasil *plotting* data hujan maksimum di kertas probabilitas didapatkan hasil sebagai berikut :

$\Delta_{max} = 0,12$ (dari kurva probabilitas)

$\alpha = 5\%$

$n = 25$

$\Delta_{cr} = 0,27$ (dari Tabel titik Δ tes *smirnov-kolmogorov*)

$\Delta_{cr} > 0,12 \rightarrow$ Memenuhi syarat

e) Hujan Efektif

Analisis hujan efektif dapat dilakukan dengan cara mengamati hujan yang terjadi dan debit hidrograf banjir yang terjadi di lapangan, atau dengan memprediksikan hujan efektif (hujan yang melimpas) dari tata guna lahan efektif.

Tabel 12. Tabel Perhitungan intensitas hujan

Jam (t)	Rt	Rt.t	(It.t)t ² - (It.t)t ¹	ABM
1	8,133	8,133	8,133	17,688
2	12,911	25,821	17,688	31,224

3	16,918	50,753	24,932	36,931
4	20,494	81,978	31,224	24,932
5	23,782	118,908	36,931	8,133
		Jumlah	118,908	

Penjelasan perhitungan intensitas hujan untuk hujan efektif :

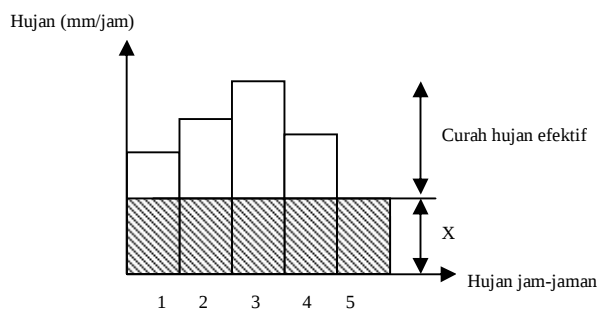
Kolom 1 = jam ke-1

$$\text{Kolom 2} = (R \cdot T_{50} / n) \cdot (t/n)^{2/3} \\ = (118,908/5) \cdot (1/5)^{2/3} = 8,133$$

$$\text{Kolom 3} = R_t \cdot t = 8,133 \cdot 1 = 8,133 \text{ mm}$$

$$\text{Kolom 4} = \text{Jam ke-1} = (R_t \cdot t) t_1 \\ = (R_t \cdot t) \text{ pada jam ke-1} = 8,133 \\ = \text{Jam ke-2} = (R_t \cdot t) t_2 - (R_t \cdot t) t_1 \\ = 25,821 - 8,133 \\ = 17,688 \text{ mm/jam}$$

Kolom 5 = Diurutkan nilai yang terbesar ditempatkan di tengah.



Gambar 4. Curah hujan jam-jaman

Dari gambar V.2 di atas, misalkan koefisien limpasan dari tata guna lahan $C = 0,46$ dan curah hujan total 118,908 mm/jam. Besaran hujan yang terserap dalam tanda X dan X kurang dari curah hujan terkecil (jam ke 4) maka yang meresap dalam tanah dirumuskan sebagai berikut :

$$(1-C) \cdot \text{Hujan total} = 4 \cdot X \\ X = \left[\frac{1-0,46}{4} \right] \cdot 118,908 \\ = 14,019$$

Tabel 13. Perhitungan hujan Efektif

Jam	Hujan efektif (mm)
1	3,669
2	17,205

3	22,911
4	10,913

Penjelasan perhitungan hujan efektif :

Kolom 1 : Jam-jaman

$$\text{Kolom 2 : Hujan efektif} = \text{Curah hujan di jam ke-1} - X = 17,688 - 14,019 = 3,669 \text{ mm}$$

f) Banjir Rancangan

Perhitungan debit banjir menggunakan Metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu sebagai berikut :

$$\text{Diketahui : Luas DAS (A)} = 46,231 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai (L)} = 21,474 \text{ km}$$

Menghitung konsentrasi (T_g) :

Untuk $L > 15 \text{ km}$

$$T_g = 0,4 + 0,058 \cdot L \\ = 0,4 + 0,058 \cdot 21,474 = 1,645 \text{ jam}$$

Menghitung waktu efektif (T_r) :

$$T_r = 0,75 \cdot T_g = 0,75 \cdot 1,645 = 1,234 \text{ jam}$$

Menghitung waktu awal hingga debit puncak (T_p) :

$$T_p = 0,8 \cdot T_r + T_g = 0,8 \cdot 1,234 + 1,645 \\ = 2,632 \text{ jam}$$

Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak :

$$\alpha = (0,47 \cdot (A \cdot L)^{0,25}) / T_g \\ = (0,47 \cdot (46,231 \cdot 21,474)^{0,25}) / 1,645 \\ = 1,603$$

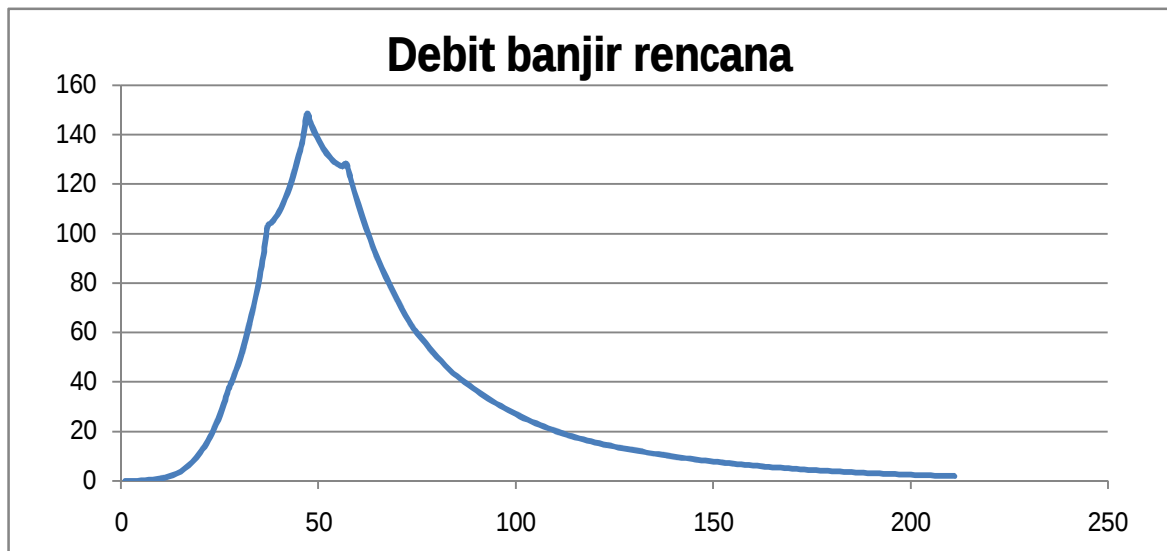
$$T_{0,3} = \alpha \cdot T_g = 1,603 \cdot 1,645 = 2,638$$

$$T_p + T_{0,3} = 2,632 + 2,638 \\ = 5,271 = 5,3 \text{ (dibulatkan)}$$

$$T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3} = 2,632 + 2,638 + 1,5 \cdot 2,638 = 9,228 = 9,2$$

Sesuai perhitungan dengan menggunakan Metode HSS Nakayasu, didapatkan bentuk kurva debit puncak Q_{50} seperti gambar sebagai berikut :

Gambar 5. Debit banjir rencana dari perhitungan metode HSS Nakayasu



B. Desain Sabo Dam

1) Perencanaan debit banjir

- Debit banjir rencana dengan kala ulang 50 tahunan
Debit banjir rencana diketahui berdasarkan analisis debit Q_{50} dengan metode HSS Nakayasu.
 $Q_{50} = 148,516 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Debit banjir rencana bersedimen (Q_d)
 $Q_d = Q_{50} \cdot (1 + \alpha) = 148,516 \cdot (1 + 0,5)$
 $= 222,774 \text{ m}^3/\text{dt}$

2) Desain Pelimpah/Peluap

- Kedalaman aliran di pelimpah (h_w)
 $Q_d = (1,77 \cdot B_1 + 1,42 \cdot h_w) \cdot h_w^{2/3}$
 $222,774 = (1,77 \cdot 74,6 + 1,42 \cdot h_w) \cdot h_w^{2/3}$

Tabel 14. Perhitungan kedalaman aliran

hw	b	Qd	Ket
1	74,628	132,802	mendekati (Q_d)
1.4	74,628	220,457	
1.5	74,628	244,624	
1.6	74,628	269,634	
1.7	74,628	295,460	

Berdasarkan perhitungan nilai kedalaman aliran (h_w) diambil 1,5 m

Dimana :

Q_d = Debit banjir rencana bersedimen (m^3/dt)

B_1 = Lebar dasar pelimpah (m)

h_w = Kedalaman aliran (m)

- Tinggi Jagaan (h_f) = 0,8 m
- Kemiringan dinding pelimpah (m) = 1: m = 1:0,5
- Lebar dasar pelimpah (B_1)
 $B_1 = a \cdot \sqrt{Q_d} = 5 \cdot \sqrt{222,774} = 74,6 \text{ m}$
Dimana :
 a = Koefisien limpasan

Q_d = Debit banjir rencana bersedimen (m^3/dt)

- Lebar permukaan aliran (B_2)
 $B_2 = B_1 + 2 \cdot m \cdot h_w = 74,6 + 2 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 75,2 \text{ m}$
dimana :
 B_1 = Lebar dasar pelimpah (m)
 m = kemiringan dinding pelimpah (0,5)
 h_w = kedalaman aliran di pelimpah (m)
- Tinggi total pelimpah (H_c)
 $H_c = h_w + h_f = 1,5 + 0,8 = 2,3 \text{ m}$
dimana :
 h_w = kedalaman aliran di pelimpah (m)
 h_f = tinggi jagaan (m)

3) Desain Main Dam

- Tinggi efektif main dam (hm)
Tinggi tebing sungai = $377,896 - 368,586 = 9,310 \text{ m}$
Tinggi efektif main dam (hm) direncanakan $1,7 \text{ m} \leq 9,310 \text{ m}$
- Kedalaman pondasi main dam (hp)
 $h_p = (1/3 \text{ s/d } 1/4) \cdot (h_w + h_m)$
 $= (1/3 \text{ s/d } 1/4) \cdot (1,5 + 1,7)$
 $= 1,07 \text{ s/d } 0,8$ diambil 3 m
- Kemiringan tubuh main dam
Kemiringan Hilir (n) = 1:n = 1:0,2
Kemiringan Hulu (m) = 1:m = 1:0,5

4) Desain Sub Dam

- Lebar peluap sub dam
Lebar peluap sub dam = 74,6 m
- Tebal peluap sub dam
Tebal peluap sub dam = 2,5 m
- Tinggi Sub dam
 $H_2 = (1/3 \text{ s/d } 1/4) \cdot (h_m + h_p)$
 $= (1/3 \text{ s/d } 1/4) \cdot (1,7 + 3)$
 $= (1,57 \text{ s/d } 1,18) = 3 \text{ m}$
- Pondasi sub dam direncanakan 3m

e) Kemiringan tubuh sub dam = kemiringan tubuh main dam.

f) Kedalaman pondasi sayap sub dam = 3m

5) Apron (lantai terjun)

a) Tebal lantai apron (t_a) direncanakan 1,5 m

b) Panjang apron (L)

$$h_e = h_d - t_a = 4,7 - 1,5 = 3,2 \text{ m}$$

$$L = 2 \cdot (h_e + h_w) - n \cdot h_e$$

$$= 2 \cdot (3,2 + 1,5) - 0,2 \cdot 3,2 = 8,76 \text{ m}$$

6) Dinding Tepi

Dinding tepi merupakan bangunan pelengkap untuk menahan erosi dan longsoran

antara main dam dan sub dam yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati mercu main dam. Maka direncanakan sebagai berikut :

- Tinggi dinding tepi (H) = 4 m
- Tebal dinding tepi (DC) = 0,5 m
- Kemiringan standar ($1:m$) = $1:0,5$
- Lebar dasar dinding tepi (DB) = 1,7 m

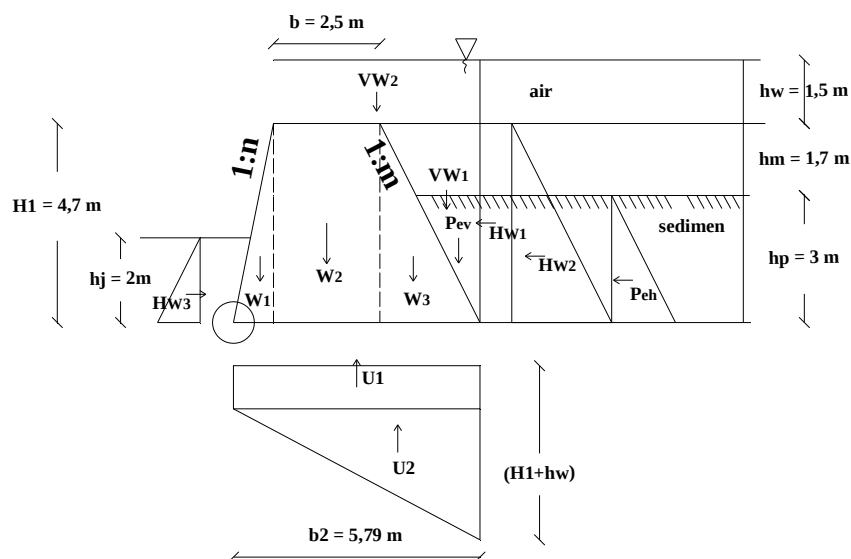
7) Kedalaman Gerusan Lokal (D_{max})

Kedalaman gerusan lokal direncanakan 1 m.

C. Analisis Stabilitas Main Dam

1. Kondisi Banjir

1.1. Kondisi banjir (sebelum ada sedimen)



Gambar 6. Gaya yang bekerja pada *main dam* pada kondisi banjir (belum ada sedimen)

Tabel 15. Gaya Vertikal saat kondisi banjir (belum ada sedimen)

Notasi	Gaya vertikal (V)	Lengan Momen (L)	V	L	Momen (VxL)	Keterangan
	(Ton)	(m)	(Ton)	(m)	(Tm)	
W1	$1/2 \cdot H1 \cdot \gamma_c \cdot (n.H1)$	$2/3 \cdot (n.H1)$	4,860	0,627	3,045	Berat sendiri
W2	$b1 \cdot H1 \cdot \gamma_c$	$(1/2.b1) + (n.H1)$	25,850	2,190	56,612	Berat sendiri
W3	$1/2 \cdot H1 \cdot (m.H1) \cdot \gamma_c$	$(1/3.m.H1)+b1+(n.H1)$	12,150	4,223	51,311	Berat sendiri
VW1	$1/2.\gamma_w.H1.(m.H1)$	$(2/3.m.H1)+b1+(n.H1)$	5,523	5,007	27,649	Tekanan air
VW2	$\gamma_w.hw.(b1+(m.H1))$	$(1/2.(b+(m.H1)))+(n.H1)$	7,275	3,365	24,480	Tekanan air
Pev	$1/2 \cdot (m.hp).hp.\gamma_{sat}$	$(2/3.m.H1)+(m.hm)+b+(n.H1)$	1,913	5,290	10,117	Tekanan sedimen
U1	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot b2 \cdot hj$	$1/2.b2$	-5,790	2,895	-16,762	Tekanan uplift
U2	$1/2 \cdot (m.(H1+hw-hj)) \cdot b2 \cdot \gamma_w$	$2/3.b2$	-6,080	3,860	-23,467	Tekanan uplift
		$\Sigma V =$	45,700	$\Sigma MV =$	132,986	

Tabel 16. Gaya Horizontal saat kondisi banjir (belum ada sedimen)

Notasi	Gaya Horizontal (H)	Lengan Momen (L)	H	L	Momen (HxL)	Keterangan
	(Ton)	(m)	(Ton)	(m)	(Tm)	
Hw1	$hw.\gamma_w.H1$	$1/2.H1$	7,050	2,350	16,568	Tekanan air
Hw2	$1/2.H1.\gamma_w.(H1.m)$	$1/3.H1$	5,523	1,567	8,652	Tekanan air
Hw3	$1/2 \cdot hj^2 \cdot \gamma_w$	$1/3 \cdot hj$	-2	0,667	-1,333	Tekanan air
Peh	$1/2.(m.hp).hp.\gamma_{sat}$	$1/3 \cdot hp$	1,913	1,000	1,913	Tekanan sedimen
		$\Sigma H =$	12,485	$\Sigma MH =$	25,799	

a) Stabilitas terhadap Guling

Nilai faktor aman yang disarankan adalah $S_f = 1,2$ (untuk $H \leq 15$ m)

Maka stabilitas terhadap guling :

$$FS = \Sigma MV / \Sigma MH \geq 1,2$$

$$FS = 132,986 / 25,799$$

$$= 5,155 \geq 1,2 \quad (\text{AMAN})$$

Dimana :

ΣMV = Jumlah momen vertikal

ΣMH = Jumlah momen horizontal

b) Stabilitas terhadap Geser

Nilai faktor aman yang disarankan adalah $F_s = 1,2$ (untuk $H \leq 15$ m)

Maka stabilitas terhadap geser :

$$S_f = \frac{(f \cdot \Sigma V)}{\Sigma H} > 1,2$$

$$S_f = \frac{(0,46 \cdot 45,700)}{12,485} = 1,681 > 1,2 \quad (\text{AMAN})$$

Dimana :

f = Koefisien geser = 0,46

ΣV = Jumlah gaya vertikal (ton)

ΣH = Jumlah gaya horizontal (ton)

c) Stabilitas terhadap gaya dukung tanah pondasi

Daya dukung tanah dihitung dengan rumus pondasi menerus sebagai berikut (Terzaghi) :

Keruntuhan geser umum :

$$q_{ult} = c.N_c + \gamma_s.hp.N_q + 1/2.\gamma_s.b2.N_\gamma$$

Dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi sabo dam, didapatkan data tanah dasar untuk lokasi pondasi adalah sebagai berikut :

$$c = 0,00$$

$$\gamma_s = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$hp = 3 \text{ m}$$

$$b2 = 5,79 \text{ m}$$

Tabel.17. Koefisien Daya dukung Tanah Terzaghi

ϕ	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
37	73,0	57,4	65,6	19,4	15,9	13,4
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

(Sumber : Mekanika Tanah 2 ; Hardiyatmo, H. C 1994)

Dengan interpolasi didapatkan nilai :

$$N_c = 73,0$$

$$N_q = 57,4$$

$$N_\gamma = 65,6$$

Perhitungan :

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \cdot N_c + \gamma_s \cdot h_p \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot b^2 \cdot N_\gamma \\ &= 0,00 \cdot 73 + 1,85 \cdot 3,57,4 + 1/2 \cdot 1,85 \cdot 5,79 \cdot 65,6 \\ &= 669,685 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah:

$$\begin{aligned} \sigma &= q_{ult} / SF \\ &= 669,685 / 3 = 223,228 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Keruntuhan geser lokal :

Perhitungan :

$$c' = 2/3 \cdot c = 2/3 \cdot 0,00 = 0,00 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \phi' &= \arctan(2/3 \cdot \tan \phi) = \arctan(2/3 \cdot \tan 37^\circ) \\ &= 24,7^\circ \end{aligned}$$

$$N_c' = 19,36$$

$$N_q' = 15,88$$

$$N_\gamma' = 13,4$$

$$h_p = 3 \text{ m}$$

$$b_2 = 5,79 \text{ m}$$

Maka perhitungan pada kondisi Keruntuhan Geser Lokal (*Local Shear Failure*) :

$$\begin{aligned} q_{ult}' &= c' \cdot N_c' + \gamma_s \cdot h_p \cdot N_q' + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot b^2 \cdot N_\gamma' \\ &= 0,00 \cdot 19,36 + 1,85 \cdot 3,15,88 + 1/2 \cdot 1,85 \cdot 5,79 \cdot 13,4 \\ &= 159,901 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah:

$$\sigma' = q_{ult}' / SF = 159,901 / 3 = 53,300 \text{ ton/m}^2$$

Nilai Eksentrisitas:

$$\begin{aligned} e &= \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} - \frac{b^2}{2} \leq (b^2/6) \\ &= \frac{132,986 - 25,799}{45,700} - \frac{5,79^2}{2} \\ &= -0,550 \leq 0,965 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{\sum V}{b^2} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b^2} \right) \leq \sigma \text{ dan } \sigma'$$

$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{51,490}{5,79} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot (-0,514)}{5,79} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 3,398 \text{ ton/m}^2 < \sigma \text{ dan } \sigma'$$

$$\sigma_{\min} = 12,388 \text{ ton/m}^2 < 0$$

(AMAN)

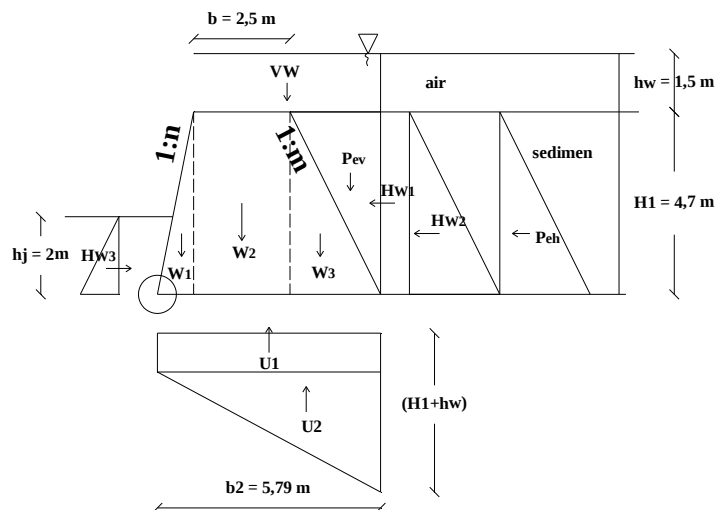
Dimana :

b_2 = Lebar dasar *main dam* (m)

e = Eksentrisitas

$\sum V$ = Jumlah gaya vertikal (ton)

1.2. Kondisi banjir (penuh sedimen)



Gambar 7. Gaya yang bekerja pada main dam pada kondisi banjir (penuh sedimen)

Tabel 18. Gaya Vertikal saat kondisi banjir (penuh sedimen)

Notasi	Gaya vertikal (V) (Ton)	Lengan Momen (L) (m)	V (Ton)	L (m)	Momen (VxL) (Tm)	Keterangan
W1	$1/2 \cdot H1 \cdot \gamma_c \cdot (n.H1)$	$2/3 \cdot (n.H1)$	4,860	0,627	3,045	Berat sendiri
W2	$b1 \cdot H1 \cdot \gamma_c$	$(1/2.b1) + (n.H1)$	25,850	2,190	56,612	Berat sendiri
W3	$1/2 \cdot H1 \cdot (m.H1) \cdot \gamma_c$	$(1/3.m.H1)+b1+(n.H1)$	12,150	4,223	51,311	Berat sendiri
Pev	$1/2.\gamma_{sat}.H1.(m.H1)$	$(2/3.m.H1)+b1+(n.H1)$	4,694	5,007	23,502	Tekanan sedimen
VW	$\gamma_w.hw.(b1+(m.H1))$	$(1/2.(b+(m.H1)))+(n.H1)$	7,275	3,365	24,480	Tekanan air
U1	$1/2 \cdot \gamma_w \cdot b2 \cdot hj$	$1/2 \cdot b2$	-5,790	2,895	-16,762	Tekanan uplift
U2	$1/2 \cdot (m.(H1+hw)) \cdot b2 \cdot \gamma_w$	$2/3.b2$	-6,080	3,860	-23,467	Tekanan uplift
		$\Sigma V =$	42,959	$\Sigma MV =$	118,722	

Tabel 19. Gaya Horizontal saat kondisi banjir (penuh sedimen)

Notasi	Gaya Horizontal (H) (Ton)	Lengan Momen (L) (m)	H (Ton)	L (m)	Momen (HxL) (Tm)	Keterangan
Hw1	$hw.\gamma_w.H1$	$1/2.H1$	7,050	2,350	16,568	Tekanan air
Hw2	$1/2.H1.\gamma_w.(H1.m)$	$1/3.H1$	5,523	1,567	8,652	Tekanan air
Peh	$1/2.(m.H1).H1.\gamma_{sat}$	$1/3.H1$	4,694	1,567	7,354	Tekanan sedimen
Hw3	$1/2 \cdot hj^2 \cdot \gamma_w$	$1/3 \cdot hj$	-2	0,667	-1,333	Tekanan air
		$\Sigma H =$	15,267	$\Sigma MH =$	31,240	

a) Stabilitas terhadap Guling

Nilai faktor aman yang disarankan adalah Sf = 1,2 (untuk H ≤ 15 m)

Maka stabilitas terhadap guling :

$$FS = \Sigma MV / \Sigma MH \geq 1,2$$

$$FS = 118,722 / 31,240 = 3,800 \geq 1,2 \text{ (AMAN)}$$

b) Stabilitas terhadap Geser

Nilai faktor aman yang disarankan adalah Fs = 1,2 (untuk H ≤ 15 m)

Maka stabilitas terhadap geser :

$$Sf = \frac{(f \cdot \Sigma V)}{\Sigma H} \geq 1,2$$

$$Sf = \frac{(0,46 \cdot 42,959)}{15,267} = 1,292 \geq 1,2 \text{ (AMAN)}$$

c) Stabilitas terhadap gaya dukung tanah pondasi

Daya dukung tanah dihitung dengan rumus pondasi menerus sebagai berikut (*terzaghi*) :

Keruntuhan geser umum :

$$q_{ult} = c.Nc + \gamma_s.hp.Nq + 1/2.\gamma_s.b2.N\gamma$$

Dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi sabo dam, didapatkan data tanah dasar untuk lokasi pondasi adalah sebagai berikut :

$$c = 0,00$$

$$\gamma_s = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$hp = 3 \text{ m}$$

$$b2 = 5,79 \text{ m}$$

Dengan interpolasi didapatkan nilai :

$$Nc = 73,0$$

$$Nq = 57,4$$

$$N\gamma = 65,6$$

Perhitungan :

$$q_{ult} = c.Nc + \gamma_s.hp.Nq + 1/2.\gamma_s.b2.N\gamma$$

$$= 0,00.73 + 1,85.3.57,4 + 1/2.1,85.5,79.65,6$$

$$= 669,685 \text{ ton/m}^3$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah:

$$\sigma = q_{ult} / SF = 669,685 / 3 = 223,228 \text{ ton/m}^2$$

Keruntuhan geser lokal :

Perhitungan :

$$c' = 2/3.c = 2/3.0,00 = 0,00 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi' = \arctg (2/3.tg\phi) = \arctg (2/3.tg 37)$$

$$= 24,7^\circ$$

$$Nc' = 19,36$$

$$Nq' = 15,88$$

$$N\gamma' = 13,4$$

$$h_p = 3 \text{ m}$$

$$b_2 = 5,79 \text{ m}$$

Maka perhitungan pada kondisi Keruntuhan Geser Lokal (*Local Shear Failure*) :

$$q_{ult}' = c' \cdot Nc' + \gamma_s \cdot h_p \cdot Nq' + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot b_2 \cdot N\gamma'$$

$$= 0,00.19,36 + 1,85.3.15,88 + 1/2 \cdot 1,85.5,79.13,4$$

$$= 159,901 \text{ ton/m}^3$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah:

$$\sigma' = q_{ult}' / SF = 159,901 / 3 = 53,300 \text{ ton/m}$$

Nilai Eksentrisitas:

$$e = \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} - \frac{b_2}{2} \leq (b_2/6)$$

$$= \frac{118,722 - 31,240}{42,959} - \frac{5,79}{2}$$

$$= -0,859 \leq 0,965 \quad (\text{OK})$$

Tegangan yang terjadi :

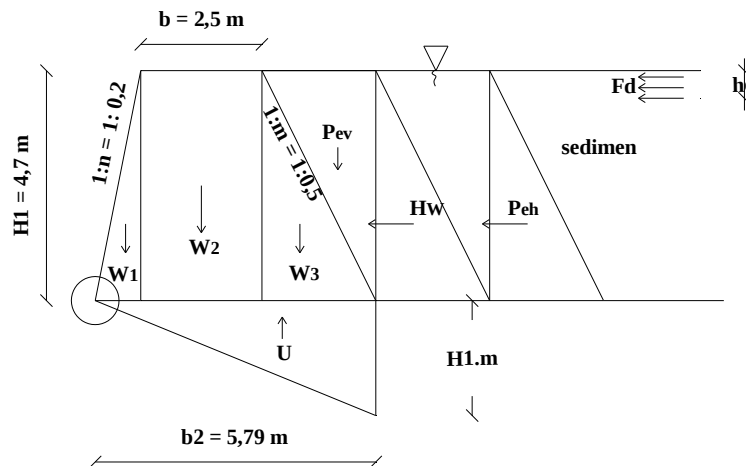
$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{\sum V}{b_2} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) \leq \sigma \text{ dan } \sigma'$$

$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{48,749}{5,79} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot (-0,784)}{5,79} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 0,818 \text{ ton/m}^2 < \sigma \text{ dan } \sigma'$$

$$\sigma_{\min} = 14,021 \text{ ton/m}^2 > 0 \quad (\text{AMAN})$$

2. Kondisi Normal



Gambar 8. Gaya yang bekerja pada main dam pada kondisi normal

Tabel 20. Gaya vertikal pada saat kondisi normal

Notasi	Gaya vertikal (V)	Lengan Momen (L)	V	L	Momen (VxL)	Keterangan
	(Ton)	(m)	(Ton)	(m)	(Tm)	
W1	$1/2 \cdot H1 \cdot \gamma_c \cdot (n.H1)$	$2/3 \cdot (n.H1)$	4,860	0,627	3,045	Berat sendiri
W2	$b1 \cdot H1 \cdot \gamma_c$	$(1/2 \cdot b1) + (n.H1)$	25,850	2,190	56,612	Berat sendiri
W3	$1/2 \cdot H1 \cdot (m.H1) \cdot \gamma_c$	$(1/3 \cdot m.H1) + b1 + (n.H1)$	12,150	4,223	51,311	Berat sendiri
Pev	$1/2 \cdot H1 \cdot (m.H1) \cdot \gamma_{sat}$	$(2/3 \cdot m.H1) + b1 + (n.H1)$	4,694	5,007	23,502	Tekanan sedimen
U	$1/2 \cdot m \cdot (H1 + h_w - h_j) \cdot b2 \cdot \gamma_w$	$2/3 \cdot b2$	-6,080	3,86	-23,467	Tekanan uplift
		$\sum V =$	41.474	$\sum MV =$	111,003	

Tabel 21. Gaya horizontal pada saat kondisi normal

Notasi	Gaya Horizontal (H)	Lengan Momen (L)	H	L	Momen (HxL)	Keterangan
	(Ton)	(m)	(Ton)	(m)	(Tm)	
Hw	$1/2 \cdot (m.H1).H1.\gamma_w$	$1/3.H1$	5,523	1,567	8,652	Tekanan air
Peh	$1/2 \cdot (m.H1).H1.\gamma_{sat}.Ka$	$1/3.H1$	1,167	1,567	1,828	Tekanan sedimen
Fd	F.hd	H1-hd	1,222	4,135	5,052	Tekanan aliran debris
		$\Sigma H =$	7,911	$\Sigma MH =$	15,532	

a) Stabilitas terhadap Guling

Nilai faktor aman yang disarankan adalah $S_f = 1,2$ (untuk $H \leq 15$ m)

Maka stabilitas terhadap guling :

$$FS = \Sigma MV / \Sigma MH \geq 1,2$$

$$FS = 111,003 / 15,532 = 7,147 \geq 1,2 \quad (\text{AMAN})$$

b) Stabilitas terhadap Geser

Nilai faktor aman yang disarankan adalah $F_s = 1,2$ (untuk $H \leq 15$ m)

Maka stabilitas terhadap geser :

$$S_f = \frac{(f \cdot \Sigma V)}{\Sigma H} > 1,2$$

$$S_f = \frac{(0,46 \cdot 41,474)}{7,911} = 2,408 > 1,2 \quad (\text{AMAN})$$

c) Stabilitas terhadap gaya dukung tanah pondasi

Daya dukung tanah dihitung dengan rumus pondasi menerus sebagai berikut (*Terzaghi*) :

Keruntuhan geser umum :

$$q_{ult} = c.N_c + \gamma_s.h_p.N_q + 1/2.\gamma_s.b2.N_\gamma$$

Dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi sabo dam, didapatkan data tanah dasar untuk lokasi pondasi adalah sebagai berikut :

$$c = 0,00$$

$$\gamma_s = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$h_p = 3 \text{ m}$$

$$b2 = 5,79 \text{ m}$$

Dengan interpolasi didapatkan nilai :

$$N_c = 73,0$$

$$N_q = 57,4$$

$$N_\gamma = 65,6$$

Perhitungan :

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c.N_c + \gamma_s.h_p.N_q + 1/2.\gamma_s.b2.N_\gamma \\ &= 0,00.73 + 1,85.3.57,4 + 1/2.1,85.5,79.65,6 \\ &= 669,685 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah :

$$\begin{aligned} \sigma &= q_{ult} / SF = 669,685 / 3 \\ &= 223,228 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Keruntuhan geser lokal :

Perhitungan :

$$c' = 2/3.c = 2/3.0,00 = 0,00 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \phi' &= \arctan(2/3.\tan\phi) = \arctan(2/3.\tan 37) \\ &= 24,7^\circ \end{aligned}$$

$$N_{c'} = 19,36$$

$$N_{q'} = 15,88$$

$$N_{\gamma'} = 13,4$$

$$h_p = 3 \text{ m}$$

$$b2 = 5,79 \text{ m}$$

Maka perhitungan pada kondisi Keruntuhan Geser Lokal (*Local Shear Failure*) :

$$\begin{aligned} q_{ult'} &= c'.N_{c'} + \gamma_s.h_p.N_{q'} + 1/2.\gamma_s.b2.N_{\gamma'} \\ &= 0,00.19,36 + 1,85.3.15,88 + 1/2.1,85.5,79.13,4 \\ &= 159,901 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma' = q_{ult'} / SF = 159,901 / 3 = 53,300 \text{ ton/m}^2$$

Nilai Eksentrisitas:

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma MV - \Sigma MH}{\Sigma V} - \frac{b2}{2} \leq (b2/6) \\ &= \frac{111,003 - 15,532}{41,474} = -0,593 \leq 0,965 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{\Sigma V}{b2} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6.e}{b2} \right) \leq \sigma \text{ dan } \sigma'$$

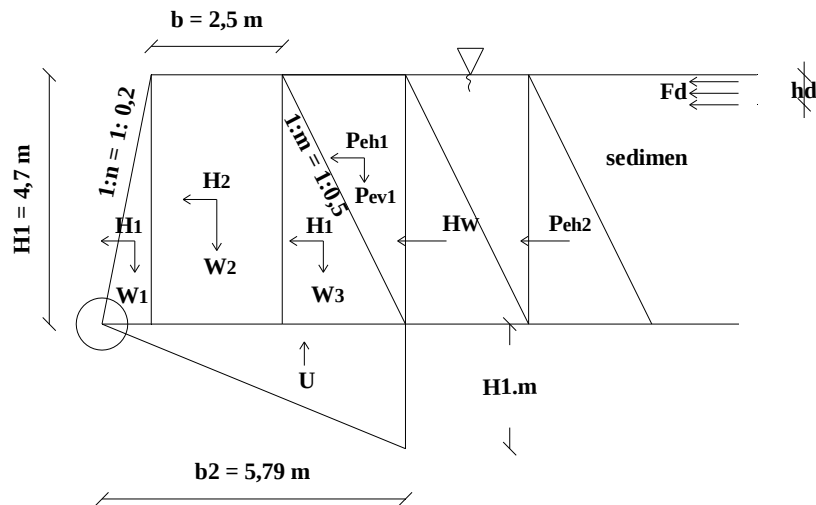
$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{41,474}{5,79} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6.(-0,593)}{5,79} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 2,761 \text{ ton/m}^2 < \sigma \text{ dan } \sigma'$$

$$\sigma_{\min} = 11,565 \text{ ton/m}^2 < 0 \quad (\text{AMAN})$$

3. Kondisi Normal saat gempa

a) Stabilitas normal saat gempa



Gambar 9. Gaya gempa saat kondisi normal

Tabel 22. Gaya vertikal gempa saat kondisi normal

Notasi	Gaya vertikal (V)	Lengan Momen (L)	V	L	Momen (VxL)	Keterangan
	(Ton)	(m)	(Ton)	(m)	(Tm)	
W1	$1/2 \cdot H1 \cdot \gamma_c \cdot (n.H1)$	$2/3 \cdot (n.H1)$	4,860	0,627	3,045	Berat sendiri
W2	$b1 \cdot H1 \cdot \gamma_c$	$(1/2.b1) + (n.H1)$	25,850	2,190	56,612	Berat sendiri
W3	$1/2 \cdot H1 \cdot (m.H1) \cdot \gamma_c$	$(1/3.m.H1)+b1+(n.H1)$	12,150	4,223	51,311	Berat sendiri
Pev	$1/2 \cdot H1 \cdot (m.H1) \cdot \gamma_{sat}$	$(2/3.m.H1)+b1+(n.H1)$	4,694	5,007	23,502	Tekanan sedimen
U	$1/2 \cdot (m.(H1+hw-hj)) \cdot b2 \cdot \gamma_w$	$2/3.b2$	-6,080	3,860	-23,467	Tekanan uplift
		$\Sigma V =$	41,474	$\Sigma MV =$	111,003	

Tabel 23. Gaya horizontal gempa saat kondisi normal

Notasi	Gaya Horizontal (H)	Lengan Momen (L)	H	L	Momen (HxL)	Keterangan
	(Ton)	(m)	(Ton)	(m)	(Tm)	
H1	$K.W1$	$1/3.H1$	0,729	1,567	1,142	Berat sendiri
H2	$K.W2$	$1/2.H1$	3,878	2,350	9,112	Berat sendiri
H3	$K.W3$	$1/3.H1$	1,822	1,567	2,855	Berat sendiri
Peh1	$K.W_{pev}$	$2/3.H1$	0,704	3,133	2,206	Tekanan sedimen
Peh2	$1/2 \cdot (m.H1).H1.\gamma_{sat}.Ka$	$1/3.H1$	1,167	1,567	1,828	Tekanan sedimen
Fd	$F.hd$	$H1-hd$	1,222	4,135	5,052	Tekanan aliran debris
		$\Sigma H =$	9,522	$\Sigma MH =$	22,196	

- a) Stabilitas terhadap Guling
 Nilai faktor aman yang disarankan adalah $S_f = 1,2$ (untuk $H \leq 15$ m)
 Maka stabilitas terhadap guling :
 $FS = \sum MV / \sum MH \geq 1,2$
 $FS = 111,003 / 22,196$
 $= 5,001 \geq 1,2$ (AMAN)

- b) Stabilitas terhadap Geser
 Nilai faktor aman yang disarankan adalah $F_s = 1,2$ (untuk $H \leq 15$ m)
 Maka stabilitas terhadap geser :
 $S_f = \frac{(f \cdot \sum V)}{\sum H} > 1,2$
 $S_f = \frac{(0,46 \cdot 41,474)}{9,522} = 2,000 > 1,2$ (AMAN)

- c) Stabilitas terhadap gaya dukung tanah pondasi
 Daya dukung tanah dihitung dengan rumus pondasi menerus sebagai berikut (*terzaghi*) :
 Keruntuhan geser umum :
 $q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma_s \cdot hp \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot b_2 \cdot N_\gamma$
 Dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi sabo dam, didapatkan data tanah dasar untuk lokasi pondasi adalah sebagai berikut :

$$c = 0,00$$

$$\gamma_s = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$hp = 3 \text{ m}$$

$$b_2 = 5,79 \text{ m}$$

Dengan interpolasi didapatkan nilai :

$$N_c = 73,0$$

$$N_q = 57,4$$

$$N_\gamma = 65,6$$

Perhitungan :

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma_s \cdot hp \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot b_2 \cdot N_\gamma$$

$$= 0,00 \cdot 73 + 1,85 \cdot 3 \cdot 57,4 + 1/2 \cdot 1,85 \cdot 5,79 \cdot 65,6$$

$$= 669,685 \text{ ton/m}^2$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma = q_{ult} / SF = 669,685 / 3 = 223,228 \text{ ton/m}^2$$

Keruntuhan geser lokal :

Perhitungan :

$$c' = 2/3 \cdot c = 2/3 \cdot 0,00 = 0,00 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi' = \arctan(2/3 \cdot \tan \phi) = \arctan(2/3 \cdot \tan 37)$$

$$= 24,7^\circ$$

$$N_c' = 19,36$$

$$N_q' = 15,88$$

$$N_\gamma' = 13,4$$

$$hp = 3 \text{ m}$$

$$b_2 = 5,79 \text{ m}$$

Maka perhitungan pada kondisi Keruntuhan Geser Lokal (Local Shear Failure) :

$$q_{ult}' = c' \cdot N_c' + \gamma_s \cdot hp \cdot N_q' + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot b_2 \cdot N_\gamma'$$

$$= 0,00 \cdot 19,36 + 1,85 \cdot 3 \cdot 15,88 + 1/2 \cdot 1,85 \cdot 5,79 \cdot 13,4$$

$$= 159,901 \text{ ton/m}^2$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma' = q_{ult}' / SF = 159,901 / 3 = 53,300 \text{ ton/m}^2$$

Nilai Eksentrisitas:

$$e = \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} - \frac{b_2}{2} \leq (b_2/6) = \frac{111,003 - 22,196}{41,474}$$

$$= -0,754 \leq 0,965 \quad (\text{OK})$$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{\sum V}{b_2} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) \leq \sigma \text{ dan } \sigma'$$

$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{41,474}{5,79} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot (-0,754)}{5,79} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 1,568 \text{ ton/m}^2 < \sigma \text{ dan } \sigma'$$

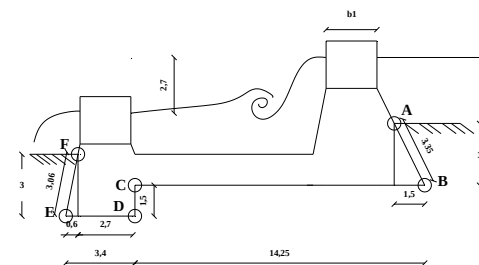
$$\sigma_{\min} = 12,758 \text{ ton/m}^2 < 0 \quad (\text{AMAN})$$

4. Stabilitas terhadap erosi bawah tanah (piping)

Metode Angka Rembesan Lane (*weight creep ratio method*) adalah cara yang dianjurkan untuk mengecek bangunan guna mengetahui adanya erosi bawah tanah dengan persamaan sebagai berikut :

$$C_L = \frac{\sum L_V + \frac{1}{3} \sum L_H}{H}$$

Panjang minimum rembesan Lane untuk masing-masing jenis tanah pondasi adalah sebagai berikut :



Gambar 10. Sketsa panjang rembesan

Tabel 24. Panjang rembesan

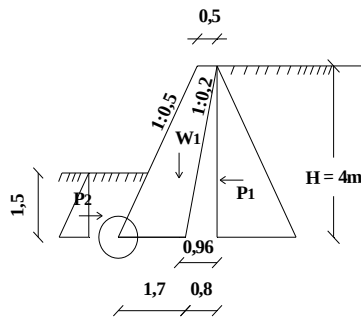
Titik	Garis	Panjang rembesan			H
		LV	LH	1/3.LH	
		m	M	m	m
A		0	0	0	2,7
B	AB	3	1,5	0,5	
C	BC	-	14,25	4,75	
D	CD	1,5	-	-	
E	DE	-	3,4	1,133	
F	EF	3,06	0,6	0,2	
	Σ	7,50		6,583	

Nilai minimum angka rembesan Lane = 3

$$C_L = \frac{7,91 + 6,583}{2,7} = 5,216 \geq 3 \quad (\text{AMAN})$$

D. Analisis Stabilitas Dinding Tepi

1) Saat kondisi kosong



Gambar 11. Gaya yang bekerja pada dinding tepi saat kondisi kosong

Tabel 25. Gaya vertikal dinding tepi saat kondisi kosong

Notasi	Gaya vertikal (V) (Ton)	Lengan Momen (L) (m)	V (ton)	L (m)	Momen (V.L)	Ket.
W1	$1/2 \cdot (DC + (DB + (n.H)) - (n.H)) \cdot H \cdot \gamma_c$	$(DB + (n.H)) - 0.96$	2,8	1,54	4,312	Berat sendiri
		ΣV	2,8	ΣM_v	4,312	

Tabel 26. Gaya horizontal dinding tepi saat kondisi kosong

Notasi	Gaya Horizontal (V) (Ton)	Lengan Momen (L) (m)	H (ton)	L (m)	Momen (H.L)	Ket.
P1	$1/2 \cdot (m.H) \cdot H \cdot K_a \cdot \gamma_s$	$1/3 \cdot H$	1,835	1,333	2,447	Tekanan tanah
P2	$1/2 \cdot (m.hp) \cdot hp \cdot K_p \cdot \gamma_{sat}$	$1/3 \cdot hp$	-0,792	0,500	-0,396	Tekanan tanah
		ΣH	1,043	ΣM_H	2,051	

a) Stabilitas terhadap Guling

Nilai faktor aman yang disarankan adalah

$$Sf = 1,2 \text{ (untuk } H \leq 15 \text{ m)}$$

Maka stabilitas terhadap guling :

$$FS = \Sigma MV / \Sigma MH \geq 1,2$$

$$FS = 4,312 / 2,051 = 2,102 \geq 1,2 \quad (\text{AMAN})$$

b) Stabilitas terhadap Geser

Nilai faktor aman yang disarankan adalah

$$Fs = 1,2 \text{ (untuk } H \leq 15 \text{ m)}$$

Maka stabilitas terhadap geser :

$$Sf = \frac{(f \cdot \Sigma V)}{\Sigma H} > 1,2$$

$$Sf = \frac{(0,46 \cdot 2,8)}{1,043} = 1,233 > 1,2 \quad (\text{AMAN})$$

c) Stabilitas terhadap gaya dukung tanah pondasi

Daya dukung tanah dihitung dengan rumus pondasi menerus sebagai berikut (*terzaghi*) :

Keruntuhan geser umum :

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma_s \cdot h' \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot DB \cdot N_\gamma$$

Dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi sabo dam, didapatkan data tanah dasar untuk lokasi pondasi adalah sebagai berikut :

$$c = 0,00$$

$$\gamma_s = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$h' = 1,5 \text{ m}$$

$$DB = 1,7 \text{ m}$$

Dengan interpolasi didapatkan nilai :

$$N_c = 73,0$$

$$N_q = 57,4$$

$$N_\gamma = 65,6$$

Perhitungan :

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma_s \cdot h' \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot DB \cdot N_\gamma$$

$$= 0,00 \cdot 73 + 1,85 \cdot 1,5 \cdot 57,4 + 1/2 \cdot 1,85 \cdot 1,7 \cdot 65,6$$

$$= 262,330 \text{ ton/m}^2$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma = q_{ult} / SF = 262,330 / 3 = 87,443 \text{ ton/m}^2$$

Keruntuhan geser lokal :

Perhitungan :

$$c' = 2/3 \cdot c = 2/3 \cdot 0,00 = 0,00 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi' = \arctan(2/3 \cdot \tan \phi) = \arctan(2/3 \cdot \tan 37^\circ)$$

$$= 24,7^\circ$$

$$N_c' = 19,36$$

$$N_q' = 15,88$$

$$N_\gamma' = 13,4$$

$$h' = 1,5 \text{ m}$$

$$DB = 1,7 \text{ m}$$

Maka perhitungan pada kondisi Keruntuhan Geser Lokal (Local Shear Failure) :

$$q_{ult}' = c' \cdot N_c' + \gamma_s \cdot h' \cdot N_q' + 1/2 \cdot \gamma_s \cdot DB \cdot N_\gamma'$$

$$= 0,00 \cdot 19,36 + 1,85 \cdot 1,5 \cdot 15,88 + 1/2 \cdot 1,85 \cdot 1,7 \cdot 13,4$$

$$= 44,067 \text{ ton/m}^2$$

Faktor keamanan diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma' = q_{ult}' / SF = 44,067 / 3 = 14,689 \text{ ton/m}^2$$

Nilai Eksentrisitas:

$$e = \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} - \frac{DB}{2} \leq (DB/6)$$

$$= \frac{4,312 - 2,051}{2,8} = -0,042 \leq 0,283 \text{ (OK)}$$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{\sum V}{DB} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{DB} \right) \leq \sigma \text{ dan } \sigma'$$

$$\sigma_{\max/\min} = \left(\frac{2,8}{1,7} \right) \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot (-0,042)}{1,7} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 1,400 \text{ ton/m}^2 < \sigma \text{ dan } \sigma'$$

$$\sigma_{\min} = 1,894 \text{ ton/m}^2 < 0 \text{ (AMAN)}$$

Dimana :

DB = Lebar dasar *main dam* (m)

e = Eksentrisitas

$\sum V$ = Jumlah gaya vertikal (ton)

Saran

Saran-saran secara umum setelah penulis melakukan perencanaan Sabo Dam di PA-C4 Kali Pabelan Merapi ini adalah sebagai berikut :

1. Untuk perencanaan lebih lanjut dapat dilakukan perencanaan detail konstruksi Sabo Dam.
2. Untuk perencanaan lebih lanjut dapat dilakukan perhitungan kuantitas bangunan dan Perkiraan Biaya.
3. Untuk perencanaan lebih lanjut perlu dilakukan analisis guling, geser, dan daya dukung tanah dengan beban gempa, debris dan banjir secara bersamaan.

KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan

Berdasarkan analisis dan pembahasan di awal, maka dapat disimpulkan bahwa :

1. Desain sabo dam mampu mengalirkan Q_{50} tahun sebesar $148,516 \text{ m}^3/\text{dt}$
2. Desain sabo dam aman terhadap beban gempa, beban gaya hidrostatik, uplift, aman terhadap bahaya piping, dan aman terhadap daya dukung tanah di lapangan dengan kontrol kestabilan terhadap rembesan (piping) sehingga didapatkan hasil $CL = 5,216 \geq 3$. Kestabilan terhadap momen guling didapatkan hasil $SF = 5,519 > 1,2$ (kondisi banjir belum ada sedimen), $SF = 4,159 > 1,2$ (kondisi banjir penuh sedimen), $SF = 7,147 > 1,2$ (kondisi normal), dan $SF = 5,001 > 1,2$ (kondisi gempa saat muka air normal). Kestabilan terhadap momen geser didapatkan hasil $SF = 1,632 > 1,2$ (kondisi banjir belum ada sedimen), $SF = 1,297 > 1,2$ (kondisi banjir penuh sedimen), $SF = 2,408 > 1,2$ (kondisi normal), $SF = 2,000 > 1,2$ (kondisi gempa saat muka air normal). Kestabilan terhadap daya dukung tanah pondasi didapatkan hasil $\sigma_{\max} = 4,160 < 53,300 \text{ ton/m}^2$ (kondisi banjir belum ada sedimen), $\sigma_{\max} = 1,579 < 53,300 \text{ ton/m}^2$ (kondisi banjir penuh sedimen), $\sigma_{\max} = 2,761 < 53,300 \text{ ton/m}^2$ (kondisi normal), $\sigma_{\max} = 1,568 < 53,300 \text{ ton/m}^2$ (kondisi gempa saat muka air normal).

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, 2001. *“Pedoman Penyusunan “Laporan Tugas Akhir”*. Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Surakarta. Surakarta.
- Anonim, 2010. *Sabo Design*. Kementrian Pekerjaan Umum. Dirjen Sungai dan pantai.
- Anonim, 2012. *Laporan Akhir Detail Desain Sabo Dam*. PT. Satyakarsa Mudatama Consultant. Yogyakarta.
- Anonim, 1988. *Proyek Pengendalian Banjir Lahar Gunung Merapi*. Yogyakarta.
- Chow, Ven Te, 1989. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Erlangga. Jakarta.
- Das, Braja M., 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 2*. Erlangga. Jakarta
- Departemen Pekerjaan Umum, 1986. *Kriteria Perencanaan Irigasi (KP-02)*. Jakarta.
- Efendi.H, 2007. [eprints.undip.ac.id/33847/5/1797 CHAPTER II.pdf](http://eprints.undip.ac.id/33847/5/1797_CHAPTER_II.pdf)
- Gunawan Pekik., 2009. *Perencanaan Spillway dan Optimasi Pengoperasian Waduk Pada Bendungan Desa Bandungharjo Kecamatan Toroh Kabupaten Grobogan*. Tugas Akhir. Universitas Muhammadiyah Surakarta. Surakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 1994. *Mekanika Tanah 2*. Gramedia Pustaka Utama. Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 1996. *Teknik Pondasi*. PT Garamedia Pustaka Utama. Jakarta.
- Heri Yanto, Yuli., 2006. *Kajian Penelusuran Banjir di Waduk Gajah Mungkur*. Tugas Akhir. Universitas Muhammadiyah Surakarta. Surakarta.
- <http://dc300.4shared.com/doc/cSNRRNKs/preview.html>
- http://eprints.undip.ac.id/43877/1/JURNAL_NANDA_21010110174003.pdf
- <http://e-jurnal.ukrimuniversity.ac.id/file/11306.pdf>
- Kusumosubroto, Haryono, Ir., Dip, HE., 2013. *Aliran Debris & Lahar*. Graha Ilmu. Yogyakarta.
- Purwoto., 2005. *Kajian Model Hidraulika Kantong Lumpur Bendung Colo Kabupaten Sukoharjo*. Tugas Akhir. Universitas Muhammadiyah Surakarta. Surakarta.
- Soemarto, C. D., 1986. *Hidrologi Teknik*. Erlangga. Jakarta.
- Soewarno, 2014. *Seri Hidrologi: Aplikasi Metode Statistika Untuk Analisis Data Hidrologi*. Graha Ilmu. Yogyakarta.
- Sosrodarsono, S., Takeda, K, 1993. *Hidrologi Untuk Pengairan*. PT Pradnya Paramita. Jakarta.
- Sri Harto, Br., 1981. *Hidrologi Terapan*. Keluarga Mahasiswa Teknik Sipil Universitas Gajah Mada. Yogyakarta.
- Suroso., 2008. *Perencanaan Detail Sabo Dam*. Yogyakarta.
- Triatmodjo, Bambang, 1995. *Hidrolika II*. Beta Offset. Yogyakarta.
- Triatmodjo, Bambang, 2008. *Hidrologi Terapan*. Beta Offset. Yogyakarta.
- Wulandari, Indah., 2009. *Tinjauan Kembali Bendungan Kedung Ombo Dalam Hal Kelayakan Elevasi Mercuri Bendung*. Tugas Akhir. Universitas Muhammadiyah Surakarta. Surakarta.
- Widiyanto, 2010. *Perencanaan Sabo Dam di Kali Cepe Kabupaten Bangka Bangka Belitung*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.
- Yogyakarta. http://simpus.uui.ac.id/search_adv/?n=004327&l=510&b=I&j=SK
- Pambudi, Yudistiro, 2012. *Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Pada Sungai Sampean*. Tugas Akhir. Universitas Jember. Jember.
-