

ANALISIS STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH PADA PEMBANGUNAN JALAN INSPEKSI WADUK BRIGIF

Muhammad Rifqi Aryadi, Yelvi[✉]

Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Jakarta, Jl. Prof. Dr. G.A. Siwabessy, Kampus Universitas Indonesia, Depok, Indonesia, 16425.

[✉]e-mail : yelvi@sipil.pnj.ac.id

Abstract

Construction of inspection road located at the Brigif retention pond was directly crossed by the Krukut River. It would need a redesign of the slope of road in order to produce a safety factor (SF) ≥ 1.25 for static condition and $SF \geq 1.10$ for dynamic condition for safety and comfortable road traffic related with the landslide phenomena. Slope condition are considered when High Water Level (HWL) and Low Water Level (LWL) condition. This analysis was carried out by using of manually calculation and SLOPE/W. Both assessments use the Simplified Bishop Method. The result shows that the HWL on static condition was obtained $SF = 3.20$ for manual calculation and $SF = 2.48$ for SLOPE/W. Then, HWL conditions on the dynamic condition was obtained $SF = 1.88$ for manual calculations and $SF = 1.72$ for SLOPE/W. In LWL of static conditions was found $SF = 3.13$ for manual calculation and $SF = 2.58$ for SLOPE/W. The results of analysis of SF on LWL with dynamic conditions was resulted $SF = 2.20$ for manual calculation and $SF = 1.79$ for SLOPE/W. It can be concluded partially that the slope condition was stable during static and dynamic conditions. Furthermore, to prevent the souring effect on retaining walls on slopes was used gabion system. Stability safety factor (SF) for overturning was obtained $SF = 4.25 \geq 2$; for sliding was $SF = 1.59 \geq 1.5$; and for the bearing capacity was equal $825.31 \text{ kN/m} \geq 378 \text{ kN/m}$. Overall stability analysis was shown that the slope with the reinforced with gabion system was able to retain the overturning, sliding, and bearing capacity.

Keywords: Bishop; Gabion; GeoStudio; Stability

Abstrak

Pembangunan jalan inspeksi yang berada di Waduk Brigif berpapasan langsung oleh Kali Krukut. Perlu dilakukan desain ulang mengenai kemiringan jalan agar menghasilkan faktor keamanan (SF) ≥ 1.25 untuk kondisi statis dan $SF \geq 1.10$ untuk kondisi dinamis sebagai hasil keselamatan dan kenyamanan lalu lintas terhadap longsor. Kondisi lereng diperhitungkan saat kondisi High Water Level (HWL) dan Low Water Level (LWL). Analisis ini dilakukan dengan menggunakan perhitungan manual dan SLOPE/W. Kedua perhitungan tersebut menggunakan Simplified Bishop Method. Hasil penelitian menunjukkan bahwa HWL pada kondisi statis diperoleh $SF = 3.20$ untuk perhitungan manual dan $SF = 2.48$ untuk SLOPE/W. Kemudian, diperoleh kondisi HWL pada kondisi dinamis $SF = 1.88$ untuk perhitungan manual dan $SF = 1.72$ untuk SLOPE/W. Dalam LWL kondisi statis didapatkan $SF = 3.13$ untuk perhitungan manual dan $SF = 2.58$ untuk SLOPE/W. Hasil analisis SF pada LWL dengan kondisi dinamis dihasilkan $SF = 2.20$ untuk perhitungan manual dan $SF = 1.79$ untuk SLOPE/W. dapat disimpulkan Sebagian bahwa kondisi lereng stabil selama kondisi statis dan dinamis. Selanjutnya, untuk mencegah gerusan air pada lereng maka digunakan dinding penahan tanah menggunakan bronjong. Faktor keamanan (SF) stabilitas untuk guling diperoleh $SF = 4.25 \geq 2$; untuk geser diperoleh $SF = 1.59 \geq 1.5$; dan untuk daya dukungnya diperoleh $825.31 \text{ kN/m} \geq 378 \text{ kN/m}$. Analisis stabilitas secara keseluruhan menunjukkan bahwa lereng dengan dinding penahan tanah bronjong mampu menahan terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah.

Kata kunci: Bishop; Bronjong; GeoStudio; Stabilitas

Pendahuluan

Waduk Brigif merupakan salah satu kawasan penyangga Jakarta dan sekitarnya untuk mengurangi volume banjir dari meluapnya Sungai Krukut. Pembangunan waduk yang memangkas akses jalan masyarakat sebelumnya menyebabkan masyarakat melewati akses

jalan lain yang membuat waktu tempuh lebih lama untuk beraktivitas. Untuk mengatasi permasalahan masyarakat mengenai waktu tempuh, maka pemerintah membuat akses jalan baru

diatas badan waduk agar aktivitas masyarakat lebih kembali normal.

Pembangunan jalan inspeksi berdiri di atas badan waduk Brigif. Trase jalan yang ditinjau berupa tanah *eksisting* yang sejajar dengan badan atas waduk. Pembangunan jalan inspeksi di atas badan waduk ini bertepatan bertemu dengan lereng arah Kali Krukut. Tingginya dasar kali dengan jalan inspeksi membuat potensinya terjadinya longsor akibat berat tanah itu sendiri maupun beban yang bekerja di atas badan waduk. Dibutuhkan suatu struktur penahan tanah yang berfungsi untuk menahan tanah sekitar agar tidak terjadi longsor, merusak akses jalan baru dan membahayakan masyarakat sekitar. Selain itu fungsi dinding penahan juga dapat sebagai mencegah gerusan tanah pada lereng akibat aliran kali dan memperlambat percepatan aliran.

Pembuatan dinding penahan tanah (*Retaining Wall*) merupakan salah satu solusi mengatasi permasalahan tersebut. Dinding penahan tanah dirancang dengan memperhatikan beberapa aspek seperti keamanan struktur terhadap daya dukung tanah (*Bearing capacity*), guling (*overtunning*), dan pergeseran (*sliding*) [1]. Struktur yang direncanakan akan dihitung kestabilan secara keseluruhan pada dinding penahan tanah agar memiliki kekuatan yang mampu menahan dan memadai.

Dilihat dari permasalahan yang ada, maka pada penelitian ini akan dibahas adalah menganalisis stabilitas lereng pada bidang longsor dan menganalisis pemilihan tipe dinding penahan tanah dengan faktor keamanan terhadap guling, geser dan daya dukung tanah.

Tujuan dari penelitian ini adalah menganalisis stabilitas lereng tersebut sebelum dilakukannya konstruksi dinding penahan tanah dan menganalisis pemilihan tipe dinding penahan tanah yang digunakan dengan memperhatikan

faktor keamanan terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah.

Dalam penelitian ini diharapkan dapat mengetahui nilai faktor keamanan stabilitas lereng, mengetahui nilai faktor keamanan lereng saat diberikan dinding penahan tanah, dan memahami dasar perencanaan dan perhitungan stabilitas lereng dan dinding penahan tanah.

Stabilitas Lereng

Proses menghitung dan membandingkan tegangan geser yang terbentuk sepanjang permukaan longsor dengan kekuatan geser dari tanah merupakan Analisis Stabilitas Lereng [2]. Jika tanah tidak homogen dan adanya aliran rembesan terjadi di dalam tanah tidak menentu, maka cara lebih cocok adalah dengan metode irisan. Gaya normal yang bekerja pada suatu titik di lingkaran bidang longsor, terutama dipengaruhi oleh berat tanah yang longsor dipecah-pecah menjadi beberapa irisan vertikal [3].

Metode Bishop

Metode Bishop merupakan metode yang diperkenalkan oleh A.W. Bishop tahun 1955. Digunakan untuk menganalisis permukaan gelincir (*slip surface*) berbentuk lingkaran dan kemudian massa di atas bidang longsor dibagi ke dalam sejumlah irisan arah vertikal.

Pada metode ini, Bishop membuat sebuah penyederhanaan terhadap metode Fellenius yang lebih teliti dengan mempertimbangkan momen dan gaya normal tetapi mengabaikan gaya geser. Dengan kata lain gaya - gaya yang bekerja pada sisi - sisi irisan dianggap memiliki resultan nol pada arah vertikal [2]. Pada umumnya perhitungan metode Bishop itu menggunakan kondisi rebesan dengan persamaan berikut:

$$Fk = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c b_n + (W_n - u_n b_n) \tan \phi] \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n}$$

Keterangan:

FK_{b_u} = faktor keamanan Bishop dengan rembesan
 c' = kohesi tanah efektif (kN/m²)
 ϕ' = sudut geser dalam tanah efektif (°)
 b_n = lebar irisan ke- n arah horizontal (m)
 W_n = berat irisan tanah ke- n (kN)
 α_n = sudut yang didefinisikan dalam (°)
 u_n = tekanan air pori pada irisan tanah ke- n (kN/m²)

Untuk perhitungan stabilitas lereng dengan gempa menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$FK = \frac{(cb + [(W - ub) + F_h \sin \alpha] \tan \phi) \frac{1}{m_a}}{F_h \cos \alpha}$$

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = K_k \cdot W$$

$$F_v = \frac{a_v \cdot W}{g} = K_v \cdot W$$

Keterangan:

a_h = percepatan pseudostatik horizontal
 a_v = percepatan pseudostatik vertikal
 k_h = koefisien pseudostatik horizontal
 k_v = koefisien pseudostatik vertikal
 W = berat dari massa tanah yang runtuh

Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menahan tanah lepas atau alami dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Dinding penahan tanah terbagi menjadi beberapa tipe:

- Tanaman vegetasi vetiver
- Bronjong (*Gabion*)
- Dinding Gravitasi
- Dinding Kantilever
- Dinding *Counterfort*

Tekanan dinding penahan tanah dipengaruhi oleh kondisi tanah aktif dan

pasif dengan mencari koefisien sebagai berikut:

- Kondisi Tanah Datar

$$K_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

- Kondisi Tanah Miring

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Keterangan:

K_a = koefisien tanah aktif
 K_p = koefisien tanah pasif
 ϕ = sudut geser dalam tanah
 β = sudut kemiringan tanah

Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral dapat diakibatkan dengan beban dan gaya kondisi sekitar. Berikut yang tanah lateral yang mempengaruhi dinding penahan tanah.

- Akibat Beban Merata

$$p_a = h_s \times \gamma \times K_a = q \times K_a$$

$$P_a = q \times K_a \times H$$

Keterangan:

P_a = tekanan aktif akibat beban merata (kN/m)
 γ = berat volume tanah (kN/m³)
 q = beban merata (kN/m²)
 H = tinggi dinding penahan tanah (m)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

- Akibat Lapisan Tanah

$$p_a = \gamma_m \times h \times K_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times h \times p_a$$

- Akibat Tanah Kohesif

$$p_a = -2c\sqrt{K_a}$$

$$p_p = +2c\sqrt{K_p}$$

Keterangan:

c = nilai kohesi
 K_a = koefisien aktif
 K_p = koefisien pasif

- Akibat Lapisan Air

$$P_w(\text{air}) = 0,5 \times H^2 \times \gamma_w$$

Keterangan:

P_w (air) = tekanan air (kN)
 H = ketinggian (m)
 γ_w = berat volume air (kN/m³)

Stabilitas Dinding Penahan Tanah
 Dinding penahan tanah dihitungkan faktor keamanan terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah. Kondisi dinding penahan tanah harus dilakukan pengujian tanpa dan dengan gempa agar desain yang dibuat mampu menahannya [4].

1. Stabilitas terhadap gaya guling

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi. Momen penggulingan ini dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas. Faktor keamanan terhadap penggulingan (F_{gl}) didefinisikan sebagai berikut:

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}}$$

Keterangan:

F_{gl} = faktor keamanan akibat penggulingan

$\sum M_w$ = momen terhadap berat sendiri pondasi (kNm)

$\sum M_{gl}$ = momen terhadap tekanan tanah aktif (kNm)

2. Stabilitas terhadap gaya geser

Akibat gaya-gaya lateral seperti tekanan tanah aktif (P_a) yang bekerja, maka dinding penahan tanah dapat bergeser. Gaya-gaya lateral P_a tersebut akan mendapatkan perlawanan dari tekanan tanah pasif (P_p) dan gaya gesek antara dasar dinding dan tanah. Faktor keamanan terhadap penggeseran (F_{gs}) didefinisikan sebagai berikut:

$$F_{gs} = \frac{\sum R_H}{\sum P_H}$$

- Untuk tanah granular ($c = 0$)

$$\sum R_H = W \times f$$

$$= W \tan \delta_b ; \text{ dengan } \delta_b \leq 0$$

- Untuk tanah kohesif ($\phi = 0$)

$$\sum R_H = c_a \times B$$

- Untuk tanah $c - \phi$ ($\phi > 0$ dan $c > 0$)

$$\sum R_H = c_a \cdot B + W \tan \delta_b$$

Keterangan:

F_{gs} = faktor aman terhadap penggeseran

$\sum R_H$ = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran

$\sum P_H$ = jumlah gaya-gaya horizontal (kN)

W = berat total dinding penahan tanah dan tanah (kN)

δ_b = sudut gesek antara tanah dan dasar pondasi

c_a = $a_d \times c$ = adhesi antara tanah dasar dan dinding (kN/m²)

C = kohesi tanah dasar (kN/m²)

a_d = faktor adhesi

B = lebar pondasi (m)

F = $\tan \delta_b$ koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar pondasi

3. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk menahan tekanan atau beban bangunan pada tanah dengan aman tanpa menimbulkan keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan [5]. Daya dukung ultimit didefinisikan sebagai beban maksimum per satuan luas diman tanah masih dapat mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan. Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan rumus Terzaghi:

$$q_{ult} = c \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

Keterangan:

c = kohesi tanah (kN/m²)

D_f = kedalaman dasar pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

B = lebar pondasi dinding penahan tanah (m)

Untuk nilai N_c , N_q , dan N_γ merupakan nilai faktor daya dukung Terzaghi yang

ditentukan oleh besarnya sudut geser dalam tanah.

Metode Penelitian



Gambar 1. Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian dilakukan pada Proyek Pembangunan Waduk Brigif yang berada pada Jalan Raya Aselih, Cipedak, Jagakarsa, Jakarta Selatan. Ditinjau penelitian berada di STA 0+675.

Metode yang digunakan dalam penelitian ini ialah metode kuantitatif. Penelitian bersifat kuantitatif adalah suatu proses menemukan pengetahuan secara sistematis, menggunakan data berupa angka sebagai alat menganalisis keterangan mengenai apa yang ingin diketahui [6]. Diagram alir dalam pengerjaan penelitian ini dapat dilihat di gambar 2.

Analisis stabilitas lereng dilakukan dengan kondisi HWL dan LWL. Dilakukan perhitungan tanpa gempa dan dengan gempa. Perhitungan dilakukan menggunakan Metode Bishop dengan cara perhitungan manual dan menggunakan *software* GeoStudio. Digunakan *input* data yaitu nilai berat isi tanah (γ), nilai kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ).

Dalam perhitungan stabilitas lereng apabila tidak memenuhi syarat maka dilakukannya pembuatan dinding penahan tanah. Fungsi dinding penahan tanah disini juga sebagai penahan gerusan dan mempercepat. Dilakukannya pemilihan dinding penahan tanah ini dengan membandingkan nilai faktor keamanan lereng yang terbaik

menggunakan *software* GeoStudio. Penelitian ini menggunakan analisis data dari *bor log*. Didapatkan nilai N-SPT yang digunakan untuk mendapatkan nilai korelasi untuk berat isi tanah (γ), kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ) terdapat pada Tabel 1.

Dalam menganalisis lereng menggunakan GeoStudio dengan sub SLOPE/W yaitu mencari nilai angka keamanan dengan metode irisan dengan pendekatan kelongsoran berbentuk *circular* [7]. Hasil *output* dari GeoStudio sub SLOPE/W berupa nilai faktor keamanan minimum, bidang longsor dan *resistance force*.

Hasil dan Pembahasan

Pembebanan

Pembebanan dihitung dari beban konstruksi perkerasan, beban lalu lintas dan nilai koefisien gempa.

$$\begin{aligned} \text{Perkerasan} &= \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 \\ &= (24 \times 0,2) + (22 \times 0,07) + \\ &\quad (18 \times 0,175) \\ &= 9,49 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban perkerasan dihitung dari desain perkerasan jalan yang direncanakan di badan waduk.

Beban lalu lintas yang digunakan sesuai jenis jalan yang berada di lokasi penelitian yaitu jalan arteri lokal.

Lalu lintas = 10 kPa [8]

Koefisien gempa [1]

$$\begin{aligned} \text{PGA}_M &= F_{\text{PGA}} \times \text{PGA} \\ &= 1,2 \times 0,3 = 0,36 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_h &= 0,5 \times \text{PGA}_{M/g} \\ &= 0,5 \times 0,36 = 0,18 \end{aligned}$$

Parameter Tanah

Penyusunan parameter tanah berdasarkan hasil pengujian *boring log* (SPT) dengan melakukan korelasi oleh para ahli untuk menentukan nilai berat isi tanah (γ_m) [9], berat isi jenuh (γ_{sat}) [10], kohesi (c) [11], dan sudut geser dalam (ϕ) [2]. Seperti pada Tabel 2.

Tabel 2. Parameter Tanah

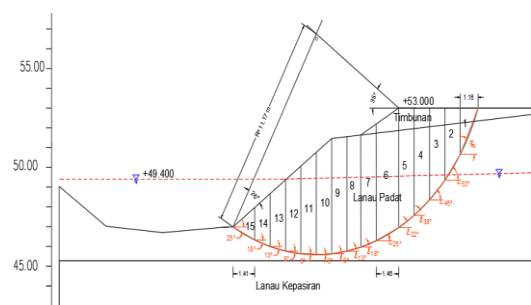
Lapisan	Kedalaman	Klasifikasi Tanah	γ_m	γ_{sat}	ϕ	c
	m		kN/m ³	kN/m ³	°	kPa
1	0,00 - 5,50	Lanau Padat, Stiff	20	21	28	25
2	5,50 - 9,00	Lanau kepasiran, Hard	22	23	32	52
3	9,00 - 14,50	Lanau keras, Very Stiff	23	24	29	35
4	14,50 - 16,50	Lanau kepasiran, Hard	21	22	32	50
5	16,50 - 20,00	Pasir kelanauan, Very Dense	19	21	38	5

A. Stabilitas Lereng

Perhitungan analisis stabilitas lereng ini dibagi dengan beberapa irisan untuk mendapatkan faktor keamanan. Digunakan metode Bishop dalam analisis.

1. Lereng Kondisi High Water Level (HWL)

- Perhitungan Manual



Gambar 2. Pemodelan Tiap Irisan Manual Kondisi HWL

Setelah menentukan bidang longsor dan irisan maka ditentukan luas irisan, sudut irisan dan muka air. Dalam perhitungan dibagi menjadi perhitungan tanpa gempa dan dengan gempa. Berikut perhitungan lereng:

▪ Tanpa Gempa

$$FKb (3,23) = \frac{1240,50}{386,87} = 3,21$$

$$FKb (3,22) = \frac{1240,21}{386,87} = 3,21$$

$$FKb (3,20) = \frac{1239,63}{386,87} = 3,20$$

Didapatkan nilai faktor keamanan untuk kondisi HWL tanpa gempa sebesar $3,2 \geq 1,25$.

▪ Dengan Gempa

$$FKb (1,90) = \frac{1037,07}{386,87 \times 165,0} = 1,88$$

$$FKb (1,89) = \frac{1036,49}{386,87 \times 165,0} = 1,88$$

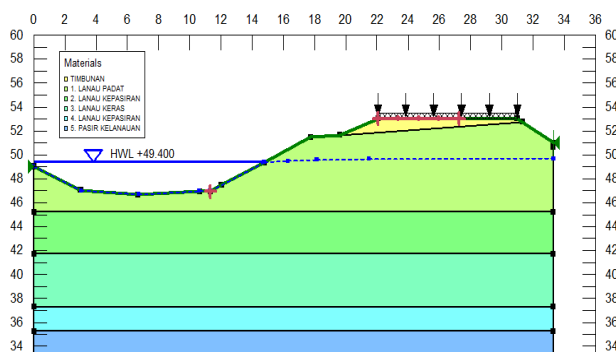
$$FKb (1,87) = \frac{1035,91}{386,87 \times 165,0} = 1,87$$

Didapatkan nilai faktor keamanan untuk kondisi HWL dengan gempa sebesar 1,87 $\geq 1,10$.

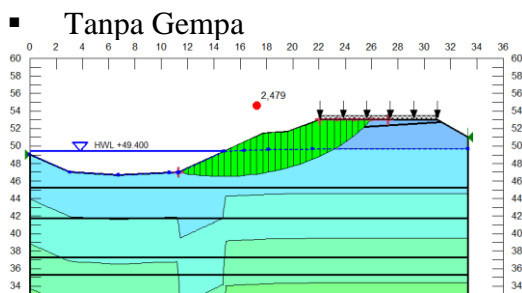
Percepatan gempa vertikal diabaikan, karena percepatan gempa vertikal lebih kecil dari percepatan horizontal sehingga percepatan gempa vertikal tidak begitu menentukan dalam perhitungan gaya lateral yang bekerja pada lereng [12].

- Software GeoStudio

Data yang di input ke dalam GeoStudio sama dengan data yang dipakai dalam perhitungan manual.

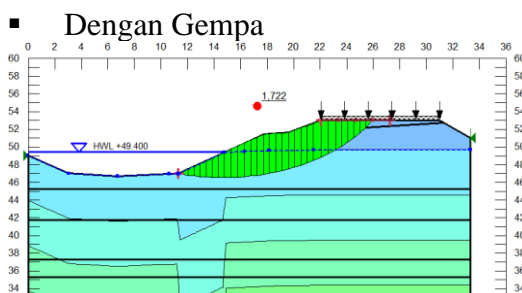


Gambar 3. Pemodelan Kondisi HWL Pada GeoStudio



Gambar 4. Hasil Faktor Keamanan HWL Tanpa Gempa

Didapatkan nilai faktor keamanan untuk kondisi HWL kritis tanpa gempa sebesar $2,479 \geq 1,25$.

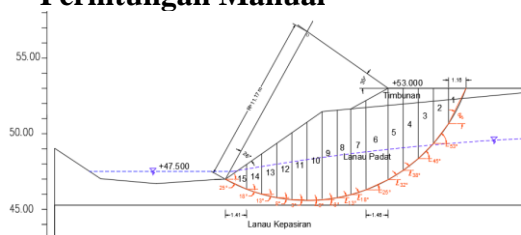


Gambar 5. Hasil Faktor Keamanan HWL Dengan Gempa

Didapatkan nilai faktor keamanan untuk kondisi HWL kritis tanpa gempa sebesar $2,479 \geq 1,25$.

2. Lereng Kondisi Low Water Level (LWL)

- Perhitungan Manual



Gambar 6. Pemodelan Tiap Irisan Manual Kondisi LWL

■ Tanpa Gempa

$$FKb (3,16) = \frac{1512,88}{482,50} = 3,14$$

$$FKb (3,15) = \frac{1512,49}{482,50} = 3,13$$

$$FKb (3,13) = \frac{1511,70}{482,50} = 3,13$$

Didapatkan nilai faktor keamanan untuk kondisi LWL tanpa gempa sebesar $3,13 \geq 1,25$.

■ Dengan Gempa

$$FKb (2,37) = \frac{1460,71}{482,50 \times 197,09} = 2,18$$

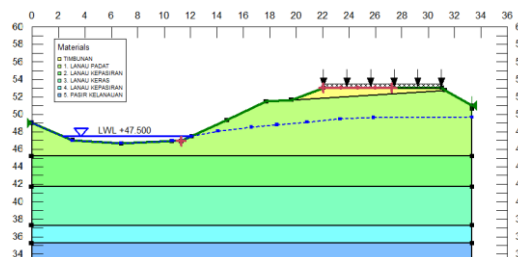
$$FKb (2,27) = \frac{1455,00}{482,50 \times 197,09} = 2,18$$

$$FKb (2,17) = \frac{1448,86}{482,50 \times 197,09} = 2,17$$

Didapatkan nilai faktor keamanan untuk kondisi LWL dengan gempa sebesar $2,17 \geq 1,10$.

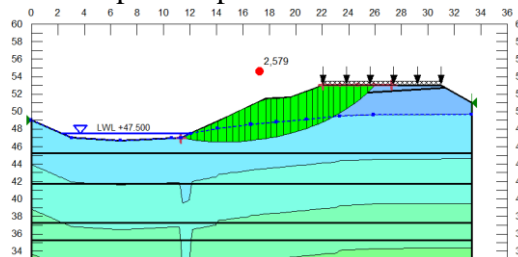
- Software GeoStudio

Pemodelan kondisi LWL di GeoStudio.



Gambar 7. Pemodelan Kondisi LWL Pada GeoStudio

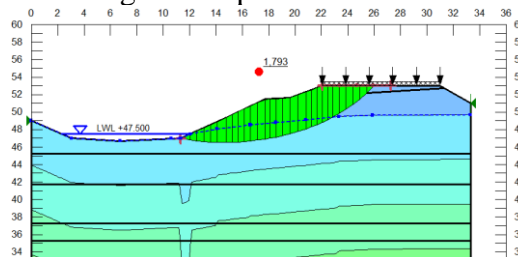
■ Tanpa Gempa



Gambar 8. Hasil Faktor Keamanan LWL Tanpa Gempa

Didapatkan nilai faktor keamanan untuk kondisi HWL kritis tanpa gempa sebesar $2,579 \geq 1,25$.

■ Dengan Gempa



Gambar 9. Hasil Faktor Keamanan LWL Dengan Gempa

Didapatkan nilai faktor keamanan untuk kondisi HWL kritis tanpa gempa sebesar $1,793 \geq 1,25$.

B. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Setelah dilakukannya perhitungan stabilitas lereng, dapat disimpulkan bahwa kondisi lereng stabil pada setiap

kondisi. Namun, dikarenakan kondisi lereng berada di arah kali, maka dibutuhkan dinding penahan tanah sebagai pencegah gerusan dan memperlambat percepatan air.

Pemilihan dinding penahan tanah menggunakan perbandingan faktor keamanan lereng dengan bronjong, batu pecah dan beton menggunakan GeoStudio.

Tabel 3. Perbandingan Faktor Keamanan Dinding Penahan Tanah

Kondisi	Syarat	FK _b						
		Bronjong		Batu Pecah		Beton		
HWL	Tanpa Gempa	> 1,25	2,24	OK	1,60	OK	2,03	OK
	Dengan Gempa	> 1,10	1,70	OK	1,21	OK	1,50	OK
LWL	Tanpa Gempa	> 1,25	2,39	OK	1,94	OK	2,15	OK
	Dengan Gempa	> 1,10	1,61	OK	1,46	OK	1,59	OK

Dari hasil tersebut dapat disimpulkan bahwa nilai faktor keamanan terbesar terdapat pada dinding penahan tanah dengan bronjong. Bronjong yang digunakan berukuran 2 x 1 x 0,5 m dan dengan isian Basal berat isi 27 kN/m³.

1. Tekanan Tanah Aktif

$$K_a = \cos 25 \frac{\cos 25 - \sqrt{\cos^2 25 - \cos^2 28}}{\cos 25 + \sqrt{\cos^2 25 - \cos^2 28}} = 0,573$$

• Tekanan Tanah Akibat Beban Merata q

β = 21°
 α = 73°
 m₁ = 3,34 m
 m₂ = 9 m

Nilai tegangan:

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) = 8,318 \text{ kN/m}^2$$

Nilai gaya:

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{m_1}{H} \right) = 36,58^\circ$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{m_1 + m_2}{H} \right) = 69,96^\circ$$

$$P_a = \frac{q}{90} [H(\theta_1 - \theta_2)] = 28,710 \text{ kN/m}$$

Jarak ke dasar:

$$R = (m_1 + m_2)^2 (90 - \theta_2) = 3051,6$$

$$Q = m_2 (90 - \theta_1) = 595,93$$

$$y = \frac{H^2(\theta_1 - \theta_2) - (R - Q) + 57,30 m_2 H}{2H(\theta_1 - \theta_2)} = 3,787 \text{ m}$$

Nilai Momen:

$$M_{a1} = P_{a1} \times y = 108,72 \text{ kN.m}$$

• Tekanan tanah Akibat Tanah Lapisan 1a

$$q_{a2} = \gamma_m \times h_{1a} \times K_a = 19,47 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{a2} = \frac{1}{2} \times q_{a2} \times h_{1a} = 16,55 \text{ kN/m}$$

$$y = \frac{1}{3} \times h_{1a} \times h_{1b} = 4,37 \text{ m}$$

$$M_{a2} = P_{a2} \times y = 72,27 \text{ kN.m}$$

• Tekanan Tanah Akibat Tanah Diatas (Lapisan 1a)

$$q_{a3} = \gamma_m \times h_{1a} \times K_a = 19,47 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{a3} = q_{a3} \times h_{1b} = 33,101 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{1}{2} \times h_{1b} \\
 &= 1,9 \text{ m} \\
 M_{a3} &= P_{a3} \times y \\
 &= 62,89 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- **Tekanan Tanah Akibat Tanah Lapisan 1b**

$$\begin{aligned}
 q_{a4} &= \gamma_{\text{efektif}} \times h_{1b} \times K_a \\
 &= 24,35 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a4} &= \frac{1}{2} \times q_{a4} \times h_{1b} \\
 &= 46,27 \text{ kN/m} \\
 y &= \frac{1}{3} \times h_{1b} \\
 &= 1,27 \text{ m} \\
 M_{a4} &= P_{a4} \times y \\
 &= 58,60 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- **Tekanan Tanah Akibat Lapisan Permukaan Air**

$$\begin{aligned}
 q_{a5} &= \gamma_w \times h_{1b} \\
 &= 37,278 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a5} &= \frac{1}{2} \times q_{a5} \times h_{1b} \\
 &= 70,82 \text{ kN/m} \\
 y &= \frac{1}{3} \times h_{1b} \\
 &= 1,27 \text{ m} \\
 M_{a5} &= P_{a5} \times y \\
 &= 89,71 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

2. Tekanan Tanah Pasif

$$\begin{aligned}
 K_p &= tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= tg^2 \left(45^\circ + \frac{28}{2} \right) = 0,283
 \end{aligned}$$

- **Tekanan Tanah Akibat Tanah Diatas (Lapisan 1a)**

$$\begin{aligned}
 q_{p1} &= \gamma_{\text{efektif}} \times h_p \times K_p \\
 &= 3,16 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p1} &= \frac{1}{2} \times q_{p1} \times h_p \\
 &= 1,58 \text{ kN/m} \\
 y &= \frac{1}{3} \times h_p \\
 &= 0,33 \text{ m} \\
 M_{p1} &= P_{p1} \times y \\
 &= 0,527 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- **Tekanan Tanah Akibat Tanah Lapisan 1b**

$$\begin{aligned}
 q_{p2} &= \gamma_w \times h_p \\
 &= 9,81 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{p2} &= \frac{1}{2} \times q_{p2} \times h_p \\
 &= 4,905 \text{ kN/m} \\
 y &= \frac{1}{3} \times h_p \\
 &= 0,33 \text{ m} \\
 M_{p2} &= P_{p2} \times y \\
 &= 1,635 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Tekanan akibat tanah kohesif tidak dihitung, dikarenakan pada biasanya hanya membuat selisih lebih besar dan diabaikan. Resiko yang terjadi ialah crack tanah [13]

3. Gaya Uplift

Gaya *uplift* dimana tekanan air mendorong dinding penahan tanah dari dasar dinding. Tekanan air akan mempengaruhi gaya vertikal dan menyebabkan tahanan guling semakin kecil, sehingga kemungkinan terjadinya guling semakin tinggi [14].

$$\begin{aligned}
 a_7 &= \gamma_w \times z \\
 &= 9,81 \times 0,3 \\
 &= 2,943 \text{ kN/m}^2 \\
 U_{\text{bronjong7}} &= a \times b_{\text{bronjong}} \\
 &= 2,943 \times 1 \\
 &= 2,943 \text{ kN/m} \\
 x &= \text{titik berat ke titik o} \\
 &= 7,08 \text{ m} \\
 M_{\text{uplift7}} &= U \times X \\
 &= 2,943 \times 7,08 \\
 &= 20,84 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Didapatkan total gaya *uplift* sebesar 103,98 kN/m.

4. Berat dan Momen Bronjong

Untuk perhitungan berat dan momen bronjong sendiri digunakan rumus yang sama setiap bronjongnya [15].

$$\begin{aligned}
 L_{\text{bronjong1}} &= \text{Lebar} \times \text{tinggi} \\
 &= 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ m}^2 \\
 W_{\text{bronjong1}} &= L_{\text{bronjong}} \times \gamma_{\text{bronjong}} \\
 &= 0,5 \times 27 = 13,50 \text{ kN/m} \\
 x_{\text{bronjong1}} &= \text{titik berat ke titik o} \\
 &= 9,22 \text{ m} \\
 M_{\text{bronjong1}} &= W_{\text{bronjong}} \times x_{\text{bronjong}} \\
 &= 13,5 \times 9,22 = \\
 &124,47 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Setelah dilakukan perhitungan berat bronjong keseluruhan sebesar 378 kN/m dan momen total sebesar 1667,75 kNm, hasil perhiungan dapat dilihat pada tabel 4.

5. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

• Stabilitas Guling

Dikarenakan tanah berjenis kohesif makas syarat $FK > 2$ [1].

$$\Sigma M_{Berat\ Bronjong} = 1667,25 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Tanah\ Aktif} = 392 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Tanah\ Pasif} = 2,16 \text{ kNm}$$

$$FK_{guling} = \frac{\Sigma M_{Pasif} + \Sigma M_{Bronjong}}{\Sigma M_{Aktif}}$$

$$= \frac{2,16 + 1667,25}{392,20}$$

$$= 4,25 \geq 2 \text{ AMAN}$$

Dari hasil tersebut bahwa dinding mampu menahan terhadap guling.

• Stabilitas Geser

Berasal dari syarat maka $FK > 1,5$ [1]. Untuk stabilitas geser dikarenakan tanah $c - \phi$ ($c > 0$ dan $\phi > 0$), maka digunakan rumus:

$$\Sigma R_H = c_a \cdot B + W \tan \delta_b$$

Diketahui :

$$c_a = 25$$

$$B = 4 \text{ m}$$

$$W = 378 \text{ kN}$$

$$\delta_b = 28^\circ$$

$$FK_{geser} = \frac{(25 \times 4) + (378 \times \tan 28)}{(195,46 - 6,49)}$$

$$FK_{geser} = 1,59 \geq 1,5 \text{ AMAN}$$

Dari hasil tersebut dinding mampu menahan terhadap geser.

• Stabilitas Daya Dukung Tanah

Mencari nilai q_{ult} sebagai berikut:

$$p_o = \gamma_{efektif}(D - d) + \gamma_m \times d$$

$$= 11,19(5,5 - 1) + 11,19 \times 1$$

$$= 61,545 \text{ kN/m}^2$$

Mencari nilai N_c , N_q , dan N_γ untuk $\phi = 28^\circ$ dengan cara interpolasi [10].

ϕ	N_c	N_q	N_γ
25	25,1	12,7	9,2
28	32,36	18,58	15,68

	30	37,2	22,5	20
q_{ult}	$= 1,3 \cdot c \cdot N_c + p_o \cdot N_q$ $+ 0,4 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$ $= 1,3 \times 25 \times 32,36$ $+ 61,545 \times 18,58$ $+ 0,4 \times 2 \times 11,19 \times$ $2 \times 15,68$ $= 2475,94 \text{ kN/m}$			
Q_{ijin}	$= \frac{q_{ult}}{FK}$ $= \frac{2475,94}{3}$ $= 825,313 \text{ kN/m} > 378 \text{ kN/m}$			

AMAN [16]

Dari hasil tersebut didapatkan bahwa tanah dibawah dinding penahan tanah mampu menahan dinding dan memenuhi syarat dari q_{ijin} lebih besar dari beban bronjong yang digunakan.

Kesimpulan

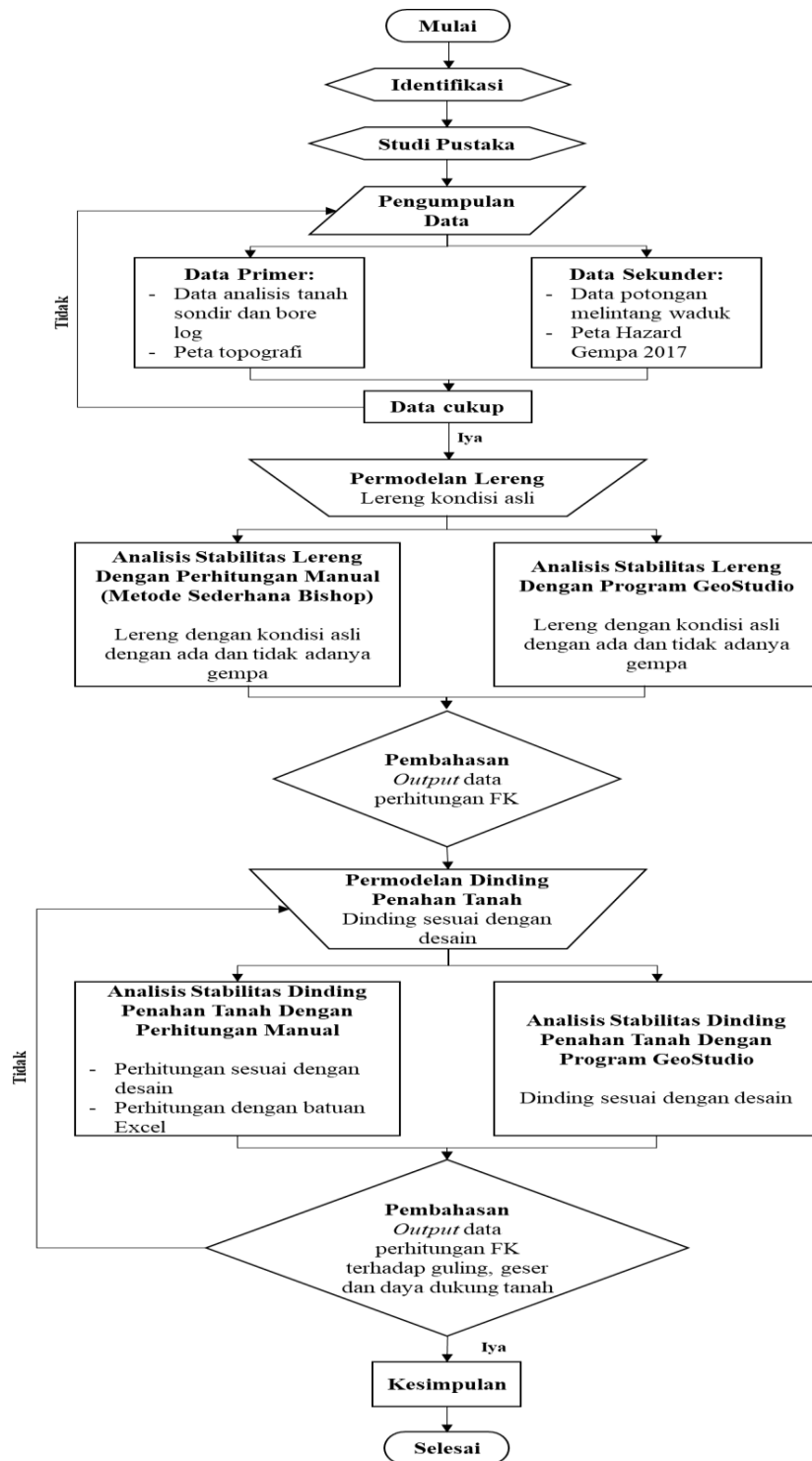
Dari hasil penelitian didapatkan bahwa faktor keamanan (FK) lereng kondisi HWL tanpa gempa dalam perhitungan manual maupun GeoStudio senilai 3,20 dan 2,48 memenuhi syarat $\geq 1,25$ sehingga lereng tersebut stabil. Selanjutnya, faktor keamanan (FK) lereng kondisi HWL dengan gempa dalam perhitungan manual maupun GeoStudio senilai 1,88 dan 1,72 memenuhi syarat $\geq 1,10$ sehingga lereng tersebut stabil. Dalam faktor keamanan (FK) lereng kondisi LWL tanpa gempa dalam perhitungan manual maupun GeoStudio senilai 3,13 dan 2,58 memenuhi syarat $\geq 1,25$ sehingga lereng tersebut stabil. Untuk yang terakhir, faktor keamanan (FK) lereng kondisi LWL dengan gempa dalam perhitungan manual maupun GeoStudio senilai 2,20 dan 1,79 memenuhi syarat $\geq 1,10$ sehingga lereng tersebut stabil.

Dikarenakan lereng berada di Kali Krukut, maka dibangun dinding penahan tanah untuk mencegah gerusan. Dilakukan pemilihan dari 3 tipe dinding penahan tanah dan dipilih bronjong

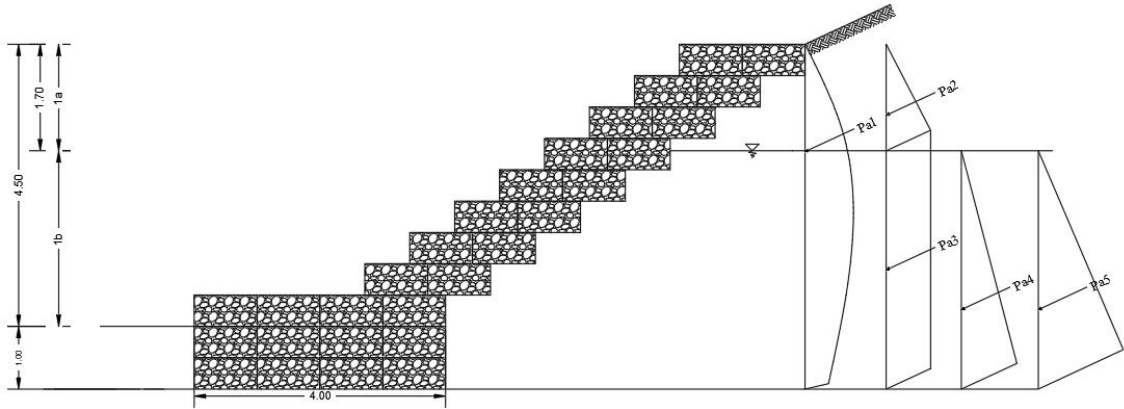
sebagai dinding penahan terbaik dikarenakan memiliki nilai faktor keamanan lebih besar dari batu pecah dan beton. Faktor keamanan dari stabilitas dinding penahan tanah terhadap guling, geser dan daya dukung tanah memenuhi syarat. Dengan faktor keamanan guling sebesar $4,25 \geq 2$, faktor keamanan geser $1,59 \geq 1,50$, dan daya dukung Q_{ijin} ($825,31 \text{ kN/m} \geq Q$) (378 kN/m).

Daftar Pustaka

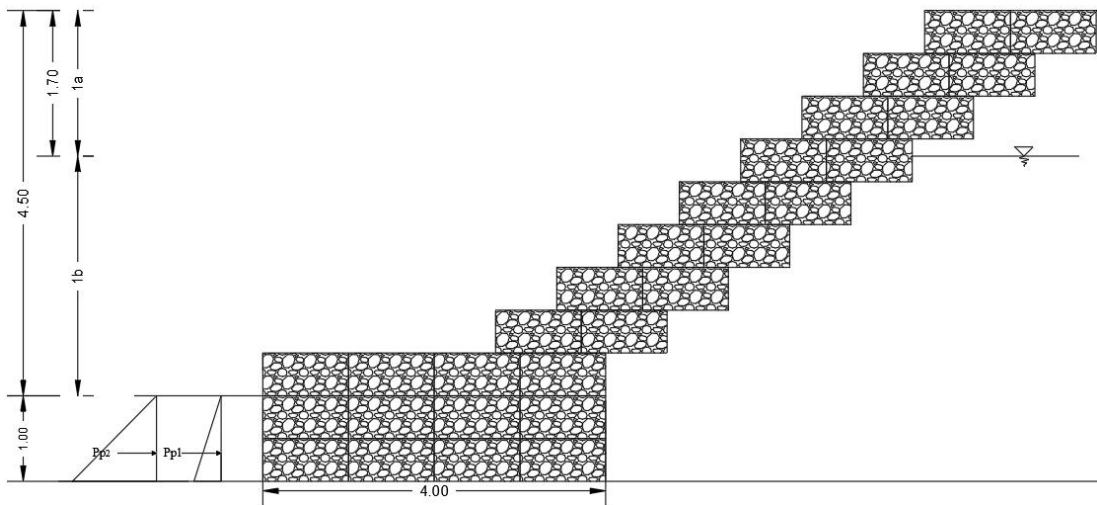
- [1] Badan Standarisasi Nasional, "Sni 8460-2017," *Persyaratan Peranc. Geotek.*, vol. 8460, p. 2017, 2017.
- [2] B. M. Das, "Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis," *Erlangga*, vol. 2, p. 239, 1993.
- [3] H. C. Hardiyatmo, *Mekanika Tanah 2*, Keenam. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press, 2018.
- [4] M. Ramadhani, N. S. Sujandari, and Y. M. Purwana, "ANALISIS STABILITAS LERENG AKIBAT BEBAN GEMPA DENGAN PERKUATAN DINDING PENAHAN TANAH MENGGUNAKAN SOFTWARE GEOSLOPE DI DESA TAMBAKMERANG, GIRIMARTO, WONOGIRI Martha," *matriks Tek. Sipil*, pp. 195–201, 2016.
- [5] K. Lebao and K. F. Sulistyan, "Studi Perancangan Ulang Dinding Penahan Pada Hulu Bendung Kramat Kecamatan Tumpang Kabupaten Malang," *J. Reka Buana*, vol. 1, no. 1, pp. 19–25, 2016.
- [6] V. W. Sujarweni, *Metodologi Penelitian*. Yogyakarta: Pustaka Baru Press, 2014.
- [7] W. I. Manurung, I. B. Mochtar, and T. R. Satrya, "Analisis Hasil Perencanaan pada Pemodelan Stabilitas Timbunan dengan Program Bantu XSTABL, GEO5, GeoStudio-SLOPE/W, dan PLAXIS," *J. Apl. Tek. Sipil*, vol. 19, no. 3, p. 295, 2021, doi: 10.12962/j2579-891x.v19i3.9506.
- [8] Badan Standardisasi Nasional, "SNI 03-0090-1999 : Bronjong Kawat," *Badan Stand. Nas.*, pp. 5–6, 1999.
- [9] T. W. Lambe and R. V. Whitman, *Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1969.
- [10] K. Terzaghi and R. B. Peck, *Mekanika Tanah Dalam Praktek Rekayasa*. Jakarta: Erlangga, 1987.
- [11] G. B. Look, *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. London: Taylor & Francis Group, 2007.
- [12] E. Sutarman, *Konsep dan Aplikasi Pengantar Teknik Sipil*. Yogyakarta: ANDI, 2013.
- [13] E. Muhammad Rosihun, "Analisis Stabilitas Talud Bronjong Uin Sunan Kalijaga Yogyakarta," *Anal. Stabilitas Talud Bronjong Uin Sunan Kalijaga Yogyakarta*, vol. 7, no. 2, pp. 182–201, 2011.
- [14] B. Chairullah, "Analisa Daya Dukung Pondasi Dengan Metoda SPT, CPT, dan Mayerhof Pada Lokasi Rencana Konstruksi PLTU Nagan Raya Provinsi Aceh," *Teras J.*, vol. 3, no. 1, 2016.
- [15] M. Febe and I. H. Sasongko, "Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Dengan Perkuatan Bronjong Pada Jalan Tol Ulujami – Pondok Ranji Ramp Bintaro Viaduct," *Constr. Mater. J.*, vol. 1, no. 1, pp. 91–100, 2019, doi: 10.32722/cmj.v1i1.1333.
- [16] H. C. Hardiyatmo, *Analisis dan Perancangan Fondasi I, II*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press, 2011.



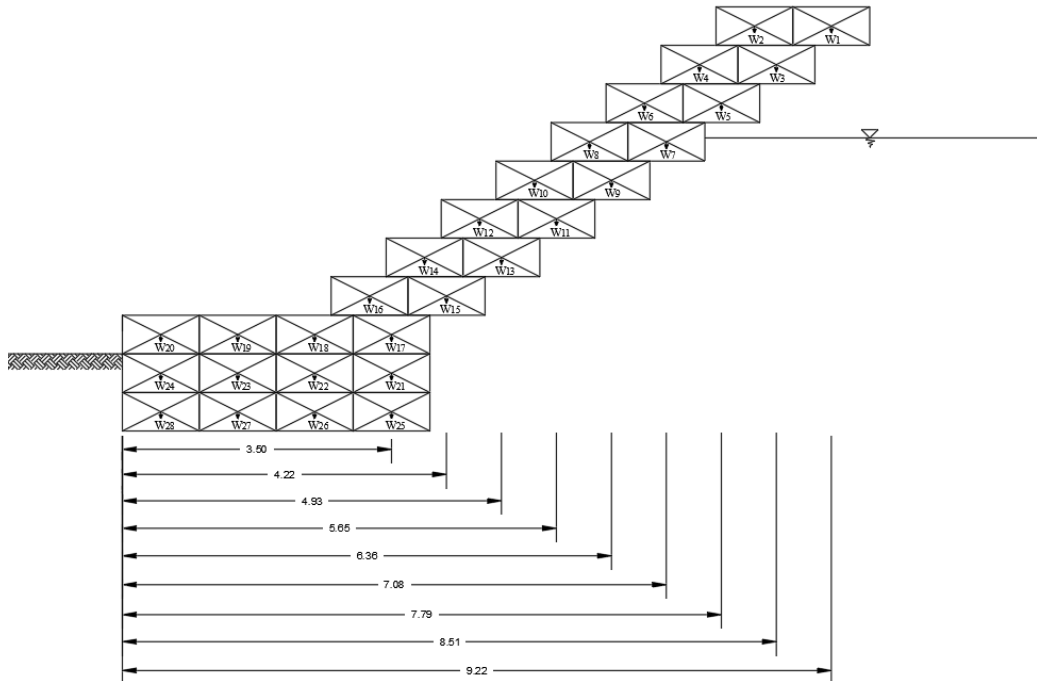
Gambar 10. Diagram Alir



Gambar 11. Diagram Tekanan Tanah Aktif



Gambar 12. Diagram Tekanan Tanah Pasif



Gambar 13. Berat Bronjong dan Jarak Bronjong Ke Titik Pusat O

Tabel 1. Analisis Gaya Uplift

Bronjong	Lebar	z	γ_w	a	U _{bronjong}	x	MU
	m					m	kN.m
7	1	0,3	9,81	2,943	2,943	7,08	20,84
8	1	0,3	9,81	2,943	2,943	6,08	17,89
9	1	0,5	9,81	4,905	4,905	6,36	31,20
10	1	0,5	9,81	4,905	4,905	5,36	26,29
11	1	0,5	9,81	4,905	4,905	5,65	27,71
12	1	0,5	9,81	4,905	4,905	4,65	22,81
13	1	0,5	9,81	4,905	4,905	4,93	24,18
14	1	0,5	9,81	4,905	4,905	3,93	19,28
15	1	0,5	9,81	4,905	4,905	4,22	20,70
16	1	0,5	9,81	4,905	4,905	3,22	15,79
17	1	0,5	9,81	4,905	4,905	3,50	17,17
18	1	0,5	9,81	4,905	4,905	2,50	12,26
19	1	0,5	9,81	4,905	4,905	1,50	7,36
20	1	0,5	9,81	4,905	4,905	0,50	2,45
21	1	0,5	9,81	4,905	4,905	3,50	17,17
22	1	0,5	9,81	4,905	4,905	2,50	12,26
23	1	0,5	9,81	4,905	4,905	1,50	7,36
24	1	0,5	9,81	4,905	4,905	0,50	2,45
25	1	0,5	9,81	4,905	4,905	3,50	17,17
26	1	0,5	9,81	4,905	4,905	2,50	12,26
27	1	0,5	9,81	4,905	4,905	1,50	7,36
28	1	0,5	9,81	4,905	4,905	0,50	2,45
					103,98		344,41

_Tabel 4. Analisis Berat dan Momen Bronjong

Bronjong	Luas m ²	γ_{bronjong} kN/m ³	Berat kN/m	x m	M kNm
1	0,5	27	13,50	9,22	124,47
2	0,5	27	13,50	8,22	110,97
3	0,5	27	13,50	8,50	114,75
4	0,5	27	13,50	7,50	101,25
5	0,5	27	13,50	7,79	105,17
6	0,5	27	13,50	6,79	91,67
7	0,5	27	13,50	7,08	95,58
8	0,5	27	13,50	6,08	82,08
9	0,5	27	13,50	6,36	85,86
10	0,5	27	13,50	5,36	72,36
11	0,5	27	13,50	5,65	76,28
12	0,5	27	13,50	4,65	62,78
13	0,5	27	13,50	4,93	66,56
14	0,5	27	13,50	3,93	53,06
15	0,5	27	13,50	4,22	56,97
16	0,5	27	13,50	3,22	43,47
17	0,5	27	13,50	3,50	47,25
18	0,5	27	13,50	2,50	33,75
19	0,5	27	13,50	1,50	20,25
20	0,5	27	13,50	0,50	6,75
21	0,5	27	13,50	3,50	47,25
22	0,5	27	13,50	2,50	33,75
23	0,5	27	13,50	1,50	20,25
24	0,5	27	13,50	0,50	6,75
25	0,5	27	13,50	3,50	47,25
26	0,5	27	13,50	2,50	33,75
27	0,5	27	13,50	1,50	20,25
28	0,5	27	13,50	0,50	6,75
			378,00		1667,25