

ANALISIS STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH DAN REMBESAN PADA EMBUNG BABADAN, DESA GIRIKERTO, KEC. TURI, KAB. SLEMAN, YOGYAKARTA

Ariyani, N¹⁾, Asrulfa, Y.D²⁾

¹⁾Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Immanuel Yogyakarta
e-mail : niknok@yahoo.com

²⁾Alumni S1 Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Kristen Immanuel Yogyakarta

ABSTRACT

Retaining wall construction is built to withstand the land that lies behind it due to lateral soil pressure. Retaining wall can be safely said to have been taken into account when the safety factor, both to the danger of shifting, the danger of the overthrow, the decline in carrying capacity of the soil, and fracture. This research will re-calculate the stability of the retaining wall on the job increased Babadan ponds Turi district. Retaining wall in this work included in this type of retaining wall in the form of rigid wall, the stability of the wall is obtained from its own weight of the wall construction. Re-calculation was conducted aiming to determine the stability of the retaining wall against the danger of the overthrow, shift, carrying soil and seepage under the retaining wall and its influence on the style of uplift and piping hazard.

From analysis of obtained results that the retaining wall with normal water conditions, the safety factor against the dangers of the overthrow, distorting and barring capacity of eligible defined, except on Type II safety factor does not qualify. Type II retaining wall is not safe due to the wall is too high and the wall at the back of the sloped while in Type III with the same width of the foundation wall is not high compared with the Type II and on the back wall is made up so it is safe. If the retaining wall without any water to the danger of the overthrow of the stability and carrying capacity of not achieving the specified safety factor. With the width of the foundation are less wide, it causes the value of eccentricity is outside the body retaining wall so that the resulting stability of the carrying capacity of the soil is not safe. While the stability against the danger of distorting the retaining wall Type I, II and III is safe, is due to the factor of cohesion of the soil at the base of the foundation. From these results the authors provide an alternative dimension that is safe retaining wall against the danger of the overthrow, shift and to carrying capacity of the soil. In addition, the amount of seepage discharge is $q = 2.65 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$ or $22.9 \text{ m}^3/\text{hari}/\text{m}$. On the retaining wall does not occur piping and secure against uplift pressure.

At work in the field dimensions are not safe when there is no water remains always done because it is expected ponds filled with water and with it the retaining wall will remain safe. But basically the retaining wall should be safe both on an empty no water or no water, so the wall does not collapse and result in losses. Meanwhile, to cope with the resulting reduction in the volume of seepage ponds bin, it can be made water-resistant floor coating along the retaining wall or just a few meters as needed.

Key words: Retaining wall, stability, safety factor, seepage

I. PENDAHULUAN

Untuk mencegah keruntuhan tanah akibat tekanan tanah lateral (horizontal), maka, perlu dinding penahan tanah. Dinding penahan tanah yang terjadi kebocoran mendorong penulis untuk meninjau ulang stabilitas dinding penahan tanah pada pekerjaan peningkatan embung Babadan di kecamatan Turi. Dinding penahan tanah pada pekerjaan ini termasuk dalam jenis dinding penahan tanah berupa struktur kaku (*Rigid wall*), dengan kestabilan dinding diperoleh dari berat sendiri konstruksi dinding tersebut.

Pada perencanaan ini akan dihitung ulang stabilitas dinding penahan tanah pada embung Babadan terhadap bahaya penggulingan, penggeseran, daya dukung tanah dan rembesan di bawah dinding penahan tanah. Rembesan akan berakibat terjadinya gaya angkat ke atas (*uplift*) pada permukaan bidang runtuh dan pada dasar pondasi dinding penahan serta berakibat berkurangnya tekanan tanah pasif di depan dinding penahan tanah. Selain itu juga dinding penahan tanah perlu ditinjau stabilitas terhadap bahaya piping.

Stabilisasi dinding penahan tanah dipengaruhi oleh tekanan tanah lateral, aliran air dan stabilitas daya dukung tanah pondasi pada dinding penahan tanah. Untuk kepentingan itu maka rumusan masalahnya apakah dinding penahan tanah tersebut aman terhadap gaya-gaya yang bekerja dan solusi apa jika tidak terjadi keamanan pada dinding penahan tanah. Selain itu apakah terjadi gaya ke atas (*uplift*) pada dasar pondasi, serta apakah dinding penahan tanah aman terhadap bahaya piping.

Tinjauan yang dilakukan menyangkut stabilitas terhadap bahaya penggulingan, penggeseran, gaya-gaya yang bekerja, stabilitas terhadap keruntuhan, dan daya dukung atau tekanan pada tanah dasar fondasi. Selain itu juga, tinjauan dilakukan terhadap besarnya rembesan di bawah dinding penahan tanah. Analisa stabilitas ditinjau pada kondisi tidak ada air dan pada kondisi air normal dengan dimensi dinding penahan tanah sesuai dengan gambar kerja embung Babadan.

II. TINJAUAN PUSTAKA

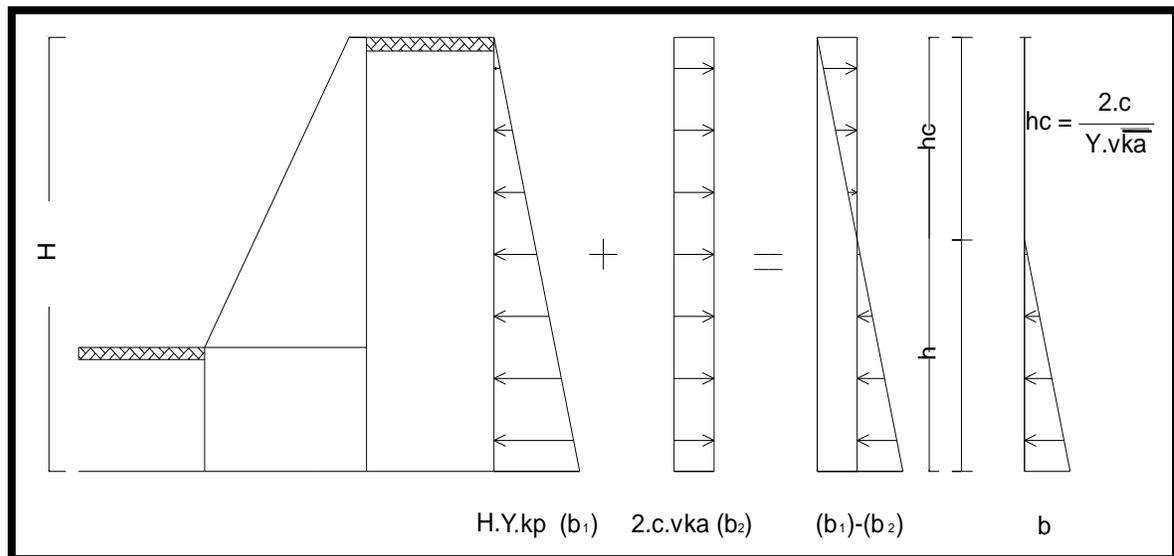
2.1. Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk menstabilkan kondisi tanah tertentu pada umumnya dipasang pada daerah tebing yang labil. Jenis konstruksi antara lain pasangan batu dengan mortar, pasangan batu kosong, beton,

kayu dan sebagainya. Dinding penahan tanah merupakan suatu struktur yang direncanakan dan dibangun untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil, sehingga dinding penahan tanah aman terhadap pergeseran, penggulingan dan keruntuhan kapasitas dukung tanah.

2.2. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Konsep tekanan tanah aktif dan pasif sangat penting untuk masalah-masalah pada stabilitas tanah, pemasangan batang-batang penguat pada galian, desain dinding penahan tanah dan lain sebagainya. Permasalahan disini adalah untuk menentukan faktor keamanan terhadap keruntuhan yang di sebabkan oleh gaya lateral. Pemecahan diperoleh dengan membandingkan gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah, yaitu gaya-gaya yang cenderung menggulingkan dan menggeser. Untuk gaya-gaya yang cenderung melawan misalnya berat sendiri dari konstruksi dinding penahan tanah yang bekerja vertikal sehingga dapat menghambat gaya lateral atau gaya yang bekerja horizontal. Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 2.1. dibawah ini.



Gambar 2.1. Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah

2.3. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Tekanan tanah dan gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah sangat mempengaruhi stabilitas dinding penahan tanah itu sendiri. (Suryolelono, 1994). Analisis yang perlu dilakukan pada konstruksi dinding penahan tanah adalah:

a. Stabilitas terhadap bahaya guling

Kestabilan struktur terhadap kemungkinan terguling dihitung dengan persamaan berikut :

$$SF = \frac{M_L}{M_G} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

dengan :

M_L = Jumlah dari momen yang mencegah struktur terguling (melawan) dengan titik pusat putaran di titik 0. M_L merupakan momen yang disebabkan oleh gaya vertikal dari struktur dan momen pasif.

M_G = Jumlah dari momen yang mengguling struktur dengan titik pusat putaran di titik 0. M_G disebabkan oleh tekanan tanah aktif dan beban yang bekerja pada dinding penahan tanah.

b. Stabilitas terhadap bahaya geser

Gaya aktif tanah (P_a) selain menimbulkan terjadinya momen juga menimbulkan gaya dorong sehingga dinding akan bergeser. Perlawanan terhadap gaya dorong ini terjadi pada bidang kontak antara tanah dasar pondasi. (Suryolelono, 1994).

$$SF = \frac{\text{Gaya Lawan}}{\text{Gaya Dorong}} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

2.4. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

a. Kapasitas dukung ijin tanah

Analisis kapasitas dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak dibawahnya. Banyak cara yang telah dibuat untuk merumuskan persamaan kapasitas dukung tanah, namun seluruhnya hanya merupakan cara pendekatan untuk memudahkan perhitungan. Salah satu cara untuk menentukan kapasitas dukung tanah yaitu dari hasil uji kerucut statis (sondir) Untuk pondasi pada lapisan pasir, (Meyerhof, 1956 dalam Hardiyatmo, 2010) menyarankan persamaan sederhana untuk menentukan kapasitas dukung ijin yang didasarkan penurunan $1''$. Persamaannya didasarkan pada kurva Terzaghi dan Peck (1943) dan dapat diterapkan untuk pondasi

telapak atau pondasi memanjang yang dimensinya tidak begitu besar, pada pasir kering sebagai berikut :

Untuk pondasi bujur sangkar atau memanjang dengan lebar $B \leq 1,2$ m,

$$q_a = \frac{q_c}{30} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.3)$$

Untuk pondasi bujur sangkar atau memanjang dengan lebar $B \geq 1,2$ m,

$$q_a = \frac{q_c}{50} \left[\frac{B + 0,30}{B} \right]^2 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.4)$$

dengan q_a = kapasitas dukung ijin untuk penurunan 2,54 cm (1”), q_c = tahanan konus (4N) (kg/cm²), dan B = lebar pondasi (m)

Persamaan-persamaan (2.3) dan (2.4) diturunkan berdasarkan hubungan $q_c = 4N$ (Meyerhof, 1956 dalam Hardiyatmo, 2010), dengan N diperoleh dari uji SPT.

b. Tekanan pada tanah

Tekanan yang disebabkan oleh gaya-gaya yang terjadi pada dinding penahan tanah harus dipastikan lebih kecil dari daya dukung ijin tanah. Eksentrisitas dari gaya-gaya ke pondasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

1. Letak titik potong resultante gaya pada dasar bidang pondasi ditinjau terhadap titik O (dengan O, ujung kaki pada bagian depan dinding penahan tanah) :

$$\sum M = (M_L - M_g) \dots\dots\dots (2.5)$$

$$x = \frac{\sum M}{\sum V} \dots\dots\dots (2.6)$$

Mencari eksentrisitas : $e = x - \frac{1}{2} B$

2. Letak titik potong resultante gaya pada dasar bidang pondasi ditinjau terhadap titik A (dengan A, titik tengah pada dasar pondasi dinding penahan tanah) :

Mencari eksentrisitas : $e = \frac{\sum M}{\sum V}$

dengan $e < B/6$, maka di seluruh bidang dasar pondasi bekerja gaya desak

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) < q_a \dots\dots\dots (2.7)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B.L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) > q_a \dots\dots\dots (2.8)$$

jika $e > B/6$, maka pada sebagian bidang dasar pondasi bekerja gaya tarik

$$\sigma_{\max} = \left(\frac{\sum V}{BL \left(\frac{B}{2} - e \right)} \right) < q_a \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

2.5. Rembesan

Rembesan adalah banyaknya jumlah air atau cairan yang masuk atau keluar pada suatu media atau massa tanah tertentu. Teori rembesan dalam hal ini didasarkan pada analisis dua dimensi.

a. Jaring arus (Flow net)

Jaring arus atau *flow net* adalah sekelompok garis aliran dan garis ekipotensial. Garis ekipotensial adalah garis-garis yang mempunyai tinggi energi potensial yang sama (h konstan). Cara penggambaran jaring arus ada beberapa cara antara lain dengan cara coba-coba (*trial and error sketching method*), cara analitis, dengan membuat model di laboratorium, dan dengan analogi listrik. Jaring arus dapat digunakan untuk menghitung debit rembesan, tekanan rembesan, stabilitas terhadap bahaya piping, dan sebagainya. (Hardiyatmo, 2006)

b. Debit rembesan

Dari gambar *flow net* dapat dihitung jumlah alur aliran N_f , maka tiap m tegak lurus bidang gambar adalah :

$$q = N_f \cdot k \cdot \Delta h \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

Dari gambar juga dapat dihitung jumlah potensial drop N_d , dan diketahui H, maka :

$$\Delta h = N_f \cdot k \cdot \frac{H}{N_d} \quad \dots\dots\dots (2.11.a)$$

sehingga,

$$q = N_f \cdot k \cdot \frac{H}{N_d} \quad \dots\dots\dots (2.11.b)$$

N_f dan N_d dihitung dari gambar *flow net*, H dan k merupakan data yang sudah diketahui. (Hardiyatmo, 2006)

c. Tekanan air pori

Tekanan air pori disebut juga sebagai tekanan hidrostatis pada suatu titik. Pada perhitungan tekanan air pori, menggunakan rumus Bernoulli sebagai berikut :

$$h = Z + \frac{U}{\gamma_w} \text{ atau } h = Z + h_w \text{ dengan } h_w = h - Z, \text{ maka } u = h_w \gamma_w$$

dengan Z = elevasi titik terhadap datum, h_w = tinggi tekanan air pori, h = potensial titik, dilihat dalam *flow net*, dimana letak titik tersebut terhadap garis-garis ekuipotensial, nd = nomor garis ekuipotensial, dan U = tekanan air pori

Jika potensial titik terletak pada garis ekuipotensial nomor nd maka potensial titik tersebut :

$$h = N_d \cdot \Delta h \dots\dots\dots (2.12.a)$$

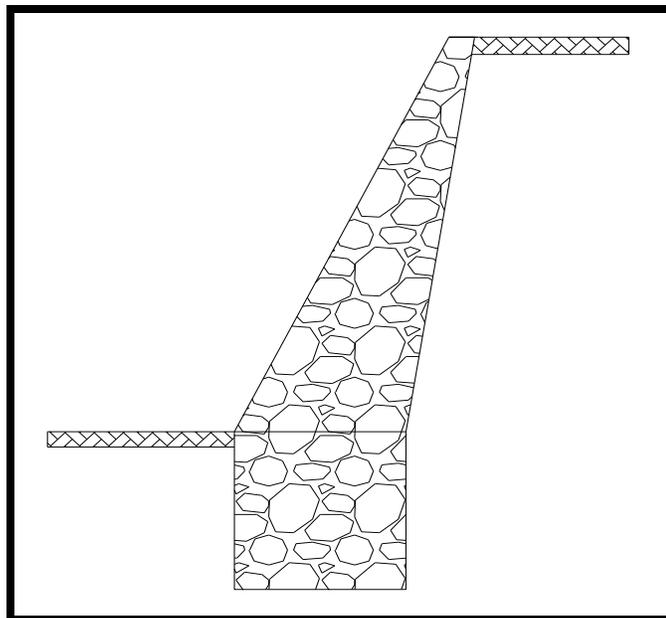
atau

$$h = N_d \cdot \frac{H}{N_d} \dots\dots\dots (2.12.b)$$

III. LANDASAN TEORI

3.1. Perhitungan Tekanan Tanah Lateral

Dinding penahan tanah di embung Babadan mempunyai bentuk konstruksi seperti Gambar 2. yaitu dengan permukaan tanah urug datar dan dinding vertikal. Dinding penahan tanah ini termasuk jenis dinding penahan yang terbuat dari batu kali murni dan termasuk dalam jenis dinding penahan tanah yang mengandalkan berat sendiri (*gravity wall*)



Gambar 2. Dinding penahan tanah tipe I

3.2. Perhitungan Besarnya Rembesan

Perhitungan rembesan pada embung Babadan dengan koefisien permeabilitas (k) $1,59 \times 10^{-2}$ cm/det pada kedalaman 6 - 9 meter dari permukaan tanah. Dari data geoteknik yang ada pada akhir pengeboran yaitu pada kedalaman 10 m tidak ditemukan muka air tanah dan lapisan kedap air, sedangkan untuk penggambaran jaring arus diperlukan adanya data yang menunjukkan elevasi muka air tanah sebagai bidang referensi atau bidang datum, dan letak lapisan kedap air. Elevasi muka air tanah diasumsikan berada tepat pada permukaan tanah asli yaitu pada elevasi + 606,00 m atau 5 m dari muka tanah. Asumsi ini berdasarkan atas terjadinya kebocoran di belakang konstruksi dinding penahan tanah saat dilakukan pengisian air pada embung dan muka air hilir sungai yang tepat di belakang dinding penahan tanah. Dalam hal ini penulis menyimpulkan bahwa elevasi muka air tanah telah naik saat embung terisi oleh air, ini berdasarkan atas sifat air mengalir dari ketinggian muka air (TMA) yang tinggi ke ketinggian muka air (TMA) yang lebih rendah.

Lapisan kedap air yang tidak diketahui sampai kedalaman pengeboran, ini diperlihatkan dari beberapa proyek di daerah sekitar embung Babadan saat dilakukan pengeboran sampai kedalaman 100 m masih belum ditemukan lapisan kedap airnya. Sehingga dalam penggambaran flownet dibatasi jumlah aliran (N_f) 5, ini sesuai dengan syarat maksimum jumlah aliran antara 4 – 5. Flownet juga mempunyai sifat bahwa semua garis aliran dan semua garis ekuipotensial saling berpotongan tegak lurus membentuk kotak – kotak bujur sangkar dan selisih potensial antara 2 garis ekuipotensial yang berurutan selalu sama. Perhitungan debit aliran lewat setiap alur yaitu antara dua garis aliran yang berurutan selalu sama = Δq , yang besarnya adalah :

$$\Delta q = .k . \Delta h \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

Dari gambar *flow net* dapat dihitung jumlah alur aliran N_f , maka tiap m tegak lurus bidang gambar adalah :

$$q = .N_f .k . \Delta h \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

Dari gambar juga dapat dihitung jumlah potensial drop N_d , dan diketahui H , maka :

$$\Delta h = \frac{H}{N_d} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

sehingga,

$$q = N_f .k . \Delta h \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

Perhitungan tekanan air pori dihitung dengan menggunakan persamaan seperti berikut ini.

$$U = h \cdot \gamma_w \quad \dots \dots \dots (2.17)$$

dengan $h_w = h - z$ dan $h = (nd/Nd) \cdot H$

Untuk perhitungan stabilitas terhadap bahaya piping, ditinjau prisma tanah dengan ukuran $d \times \frac{1}{2} d$ dengan tebal 1 m (cara Terzaghi) dengan membandingkan gaya keatas dan berat prisma tanah.

$$W = d \cdot \frac{1}{2} d \cdot \gamma' \quad \dots \dots \dots (2.18)$$

Nilai P dan faktor keamanan adalah sebagai berikut :

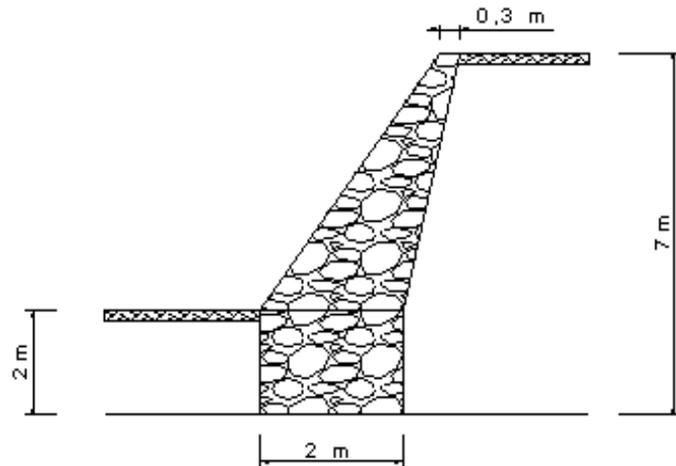
$$P = \frac{1}{2} d \cdot 1 (nd / Nd) \cdot H \cdot \gamma_w \quad \dots \dots \dots (2.19)$$

$$SF = \frac{W}{P} > 2 \quad \dots \dots \dots (2.20)$$

dengan d = kedalaman pondasi, nd = nomor potensial drop, dan P = gaya ke atas

IV. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisis



Gambar 4.1. Dinding penahan tanah Tipe I keadaan tidak ada air

Data tanah asli

1. Sudut geser dalam tanah dasar ϕ = 43,38°
2. Kohesi tanah c = 0,1 t/m²
3. Sudut kemiringan permukaan tanah urug β = 0°
4. N SPT = 33
5. Berat unit air γ_w = 1 t/m³

- | | |
|--|-----------------------------|
| 6. Berat unit tanah kering γ_d | = 1,77 t/m ³ |
| 7. Berat unit tanah bulk γ_b | = 1,94 t/m ³ |
| 8. Berat unit pasangan batu $\gamma_{pas. batu}$ | = 2,2 t/m ³ |
| 9. Muka air normal | = 610,00 m |
| 10. Spesifik gravity G_s | = 2,83 |
| 11. Angka pori e | = 0,72 |
| 12. Debit pengukuran langsung (base flow) | = 0,008 m ³ /det |

Data tanah urug

- | | |
|-----------------------------|-------------------------|
| 1. Sudut geser dalam ϕ | = 30° |
| 2. Kohesi C | = 0 |
| 3. γ tanah urug | = 1,94 t/m ³ |

Berat volume tanah jenuh : $\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \times \gamma_w = \frac{2,83 + 0,72}{1 + 0,72} \times 1 = 2,064 \text{ t/m}^3$

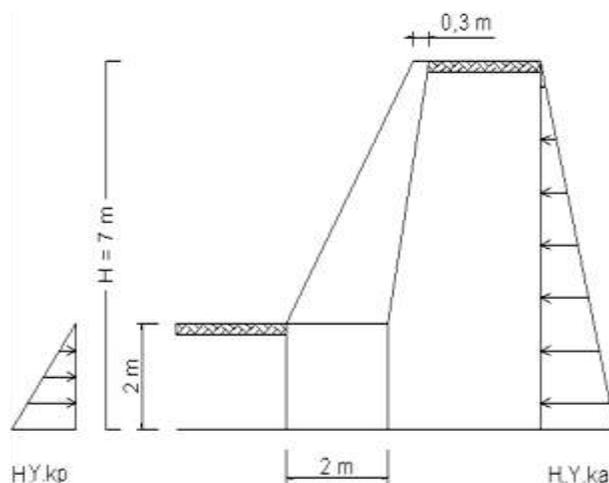
Berat volume tanah terendam air : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 2,064 - 1 = 1,064 \text{ t/m}^3$

Tekanan tanah aktif

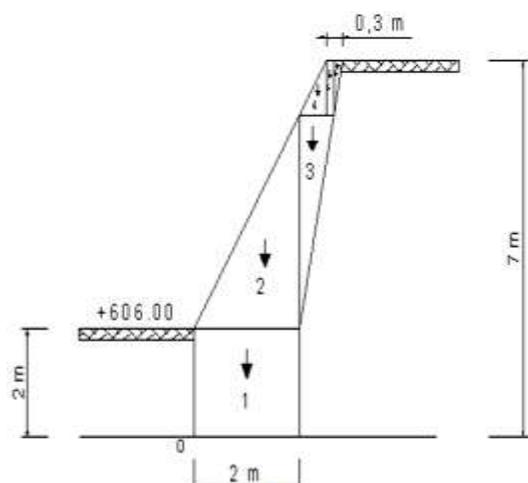
- | |
|--|
| a. Koefisien tekanan tanah aktif : $k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}) = 0,333$ |
| b. Tekanan tanah aktif : $P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_b \cdot H^2 \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot 1,94 \cdot 7^2 \cdot 0,333 = 15,827 \text{ ton}$ |
| c. Momen aktif : $M_a = P_a \cdot \frac{1}{3} \cdot H = 15,827 \cdot \frac{1}{3} \cdot 7 = 36,927 \text{ tm}$ |

Tekanan tanah pasif

- | |
|--|
| a. Koefisien tekanan tanah pasif : $k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}) = 3$ |
| b. Tekanan tanah pasif : $P_p = \frac{1}{2} \cdot Df^2 \cdot \gamma_b \cdot K_p = \frac{1}{2} \cdot 2^2 \cdot 1,94 \cdot 3 = 11,64 \text{ ton}$ |
| c. Momen pasif : $M_p = P_p \cdot \frac{1}{3} \cdot Df = 11,64 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 = 7,76 \text{ tm}$ |



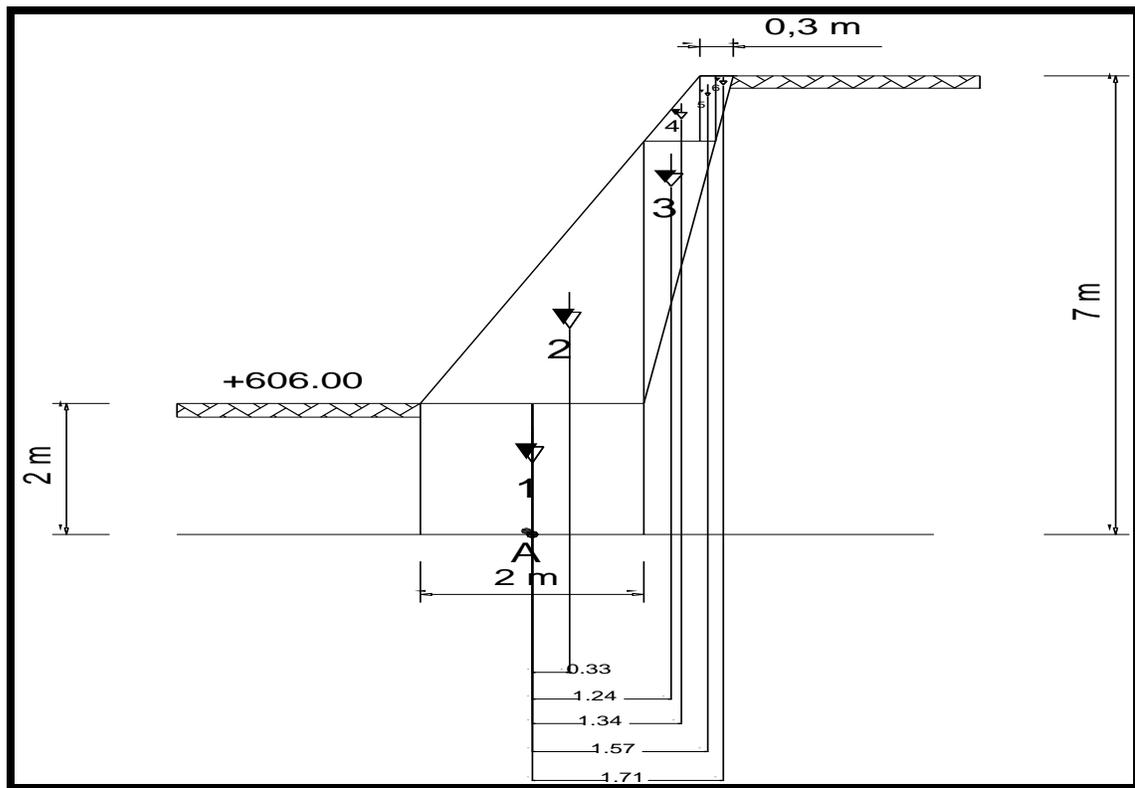
Gbr. 4.2. Gaya yang bekerja pada dinding penahan Tipe I tidak ada air



Gbr. 4.3. Berat sendiri konstruksi terhadap titik O Tipe I

Tabel 4.1. Berat sendiri konstruksi terhadap titik O Tipe I

No	Berat (ton)	Lengan (m)	Momen (tm)
1	$2 \times 2 \times 2,2 = 8,8$	$\frac{1}{2} \times 2 = 1$	8,8000
2	$\frac{1}{2} \times 2 \times 4 \times 2,2 = 8,8$	$\frac{2}{3} \times 2 = 1,333$	11,7330
3	$\frac{1}{2} \times 0,64 \times 4 \times 2,2 = 2,816$	$2 + (\frac{1}{3} \times 0,64) = 2,213$	6,2318
4	$\frac{1}{2} \times 0,5 \times 1 \times 2,2 = 0,55$	$2 + (\frac{2}{3} \times 0,5) = 2,333$	1,2832
5	$0,14 \times 1 \times 2,2 = 0,308$	$2 + 0,5 + (\frac{1}{2} \times 0,14) = 2,57$	0,7920
6	$\frac{1}{2} \times 0,16 \times 1 \times 2,2 = 0,176$	$2 + 0,5 + 0,14 + (\frac{1}{3} \times 0,16) = 2,693$	0,4740
--	$\Sigma v = 21,45$	---	$\Sigma M = 29,314$



Gambar 4.4. Berat sendiri konstruksi terhadap titik A Tipe I

Tabel 4.2. Berat sendiri konstruksi terhadap titik A Tipe I

No.	Berat (ton)	Lengan (m)	Momen (tm)
1.	$2 \times 2 \times 2,2 = 8,8$	0	0
2.	$\frac{1}{2} \times 2 \times 4 \times 2,2 = 8,8$	0,33	2,904
3.	$\frac{1}{2} \times 0,64 \times 4 \times 2,2 = 2,816$	1,24	3,492
4.	$\frac{1}{2} \times 0,5 \times 1 \times 2,2 = 0,55$	1,34	0,737
5.	$0,14 \times 1 \times 2,2 = 0,308$	1,57	0,484
6.	$\frac{1}{2} \times 0,16 \times 1 \times 2,2 = 0,176$	1,71	0,301
	$\Sigma v = 21,45$		$\Sigma M = 7,918$

Perhitungan kapasitas dukung tanah

Meyerhof (1956) mengusulkan persamaan kapasitas dukung ijin netto yang dikaitkan dengan nilai SPT untuk tanah pasir dengan lebar pondasi $\geq 1,2$ m, dan nilai $q_c = 4$ N adalah sebagai berikut :

$$q_a = \frac{q_c}{50} \left(\frac{B + 0,30}{B} \right)^2 \text{ kg/cm}^2 = \frac{4 \cdot 33}{50} \left(\frac{2 + 0,30}{2} \right)^2 = 3,4914 \text{ kg/cm}^2 = 34,914 \text{ t/cm}^2$$

Faktor keamanan terhadap guling, geser dan kuat dukung tanah

Tinjauan stabilitas terhadap titik O

a. Stabilitas terhadap bahaya guling

a) Momen lawan

$$ML = \sum M + M_p = 29,314 + 7,76 = 37,074 \text{ tm}$$

b) Momen guling

$$MG = M_a = 36,927 \text{ tm}$$

c) Faktor keamanan $SF = \frac{M_L}{M_G} = \frac{37,074}{36,927} = 1,004 < 1,5$ Tidak Aman

b. Stabilitas terhadap bahaya geser

a) Gaya geser

$$\sum Ph = P_a = 15,827 \text{ ton}$$

b) Gaya lawan

$$\sum Rh = (2/3c \cdot B) + V \cdot \text{tg } \phi + P_p = (2/3 \cdot 0,1 \cdot 2) + 21,45 \text{ tg } 43,38^\circ + 11,64 = 32,04 \text{ ton}$$

d) Faktor keamanan $SF = \frac{\sum Rh}{\sum Ph} = \frac{32,040}{15,827} = 2 > 1,5$ Aman

c. Stabilitas terhadap kuat dukung tanah

Ditinjau dari titik A

$$ML = \sum M + M_p = 7,918 + 7,76 = 15,678 \text{ tm}$$

$$MG = M_a = 36,927 \text{ tm}$$

$$\sum M = ML - MG = 15,678 - 36,927 = -21,249 \text{ tm}$$

$$\sum V = 21,45 \text{ ton}$$

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{-21,149}{21,45} = -0,99 \text{ m} > \frac{1}{6} B = \frac{1}{6} \times 2 = 0,333$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2v}{3l \left(\frac{B}{2} - e \right)} \leq \sigma_{\text{ijin}} \Leftrightarrow \sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 21,45}{3 \cdot 1 \left(\frac{2}{2} - 0,99 \right)} = 1430 \geq 34,914 \text{ t/m}^2 \dots \text{Tidak Aman}$$

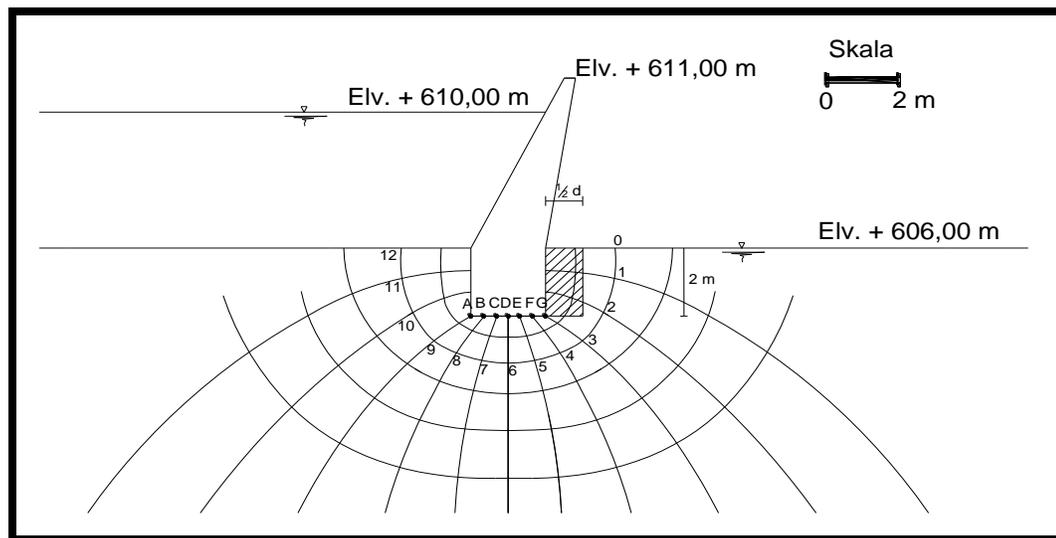
Perhitungan selanjutnya pada dinding penahan tanah pada Tipe I, II dan III pada saat tidak ada air dan pada saat air normal serta dinding penahan tanah alternatif Tipe I dapat dilihat pada Tabel 4.3. berikut ini :

Tabel 4.3. Resume stabilitas dinding penahan tanah embung Babadan

No	Dinding penahan tanah	Stabilitas terhadap gaya		
		Gaya guling	Gaya geser	Daya dukung
1	Tipe I tidak ada air	$1,004 \leq 1,5$...Tidak aman	$2 \geq 1,5$Aman	$\sigma_{\text{mak}} = 1430 \text{ t/m}^2 \geq 34,914 \text{ t/m}^2$Tidak aman
2	Tipe I air normal	$1,88 \geq 1,5$Aman	$2,8 \geq 1,5$Aman	$\sigma_{\text{mak}} = 30,04 \text{ t/m}^2 \leq 34,914 \text{ t/m}^2$Aman
3	Tipe II tidak ada air	$0,767 \leq 1,5$...Tidak aman	$1,55 \geq 1,5$...Aman	e berada di luar badan dinding penahan
4	Tipe II air normal	$1,53 \geq 1,5$Aman	$2,34 \geq 1,5$...Aman	$\sigma_{\text{mak}} = 17,5 \text{ t/m}^2 \leq 34,914 \text{ t/m}^2$Aman
5	Tipe III tidak ada air	$0,93 \leq 1,5$Tidak aman	$2,09 \geq 1,5$...Aman	e berada di luar badan dinding penahan
6	Tipe III air normal	$1,52 \geq 1,5$Aman	$2,66 \geq 1,5$...Aman	$\sigma_{\text{mak}} = 9,7 \text{ t/m}^2 \leq 34,914 \text{ t/m}^2$Aman $\sigma_{\text{min}} = 3,2 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$Aman
7	Alternatif tipe I tidak ada air	$1,7 \geq 1,5$Aman	$2,63 \geq 1,5$...Aman	$\sigma_{\text{mak}} = 25,42 \text{ t/m}^2 \leq 34,914 \text{ t/m}^2$Aman

Perhitungan debit rembesan

Dari data yang telah ada maka debit rembesan dapat diperhitungkan dengan cara menggambar flownet berikut ini :



Gambar 4.5. Flownet dinding penahan tanah pada tipe I

Dari *flownet* tersebut, diperoleh nilai $N_f = 5$, $N_d = 12$, dan $H = 610 - 606 = 4$ m. Jika nilai permeabilitas di lokasi dinding penahan tanah (k) adalah $1,59 \times 10^{-2}$ cm/det atau $1,59 \times 10^{-4}$ m/det maka debit yang merembes di dasar dinding tiap satuan lebar adalah :

$$q = N_f \cdot k \cdot \frac{H}{N_d} = 5 \cdot 1,59 \times 10^{-4} \cdot \frac{4}{12} = 2,65 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{det}/\text{m} = 22,9 \text{ m}^3/\text{hari}/\text{m}$$

Berdasarkan hasil pengukuran langsung di lokasi pekerjaan embung Babadan, panjang dinding penahan tanah adalah 47 m, maka :

$$q = 2,65 \times 10^{-4} \times 47 = 0,012 \text{ m}^3/\text{det} = 1076 \text{ m}^3/\text{hari}.$$

Debit rembesan yang mencapai $0,012 \text{ m}^3/\text{det}$ atau $12 \text{ lt}/\text{det}$ dapat terlihat dalam bentuk kebocoran. Dari hasil perhitungan di atas solusinya adalah dengan menambah lantai di depan dinding penahan tanah. Dalam hal ini dicoba alternatif panjang lantai yang menghasilkan debit rembesan lebih kecil dari debit pengukuran langsung (*base flow*), yaitu dengan menambah lapisan dasar kedap air selebar 15 m.

Berdasarkan gambar *flownet* pada Gambar 4.6., maka diperoleh nilai $N_f = 5$, $N_d = 31$, $H = 4$ m, dan $k = 1,59 \times 10^{-2}$ cm/det atau $1,59 \times 10^{-4}$ m/det, maka debit yang merembes di dasar dinding tiap satuan lebar menjadi :

$$q = N_f \cdot k \cdot \frac{H}{N_d} = 5 \cdot 1,59 \times 10^{-4} \cdot \frac{4}{31} = 1 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$$

Panjang bidang rembesan yaitu 47 m, maka

$$q = 1 \times 10^{-4} \times 47 = 0,004 \text{ m}^3/\text{det} < 0,008 \text{ m}^3/\text{det} \text{ (debit pengukuran langsung)}$$

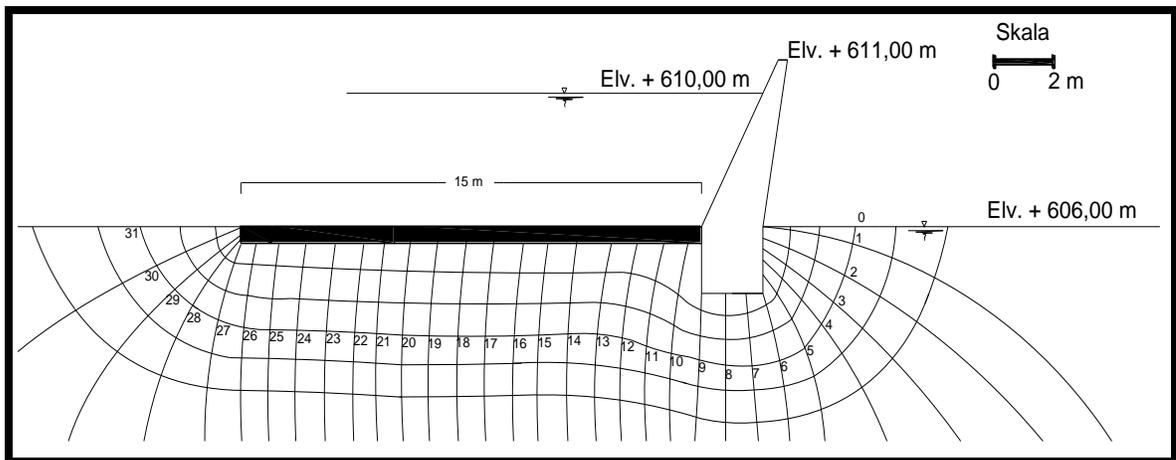
sehingga hasil tersebut lebih kecil dari debit air yang masuk ke embung.

Perhitungan tekanan air pori dan stabilitas terhadap bahaya piping

a. Perhitungan tekanan air pori

Tabel 4. Perhitungan tekanan air pori pada dasar dinding penahan Tipe I

Titik	z (m)	h = (nd/Nd).H (m)	h _w = h - z (m)	U = h _w .γ _w (t/m ²)
A	2	(9/12) x 4 = 3	3 - (- 2) = 5	5
B	2	(8/12) x 4 = 2,67	2,67 - (- 2) = 4,67	4,67
C	2	(7/12) x 4 = 2,33	2,33 - (- 2) = 4,33	4,33
D	2	(6/12) x 4 = 2	2 - (- 2) = 4	4
E	2	(5/12) x 4 = 1,67	1,67 - (- 2) = 3,67	3,67
F	2	(4/12) x 4 = 1,33	1,33 - (- 2) = 3,33	3,33
G	2	(3/12) x 4 = 1	1 - (- 2) = 3	3



Gambar 4.6. Flow net dengan dinding embung diberi lapisan dasar kedap air selebar 15 m

Perhitungan terhadap bahaya gaya angkat ke atas per meter panjang pada dinding penahan tanah Tipe I adalah sebagai berikut :

$$U_{\text{rata-rata}} = \frac{5+3}{2} \times 2 = 8 \text{ ton}$$

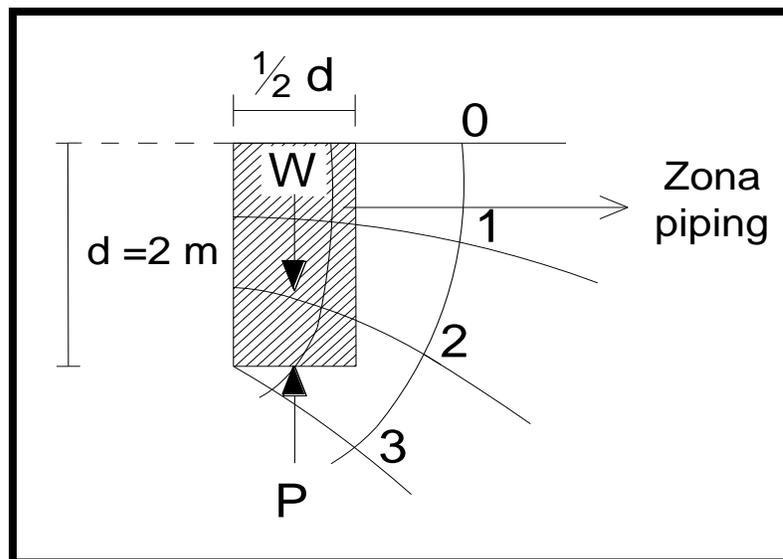
Beban konstruksi / m' dinding penahan tanah Tipe I = 21,45 ton

$$SF = \frac{21,45}{8} = 2,68 > 2 \text{ Aman}$$

b. Perhitungan terhadap bahaya piping pada dinding penahan tanah Tipe I

$$W = d \cdot \frac{1}{2} d \cdot \gamma \cdot 1 = 2,128 \text{ ton} ; P = \frac{1}{2} d \cdot 1 \cdot \frac{nd}{Nd} \cdot H \cdot \gamma_w = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 1 \cdot \frac{2,5}{12} \cdot 4 \cdot 1 = 0,833 \text{ ton}$$

$$SF = \frac{W}{P} = \frac{2,128}{0,833} = 2,55 > 2 \text{ Aman}$$



Gambar 4.7. Perhitungan terhadap bahaya piping

4.2. Pembahasan

Dinding penahan tanah Tipe I, Tipe II dan III pada saat ada air, stabilitas terhadap gaya guling, gaya geser dan daya dukungnya aman. Pada dinding penahan tanah ini, air menambah gaya lawan terhadap gaya guling, gaya geser dan kuat dukung tanah. Pada semua tipe dinding penahan tanah yang ada aman terhadap gaya penggeseran, hal ini disebabkan adanya kohesi pada tanah dasar pondasi sehingga akan memberikan perlawanan pada gaya geser. Gaya guling dan daya dukung pondasi pada semua dinding penahan tanah pada keadaan tidak ada air tidak mencapai angka keamanan yang ditentukan. Hal ini disebabkan karena lebar dasar pondasi yang kurang besar, sedangkan dinding terlalu tinggi. Perhitungan stabilitas pada dinding penahan tanah yang tidak aman terhadap bahaya penggulingan, penggeseran dan kuat dukung tanah, diusulkan alternatif solusi dengan memperlebar dasar pondasi dinding.

Besarnya debit rembesan yang terjadi adalah $22,9 \text{ m}^3/\text{hari}/\text{m}$. Jika diperhitungkan pada panjang dinding penahan tanah (47 m) maka debit rembesannya sebesar $q = 0,012 \text{ m}^3/\text{det}$ atau $1076 \text{ m}^3/\text{hari}$. Adanya rembesan yang besar disebabkan pasir yang ada di lokasi embung bersifat lulus air dengan $k = 1,59 \times 10^{-2} \text{ cm}/\text{det}$. Solusi yang diusulkan adalah dengan penambahan lapisan kedap air pada dasar embung selebar 15 m yang mampu memperkecil rembesan sehingga debit air yang masuk mampu mengisi embung. Pada dinding penahan tanah ini, tidak terjadi gaya angkat ke atas (*uplift pressure*) dan stabilitas terhadap bahaya piping aman.

V. KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisis data dan perhitungan pada Bab IV, maka penulis dapat mengambil kesimpulan, yaitu :

- a. Pada dinding penahan tanah dengan keadaan air normal, faktor keamanan terhadap bahaya penggulingan, penggeseran dan daya dukung akan lebih besar jika dibandingkan dinding penahan tanpa air. Sebaliknya jika dinding penahan tanah tanpa ada air maka stabilitas terhadap bahaya penggulingan, penggeseran dan daya dukung tidak mencapai angka aman.
- b. Stabilitas terhadap bahaya penggeseran pada dinding penahan tanah Tipe I, II dan III aman, ini disebabkan adanya faktor kohesi tanah pada dasar pondasi.

- c. Dengan lebar pondasi yang kurang, maka menyebabkan nilai eksentrisitas berada di luar badan dinding penahan tanah sehingga mengakibatkan stabilitas terhadap daya dukung tanah tidak aman.
- d. Besarnya debit rembesan yang terjadi adalah $2,65 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$.
- e. Pada dinding penahan tanah tidak terjadi gaya angkat ke atas atau *uplift pressure* dan aman terhadap bahaya piping.

5.2. Saran

Dari hasil penelitian di lapangan, analisis data dan perhitungan yang telah dilakukan, maka sedikit saran yang dapat penulis sampaikan antara lain adalah :

- a. Seperti yang telah dibahas pada Bab I dan Bab II sebelumnya bahwa dinding penahan tanah merupakan salah satu bagian penting dari konstruksi embung, oleh karena itu, perencanaan dinding penahan tanah harus dilakukan secermat mungkin dengan parameter perhitungan yang akurat.
- b. Untuk perencanaan selanjutnya, supaya tercapainya angka keamanan (SF) pada saat tidak ada air stabilitas terhadap daya dukung tanah dapat dengan memperbesar alas pondasi atau dibuat konstruksi dengan pengunci, sedangkan supaya tercapainya angka keamanan (SF) terhadap bahaya penggulingan dapat dilakukan dengan memperbesar konstruksi.
- c. Untuk memperkecil debit rembesan maka perlu dilakukan pembuatan lantai kedap air di depan dinding penahan tanah.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, *Laporan Akhir Perencanaan Teknis Pengembangan Kawasan Tambakbayan*, PT. Arss Baru, Yogyakarta.
- Anonim, 2007, *Desain Note Penyusunan Detail Desain Embung Sukorejo dan Babadan di Kabupaten Sleman*, PT. Indeso Gema Utama Consultant, Jakarta.
- Anonim, 2007, *Laporan Akhir Penyusunan Detail Desain Embung Sukorejo dan Babadan di Kabupaten Sleman*, PT. Indeso Gema Utama Consultant, Jakarta.
- Bowles, J.E., 1984, *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah)*, Edisi Kedua, Erlangga, Jakarta.
- Craig, R.F., dan Soepandji, B.S., 1987, *Mekanika Tanah*, Edisi Keempat, Erlangga, Jakarta.

- Das, B.M., Endah Noor, dan Mochtar I.B., *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, jilid 1, Erlangga, Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2006, *Mekanika Tanah I*, Edisi Keempat, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2007, *Mekanika Tanah II*, Edisi Keempat, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2010, *Analisis dan Perencanaan Fondasi bagian I*, Gajah Mada University Press, Yogyakarta.
- Laia, Bimawijaya, 2010, *Tugas Teknik Pondasi I Dinding Penahan Tanah*, Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil UKRIM, Yogyakarta.
- Suryolelono, K.B. 1994, *Teknik Pondasi bagian I (Pondasi Telapak dan Dinding Penahan Tanah)*, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Terzaghi, K, dan Peck, R. B, 1993, *Mekanika Tanah dalam Praktik Rekayasa*, Erlanga, Jakarta.