

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

3.1.1 Definisi Tanah

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut. Tanah berguna sebagai bahan bangunan pada berbagai macam pekerjaan teknik sipil, disamping itu tanah juga berfungsi sebagai pendukung pondasi dari bangunan.

Tanah dianggap merupakan suatu lapisan sedimen lepas seperti kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*), lempung (*clay*) atau suatu campuran bahan-bahan tersebut. Tanah adalah himpunan material, bahan organik, dan endapan endapan yang relatif lepas (*loose*), yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap diantara partikel-partikel. Ruang diantara partikel-partikel dapat bersifat air, udara ataupun keduanya.

Istilah pasir, lempung, lanau atau lumpur digunakan untuk menggambarkan ukuran partikel pada batas ukuran butiran yang telah ditentukan. Akan tetapi, istilah yang sama juga digunakan untuk menggambarkan sifat tanah yang khusus. Sebagai contoh, lempung adalah jenis tanah yang bersifat kohesif dan plastis, sedangkan pasir digambarkan sebagai tanah yang tidak kohesif dan tidak plastis.

Kebanyakan jenis tanah terdiri dari banyak campuran, atau lebih dari satu macam ukuran partikel. Tanah lempung belum tentu terdiri dari partikel lempung saja, akan tetapi dapat bercampur dengan butiran-butiran ukuran lanau maupun pasir dan mungkin terdapat campuran bahan organik. Ukuran partikel tanah dapat bervariasi dari lebih besar 100 mm sampai dengan lebih kecil dari 0,001 mm.

3.1.2 Parameter Kuat Geser Tanah

kuat geser tanah merupakan kemampuan tanah melawan tegangan geser yang terjadi pada saat terbebani. Keruntuhan geser (*Shear failure*) tanah terjadi bukan disebabkan karena hancurnya butir-butir tanah tersebut tetapi karena adanya gerak relatif antara butir-butir tanah tersebut.

Kuat geser tanah adalah gaya perlawanan yang dilakukan oleh butir tanah terhadap desakan atau tarikan. Dengan dasar pengertian ini, apabila tanah mengalami pembebanan akan ditahan oleh:

1. kohesi tanah yang bergantung pada jenis tanah dan kepadatannya, tetapi tidak tergantung dari tegangan normal yang bekerja pada bidang geser, dan
2. gesekan antara butir-butir tanah yang besarnya berbanding lurus dengan tegangan normal pada bidang gesernya.

Menurut Mohr (1910) pada Hardiyatmo (2006) keruntuhan terjadi akibat adanya kombinasi keadaan kritis dari tegangan normal dan tegangan geser. Hubungan fungsi tersebut dinyatakan dalam Persamaan 3.1 berikut ini.

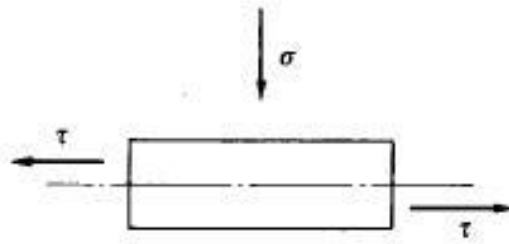
$$\tau = f(\sigma) \quad (3.1)$$

dengan:

τ = tegangan geser (kN/m²), dan

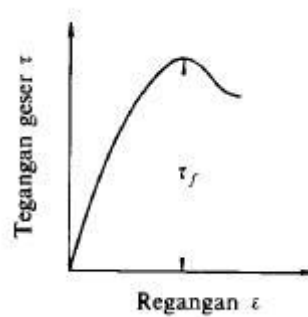
σ = tegangan normal (kN/m²).

Nilai kekuatan geser tanah antara lain diperlukan untuk menghitung daya dukung tanah atau untuk menghitung tekanan tanah yang bekerja pada tembok penahan tanah. Bila gaya geser bekerja pada permukaan di mana bekerja pula tegangan normal, seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 3.1 di bawah ini, maka harga τ akan membesar akibat deformasi, mencapai harga batas seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.2. Bila harga batas yang diperoleh ini digambarkan dengan σ yang berbeda-beda, maka diperoleh Gambar 3.3. Garis lurus dalam Gambar 3.3 di bawah ini memperlihatkan karakteristik kekutan dari tanah yang dinyatakan oleh Persamaan 3.2.



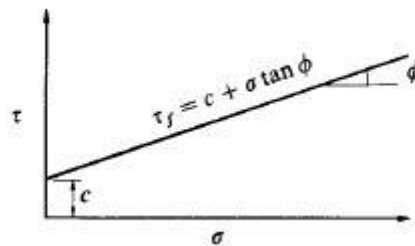
Gambar 3.1 Geseran Dari Tanah

(Sumber : Nakazawa, 2000)



Gambar 3.2 Tegangan Geser dan Regangan

(Sumber : Nakazawa, 2000)



Gambar 3.3 Tegangan Karakteristik Tanah

(Sumber : Nakazawa, 2000)

Secara sepintas kekuatan geser tanah dapat dibagi dalam nilai yang tergantung pada tahanan geser antara butir-butir tanah dan kohesi pada permukaan butir-butir tanah itu sendiri. Sesuai dengan hal tersebut, tanah dapat dibagi menjadi tanah kohesif dan tanah tidak kohesif. Adapun contoh untuk tanah tidak kohesif adalah tanah pasir yang mempunyai nilai kohesi (c) = 0, sedangkan untuk contoh tanah kohesif berupa tanah lempung. Jika tanah berada pada keadaan tidak jenuh

meskipun tanah tersebut tidak kohesif, maka sifat kohesi tersebut terkadang dapat terlihat sebagai tegangan permukaan air yang terdapat dalam pori-pori. Sehingga kekuatan geser tanah berubah-ubah sesuai dengan jenis dan kondisi tanah itu sendiri.

Coulomb (1776) mendefinisikan dengan Persamaan 3.2 berikut ini.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (3.2)$$

dengan:

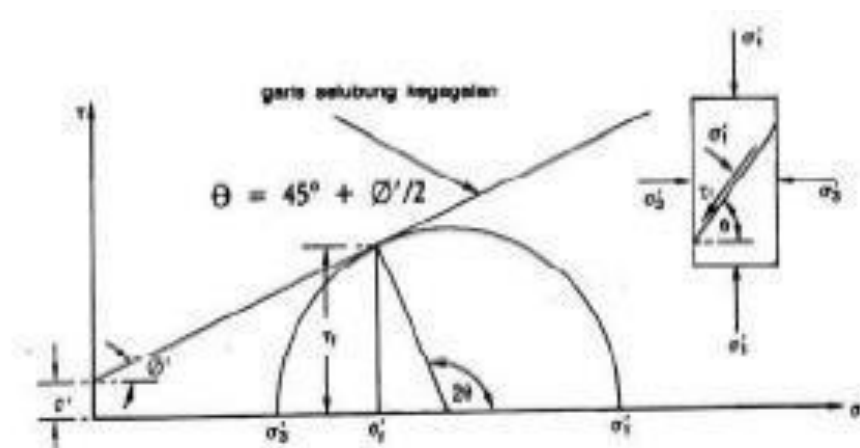
τ = kuat geser tanah (kN/m²),

σ = tegangan normal pada bidang runtuh (kN/m²),

c = kohesi tanah (kN/m²), dan

φ = sudut geser dalam tanah (°).

Kuat geser tanah bisa dinyatakan dalam bentuk tegangan efektif $\sigma'1$ dan $\sigma'3$ pada saat keruntuhan terjadi. Lingkaran Mohr berbentuk setengah lingkaran dengan koordinat (τ) dan (σ') dilibatkan dalam Gambar 3.4 di bawah ini.



Gambar 3.4 Lingkaran Mohr

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

Dari Gambar 3.4 tersebut dapat dilihat bahwa:

$\sigma'1$ = tegangan utama mayor efektif (kN/m²),

$\sigma'3$ = tegangan utama minor efektif (kN/m²),

θ = sudut keruntuhan (°),

c = kohesi (kN/m²), dan

φ = sudut geser dalam efektif.

Parameter kuat geser tanah diperlukan untuk analisis-analisis antara lain adalah sebagai berikut ini.

1. Kapasitas dukung tanah
2. Stabilitas lereng
3. Gaya dorong pada dinding penahan

Parameter kuat geser tanah ditentukan dengan uji laboratorium terhadap sampel tanah asli (*undisturbed*), tanah tersebut diambil dengan hati-hati agar tidak berubah kondisinya (kadar air, susunan butiran), karena hal ini bisa berakibat fatal pada sampel. Ada beberapa cara menentukan kuat geser tanah yaitu dengan:

1. uji kuat geser langsung (*direct shear test*),
2. uji triaksial (*triaxial test*),
3. uji tekan bebas (*unconfined compression test*),
4. uji geser kipas (*vane shear test*).

3.1.3 Modulus Young dan *Poisson Ratio*

Nilai modulus young menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari triaxial test. Umumnya modulus elastisitas (E) ditentukan dari uji triaksial kondisi undrained, dan nilai E ditentukan dari pendekatan kemiringan kurva tegangan-regangan yang diambil pada setengah dari beban ultimit aksial. Angka poisson (μ) dapat dihitung dari pengukuran regangan kompresi aksial dan regangan lateral selama uji triaksial. Menurut Bowless (1977) dalam Hardiyatmo (2010), nilai Modulus elastisitas (E) secara empiris dapat ditentukan berdasarkan klasifikasi jenis tanah yang dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut ini.

Tabel 3.1 Perkiraan Modulus Elastis (E)

Macam Tanah	E(kN/m ²)
LEMPUNG	
Sangat lunak	300-3000
Lunak	2000-4000

Lanjutan Tabel 3.1 Perkiraan Modulus Elastis (E)

Macam Tanah	E(kN/m ²)
LEMPUNG	
Sedang	4500-5000
Keras	7000-20000
Berpasir	30000-42500
PASIR	
Berlanau	5000-20000
Tidak padat	10000-25000
Padat	50000-100000
PASIR DAN KRIKIL	
Padat	80000-200000
Tidak padat	50000-140000
LANAU	2000-20000
LOESS	15000-60000
CADAS	140000-1400000

Sumber: Hardiyatmo (2010)

Nilai *poisson ratio* (μ) ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan permukaan lateral. Menurut Bowless (1968) dalam Hardiyatmo (2010) nilai *poisson ratio* dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah yang dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.2 Perkiraan Rasio Poison (μ)

Macam Tanah	μ
Lempung jenuh	0,40 – 0,50
Lempung tak jenuh	0,10 – 0,50
Lempung berpasir	0,20 – 0,30
Lanau	0,30 – 0,35
Pasar padat	0,20 – 0,40
Pasar kasar (e= 0,4 – 0,7)	0,15
Pasar halus (e= 0,4 – 0,7)	0,25
Batu	0,10 – 0,40
Loesss	0,10 – 0,30

Sumber: Hardiyatmo (2010)

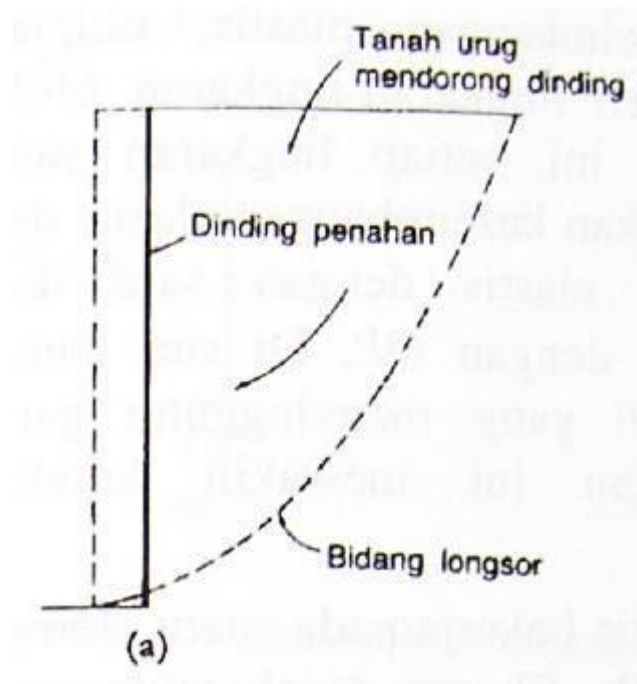
3.2 Tekanan Tanah Lateral

Analisis tekanan tanah lateral digunakan untuk perancangan dinding penahan tanah dan struktur penahan tanah lainnya. Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah. Besarnya tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (*displacement*) dari dinding penahan dan sifat-sifat tanahnya.

3.2.1 Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif

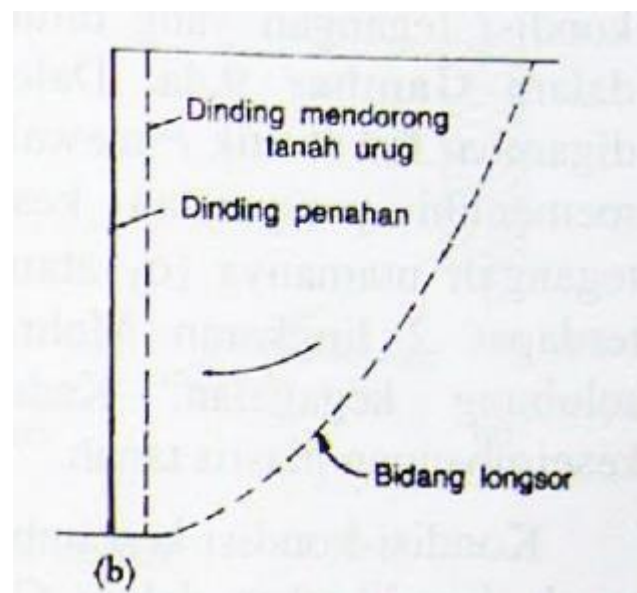
Tekanan tanah aktif adalah tekanan dimana ketika suatu dinding penahan mengalami keluluhan atau bergerak ke arah luar dari tanah urug di belakangnya, maka tanah urug akan bergerak ke bawah dan ke samping menekan dinding penahan. Nilai banding tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi, didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah aktif (*coefficient of active earth pressure*) yang dinotasikan dengan K_a . Nilai tekanan tanah aktif lebih kecil dari nilai tekanan saat diam. Gerakan dinding menjauhi tanah urug menghilangkan pertahanan baji tanah di belakang dinding. Jadi, tekanan tanah aktif adalah gaya yang cenderung mengurangi keseimbangan dinding penahan tanah.

Tekanan tanah pasif adalah tekanan tanah yang terjadi ketika suatu gaya mendorong dinding penahan ke arah tanah urug. Nilai banding tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah pasif (*coefficient of passive earth pressure*) yang dinotasikan dengan K_p . Nilai tekanan tanah pasif lebih besar dari nilai koefisien tekanan tanah saat diam dan koefisien tekanan tanah aktif, atau persisnya $K_p > K_o > K_a$. Tekanan tanah pasif menunjukkan nilai maksimum dari gaya yang dapat dikembangkan oleh tanah pada gerakan struktur penahan terhadap tanah urug, yaitu gaya perlawanan tanah sebelum dinding mengalami keruntuhan. Penggambaran tekanan aktif dan tekanan pasif dapat dilihat pada Gambar 3.5 dan Gambar 3.6 berikut ini.



Gambar 3.5 Tekanan Aktif

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)



Gambar 3.6 Tekanan Pasif

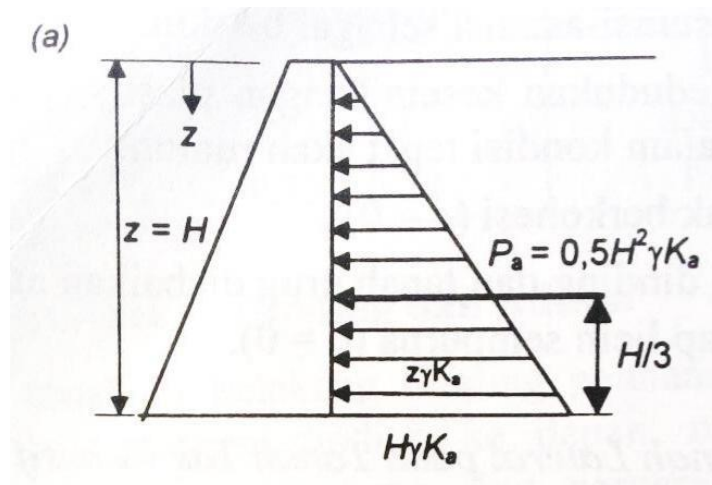
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

3.2.2 Teori Rankine

Teori Rankine (1857) dalam Hardiyatmo (2006) menjelaskan bahwa dalam analisis tekanan tanah lateral dilakukan dengan asumsi-asumsi sebagai berikut ini.

1. Tanah dalam kedudukan keseimbangan plastis, yaitu sembarang elemen tanah dalam kondisi tepat akan runtuh.
2. Tanah urug tidak berkohesi ($c = 0$)
3. Gesekan antara dinding penahan dan tanah urug diabaikan atau permukaan dinding dianggap licin sempurna.

Tanah tak kohesif atau tanah granuler adalah tanah-tanah yang tidak memiliki kohesi ($c = 0$) seperti pasir dan kerikil. Terdapat dua kondisi pada dinding penahan tanah berkaitan dengan tanah urug dibelakangnya, yaitu dinding penahan tanah dengan permukaan tanah urug horisontal dan dinding penahan tanah dengan permukaan tanah urug miring. Diagram tekanan untuk dinding penahan dengan permukaan tanah urug horisontal dapat dilihat pada Gambar 3.7 berikut ini.



Gambar 3.7 Diagram Tekanan untuk Tanah Urug Horisontal

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Bila permukaan tanah urug horisontal, tekanan tanah aktif pada sembarang kedalaman z dari permukaan tanah urug atau puncak dinding penahan seperti pada Gambar 3.7, dinyatakan oleh Persamaan 3.3, 3.4 dan 3.5 berikut ini.

$$P_a = K_a z \gamma \quad (3.3)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.4)$$

Sedangkan untuk tekanan tanah aktif total untuk dinding penahan tanah setinggi H , dinyatakan oleh Persamaan 3.5 berikut ini.

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma K_a \quad (3.5)$$

dengan:

P_a = tekanan tanah aktif total (kN/m^2),

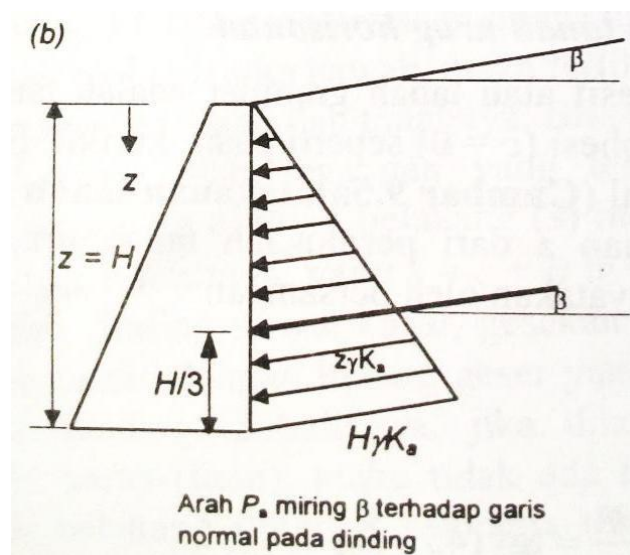
γ = berat volume basah tanah (kN/m^3),

H = tinggi dinding penahan tanah (m),

K_a = koefisien tekanan aktif, dan

φ = sudut geser dalam ($^\circ$).

Diagram tekanan untuk dinding penahan tanah dengan permukaan tanah miring dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut ini.



Gambar 3.8 Diagram Tekanan untuk Tanah Urug Miring

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Pada Gambar 3.8 permukaan tanah urug miring untuk tanah yang tidak kohesif memiliki nilai β yang merupakan sudut kemiringan permukaan tanah urug

terhadap horizontal. Sehingga nilai koefisien tekanan tanah aktif dinyatakan dengan Persamaan 3.6 berikut ini.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (3.6)$$

dengan:

β = sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal ($^\circ$), dan

φ = sudut geser dalam ($^\circ$).

Tekanan tanah pasif untuk permukaan tanah miring ditentukan dengan cara yang sama. Pada kedudukan pasif, tekanan tanah pasif (P_p) pada kedalaman z dari puncak dinding penahan tanah dinyatakan dengan Persamaan 3.7 berikut ini.

$$P_p = K_p z \gamma \quad (3.7)$$

Tekanan tanah pasif total dan koefisien tekanan tanah pasif (K_p) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan dengan Persamaan 3.8 dan 3.9 berikut ini.

$$P_p = 0,5 H^2 \gamma K_p \quad (3.8)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (3.9)$$

Sedangkan untuk tanah urug horizontal koefisien tekanan tanah pasif (K_p) dinyatakan dengan Persamaan 3.10 berikut ini.

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.10)$$

dengan:

P_p = tekanan tanah pasif total (kN/m^2),

γ = berat volume basah tanah (kN/m^3),

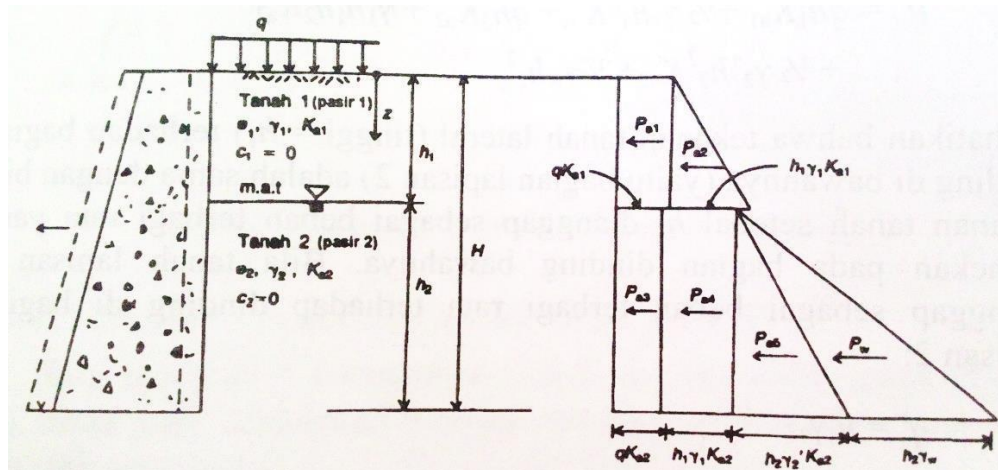
H = tinggi dinding penahan tanah (m),

K_p = koefisien tekanan pasif, dan

φ = sudut geser dalam ($^\circ$).

β = sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal ($^{\circ}$)

Untuk penggambaran diagram tekanan tanah lateral ditinjau dengan dinding penahan tanah dengan tanah urug berupa pasir yang di atasnya terdapat beban terbagi rata q , dapat dilihat pada Gambar 3.9 dan Gambar 3.10 di bawah ini.



Gambar 3.9 Diagram Tekanan Tanah Aktif Rankine

(Sumber : Hardiyatmo,2006)

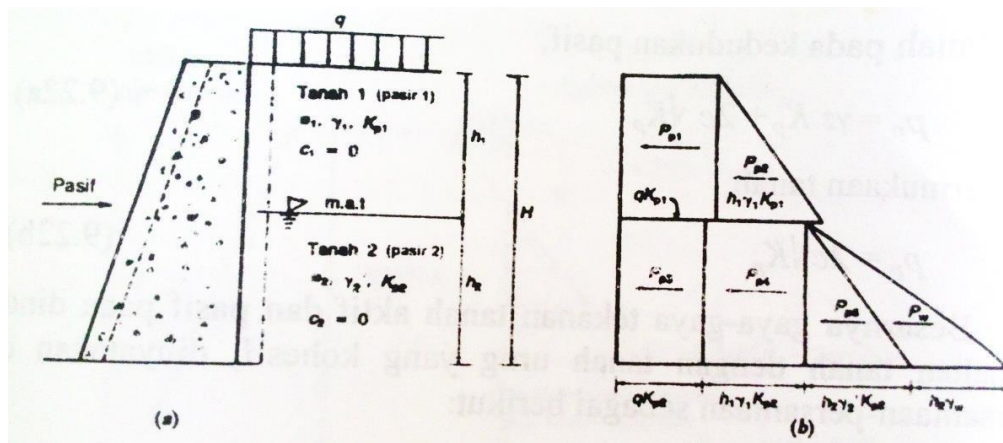
Berdasarkan Gambar 3.9 tersebut, maka tekanan aktif total (P_a) dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.11 dan 3.12 berikut ini.

$$P_a = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4} + P_{a5} + P_w \quad (3.11)$$

Atau,

$$P_a = qh_1K_{a1} + \frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 K_{a1} + qh_2K_{a2} + \gamma_1 h_1 h_2 K_{a2} + \frac{1}{2} \gamma_2' h_2^2 K_{a2} + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.12)$$

Sedangkan untuk diagram tekanan tanah pasif dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut ini.



Gambar 3.10 Diagram Tekanan Tanah Pasir Rankine

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

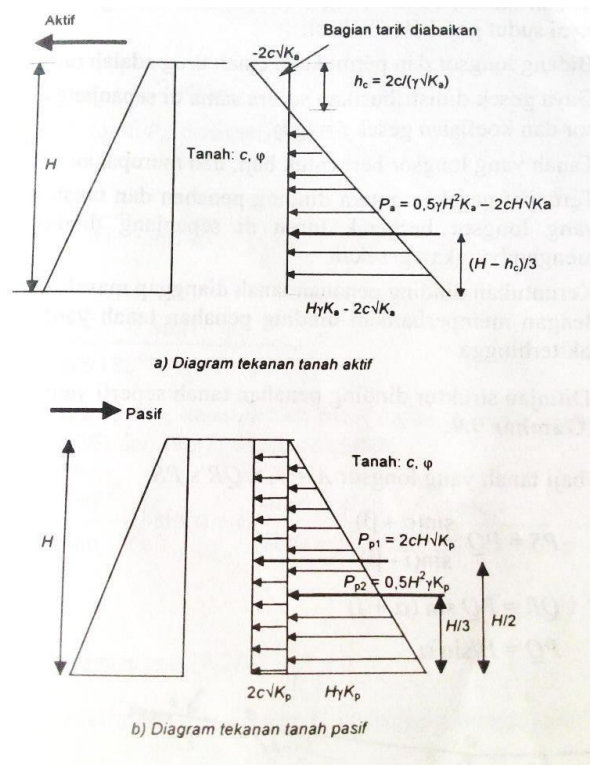
Berdasarkan Gambar 3.10 tersebut, maka tekanan pasif total (P_p) dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.13 dan 3.14 berikut ini.

$$P_p = P_{p1} + P_{p2} + P_{p3} + P_{p4} + P_{p5} + P_w \quad (3.13)$$

Atau,

$$P_p = qh_1K_{p1} + \frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 K_{p1} + qh_2K_{p2} + \gamma_1 h_1 h_2 K_{p2} + \frac{1}{2} \gamma_2' h_2^2 K_{p2} + \frac{1}{2} \gamma_w h_2^2 \quad (3.14)$$

Jika tanah urug mempunyai kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ) atau tanah urug merupakan tanah kohesif, maka diagram tekanan tanah lateral seperti pada Gambar 3.11 berikut ini.



Gambar 3.11 Diagram Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Pada Tanah Kohesif
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Berdasarkan Gambar 3.11 tersebut, maka tekanan aktif total (P_a) dan tekanan pasif total (P_p) dinyatakan dengan Persamaan 3.15 dan 3.16 berikut ini.

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (3.15)$$

$$P_p = 0,5 H^2 \gamma K_p - 2c \sqrt{K_p} \quad (3.16)$$

dengan:

P_a = tekanan tanah aktif total (kN/m²),

P_p = tekanan tanah pasif total (kN/m²),

γ = berat volume basah tanah (kN/m³),

H = tinggi dinding penahan tanah (m),

K_a = koefisien tekanan aktif,

K_p = koefisien tekanan pasif, dan

c = kohesi (kN/m²).

3.3 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah bangunan yang menyediakan dukungan lateral terhadap suatu massa tanah dan memperoleh kestabilannya terutama dari berat sendiri dan juga berat tanah yang terletak langsung di atasnya. Dinding penahan tanah merupakan satu kesatuan yang tak terpisahkan dari beberapa jenis fondasi (Peck dkk, 1973).

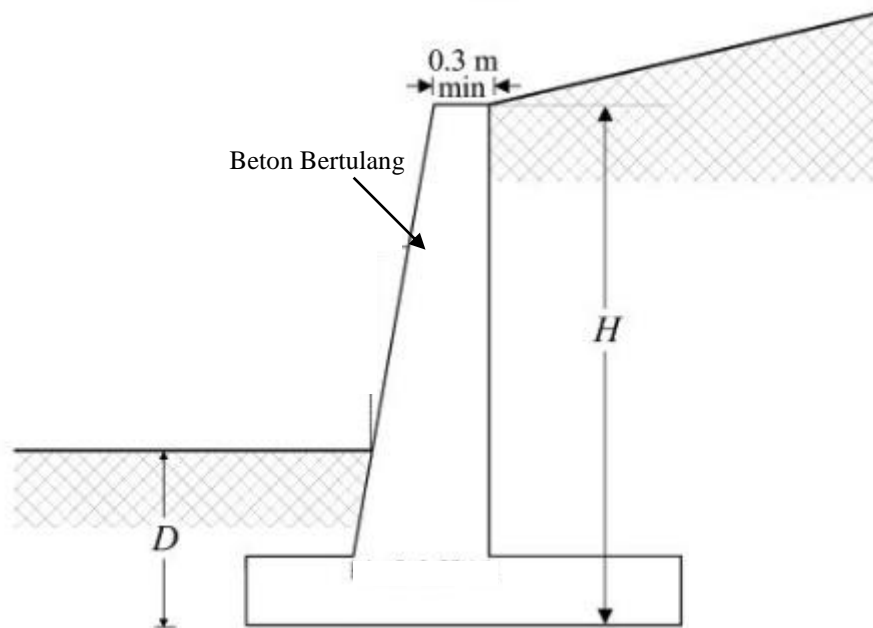
Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah material agar tidak longsor menurut kemiringan alamnya dimana kestabilannya dipengaruhi oleh kondisi topografinya. Jika dilakukan pekerjaan tanah seperti penanggulangan atau pemotongan tanah, terutama bila jalan dibangun berbatasan dengan sungai atau danau maka konstruksi penahan itu dibangun untuk melindungi kemiringan tanah dan melengkapi kemiringan dengan pondasi yang kokoh. Selain itu dinding penahan tanah juga digunakan untuk menahan timbunan tanah serta tekanan-tekanan akibat beban-beban lain seperti beban merata, beban garis, tekanan air dan beban gempa. Bangunan dinding biasa digunakan untuk menopang tanah, batubara, timbunan bahan tambang dan air.

Kegunaan dari dinding penahan tanah antara lain adalah sebagai berikut:

1. digunakan pada daerah potongan (*cut*), daerah urugan (*fill*), maupun kombinasinya,
2. digunakan pada daerah yang perlu ditinggikan atau memerlukan elevasi yang lebih tinggi untuk kepentingan pembuatan jalan, begitu pula bila memerlukan daerah yang lebih rendah,
3. memperluas dataran apabila tanahnya merupakan lereng (*landscaping*),
4. sebagai dinding saluran (*canals*) dan pintu air (*locks*),
5. untuk menahan erosi,
6. untuk menahan air tampungan (*flood walls*), dan
7. sebagai pangkalan jembatan (*bridge abutment*).

Dinding penahan tanah merupakan struktur yang umumnya digunakan dalam banyak konstruksi bangunan. Dinding penahan tanah yang digunakan pada sungai Gajah Putih adalah dinding penahan tanah kantilever. Dinding kantilever adalah dinding penahan yang terdiri dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang

berbentuk huruf T. Ketebalan dari dua bagian ini relatif tipis dan secara penuh diberitulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja pada dinding penahan tersebut.



Gambar 3.12 Dinding Penahan Tanah Kantilever

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

3.4 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah meliputi:

1. berat sendiri dinding penahan tanah (W),
2. gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (P_a),
3. gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (P_p),
4. tekanan air pori di dalam tanah (P_w), dan
5. reaksi tanah dasar (R).

Analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau terhadap hal-hal berikut ini.

1. Faktor aman terhadap penggeseran dan penggulingan harus mencukupi.
2. Tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi harus tidak boleh melebihi kapasitas dukung tanah.
3. Stabilitas lereng secara keseluruhan harus memenuhi syarat.

3.4.1 Stabilitas Terhadap Penggeseran

Gaya-gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh gesekan antara tanah dengan pondasi dan tekanan tanah pasif bila di depan dinding penahan tanah terdapat tanah timbunan.

Faktor aman terhadap penggeseran (F_{gs}) dinyatakan dengan Persamaan 3.25 berikut ini.

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq 1,5 \quad (3.25)$$

Tahanan terhadap penggeseran untuk tanah granuler ($c=0$) dinyatakan dalam Persamaan 3.26 berikut ini.

$$\sum R_h = W f = W \operatorname{tg} \delta_h \quad (3.26)$$

Tahanan terhadap penggeseran untuk tanah kohesif ($\phi =0$) dinyatakan dalam Persamaan 3.27 berikut ini.

$$\sum R_h = c_a B \quad (3.27)$$

dengan:

$\sum R_h$ = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran,

W = berat total dinding penahan tanah dan tanah di atas pelat pondasi,

δ_h = sudut gesek antara tanah dan dasar pondasi,

c_a = $a_d \cdot c$

= adhesi antara tanah dan dasar pondasi,

c = kohesi tanah dasar,

a_d = factor adhesi,

B = lebar pondasi,

$\sum P_h$ = jumlah gaya-gaya horizontal, dan

f = koefisien gesek antara tanah dengan dasar pondasi.

Faktor aman terhadap penggeseran dasar pondasi (F_{gs}) minimum diambil 1,5. Namun bowles menyatakan bahwa:

$F_{gs} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler, dan

$F_{gs} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif.

3.4.2 Stabilitas Terhadap Penggulingan

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan cenderung menggulingkan dinding penahan dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat pondasi. Momen penggulingan ini dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan tanah dan momen akibat berat tanah di atas pelat pondasi.

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{gl}) dinyatakan dengan Persamaan 3.28, 3.29 dan 3.30 berikut ini.

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \quad (3.28)$$

$$\sum M_w = W \cdot b_1 \quad (3.29)$$

$$\sum M_{gl} = \sum P_{ah} \cdot h_1 + \sum P_{av} \cdot B \quad (3.30)$$

dengan:

$\sum M_w$ = momen yang melawan penggulingan (kN.m),

$\sum M_{gl}$ = momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m),

W = berat tanah di atas pelat pondasi dan berat sendiri dinding penahan (kN),

B = lebar kaki dinding penahan (m),

$\sum P_{ah}$ = umlah gaya-gaya horisontal (kN), dan

$\sum P_{av}$ = jumlah gaya-gaya vertikal (kN).

Faktor aman terhadap penggulingan bergantung pada jenis tanah, yaitu sebagai berikut:

$F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler, dan

$F_{gl} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif.

3.4.3 Stabilitas Daya Dukung

Karenan resultan beban-beban yang terjadi pada dinding penahan tanah merupakan beban miring dan eksentris, maka kapasitas dukung ultimit pada dinding penahan tanah dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic

(1975) untuk beban miring dan eksentris dapat dilihat pada Persamaan 3.31 berikut ini.

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (3.31)$$

dengan:

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman,

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan,

γ = berat volume tanah (kN/m^3), dan

N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas dukung.

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar dihitung dengan Persamaan 3.32 berikut ini.

$$SF = \frac{q_u}{q_{maks}} \geq 3 \quad (3.32)$$

dengan:

q_u = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2), dan

q = tekanan akibat beban struktur (kN/m^2).

3.4.4 Stabilitas Lereng Terhadap Kelongsoran Global

Dinding penahan tanah yang digunakan sebagai perkuatan pada lereng juga harus stabil dan aman terhadap keruntuhan lereng secara menyeluruh. Analisis stabilitas lereng terhadap kelongsoran dapat dilakukan dengan program *Plaxis*. Bowless (1989) dalam Hardiyatmo (2010) mengklasifikasikan intensitas longsor suatu lereng berdasarkan nilai angka aman (SF) lereng yang dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3.3 Hubungan Nilai Faktor Keamanan dengan Intensitas Longsor

Nilai Faktor Keamanan	Kemungkinan Longsor
$F < 1,07$	Longsor terjadi biasa/ sering (lereng labil)
$1,07 < F < 1,25$	Longsor pernah terjadi (lereng kritis)
$F > 1,25$	Longsor jarang terjadi (lereng relatif stabil)

Sumber: Hardiyatmo (2010)

3.5 Geotekstil

Geotekstil adalah jenis geosintetik yang lolos air yang berasal dari bahan tekstil. Geomembran merupakan jenis geosintetik kedap air yang biasa digunakan sebagai penghalang zat cair. Dalam proses pembuatan geotekstil, elemen tekstil seperti serat-serat atau beberapa untaian serat (*yarn*) dikombinasikan menjadi struktur tekstil lembaran. Elemen tersebut dapat berupa filamen (serat menerus) berbentuk benang polimer tipis dan panjang atau serabut serat (*staple fiber*) berbentuk filamen pendek dengan panjang antara 20-150 mm. Elemen tekstil tersebut juga dapat dibuat dengan memotong suatu lembaran plastik atau film untuk membentuk pita tipis datar. Pada filamen dan potongan film (*slit film*), proses pengeluaran atau penarikan akan memanjangkan polimer dalam arah penarikan sehingga meningkatkan kekuatan filamen.

Jenis geotekstil kemudian dibagi berdasarkan metode yang digunakan untuk mengkombinasikan filamen atau pita menjadi struktur lembaran. Jenis geotekstil yang utama adalah tak-teranyam (*non-Woven*) dan teranyam (*Woven*).

1. Geotekstil teranyam (*Woven*)

Geotekstil teranyam terbuat dari *monofilamen*, *multifilamen*, *fibrillated yarns* atau dari potongan film dan pita. Proses penganyaman untuk geosintetik teranyam sama dengan pembuatan tekstil biasa. Geotekstil teranyam memiliki kuat tarik yang cukup tinggi sehingga pada pengaplikasiannya di lapangan lebih banyak digunakan sebagai lapisan perkuatan dan lapisan pemisah.

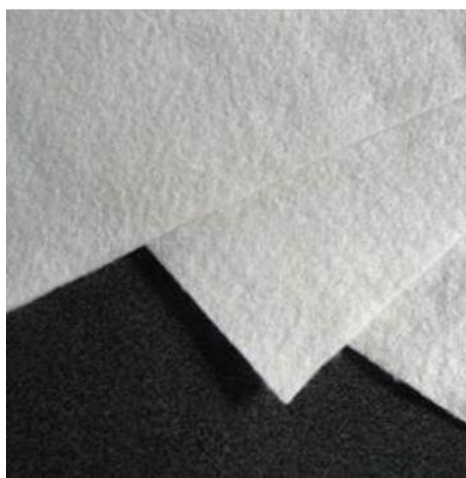


Gambar 3.13 Geotekstil Woven

(Sumber : Isparmo, 2010)

2. Geotekstil tak-teranyam (*Non-Woven*)

Geotekstil tak-teranyam dilakukan dengan teknologi canggih dimana serat polimer atau filamen didesak keluar dan dipuntir secara menerus, ditiup atau ditempatkan pada suatu sabuk berjalan. Kemudian massa filamen atau serat tersebut disatukan dengan proses mekanis dengan tusukan jarum-jarum kecil atau disatukan dengan panas dimana serat tersebut “dilas” oleh panas dan/atau tekanan pada titik kontak serat dengan massa tekstil tak-teranyam.



Gambar 3.14 Geotekstil *Non-Woven*
(Sumber : Isparmo, 2010)

Terdapat beberapa pengaplikasian geotekstil dalam rekayasa geoteknik. Beberapa aplikasi geotekstil yang umumnya digunakan adalah sebagai berikut.

1. Perkuatan lereng, yaitu untuk menambah stabilitas lereng.
2. Struktur dinding tanah bertulang, yaitu geotekstil yang berfungsi sebagai tulangan atau anker yang menjaga kestabilan dinding yang terbentuk dari gabungan geotekstil dan tanah urug.
3. Struktur perkerasan jalan raya, yaitu geotekstil digunakan sebagai pemisah antara tanah dasar dan lapis pondasi bawah dari struktur perkerasan.
4. Struktur jalan rel, yaitu fungsinya sama seperti pada struktur perkerasan. Dalam hal ini geotekstil diletakkan pada pertemuan antara tanah dasar dan *ballast*.
5. Struktur pengendali erosi atau gerusan, yaitu geotekstil diletakkan pada bagian belakang bangunan bronjong atau rip-rap.

6. Perlindungan terhadap rembesan air, yaitu untuk mencegah hilangnya butiran halus tanah oleh aliran rembesan.

3.6 Perkuatan Tanah dengan Geotekstil

Pada lereng dengan kemiringan terjal maupun landai dapat digunakan geotekstil untuk memperkuat lereng tersebut. Sistem perkuatan tanah dengan geotekstil dikenal dengan sebutan tanah bertulang (*reinforced earth*) yang pertama kali dikenalkan oleh Vidal pada pertengahan tahun 1960. Tulangan geotekstil pada penggunaan geotekstil sebagai dinding penahan tanah mereduksi potensi gerakan dinding ke arah lateral yang diakibatkan oleh beban vertikal yang disalurkan dalam bentuk tekanan horisontal yang menekan pada belakang dinding penahan di bagian belakang. Aplikasi dinding penahan menggunakan geotekstil ini merupakan alternatif lain dari penggunaan dinding penahan gravitasi maupun dinding kantilever yang banyak digunakan pada perkuatan tanah.

Penggunaan dinding penahan dengan geotekstil dapat mengurangi biaya pembangunan maupun kebutuhan material beton. Sistem tulangan antara geosintetik-tanah tidak sensitif terhadap asam dan merupakan bahan yang tidak mudah terbakar.

Berdasarkan kemiringan struktur tanah yang diperkuat dengan geotekstil, Christopher, et al. (1990) mengklasifikasikan :

1. struktur timbunan dengan kemiringan lereng $<70^\circ$ yang lerengnya diperkuat disebut lereng tanah bertulang (*Reinforced Soil Slope, RSS*), dan
2. struktur timbunan dengan kemiringan lereng $>70^\circ$ yang lerengnya diperkuat disebut struktur dinding tanah distabilisasi secara mekanis (*Mechanically Stabilized Earth Wall, MSE-wall*).

Sedangkan Elias et al. menyarankan dalam perancangan lereng bertulang untuk lereng dengan kemiringan $<70^\circ$ digunakan teori stabilitas lereng, walaupun secara teknis juga dapat digunakan untuk kemiringan lereng yang lebih tajam dan untuk lereng dengan kemiringan $>70^\circ$, dalam perancangannya digunakan perhitungan menurut teori tekanan tanah lateral.

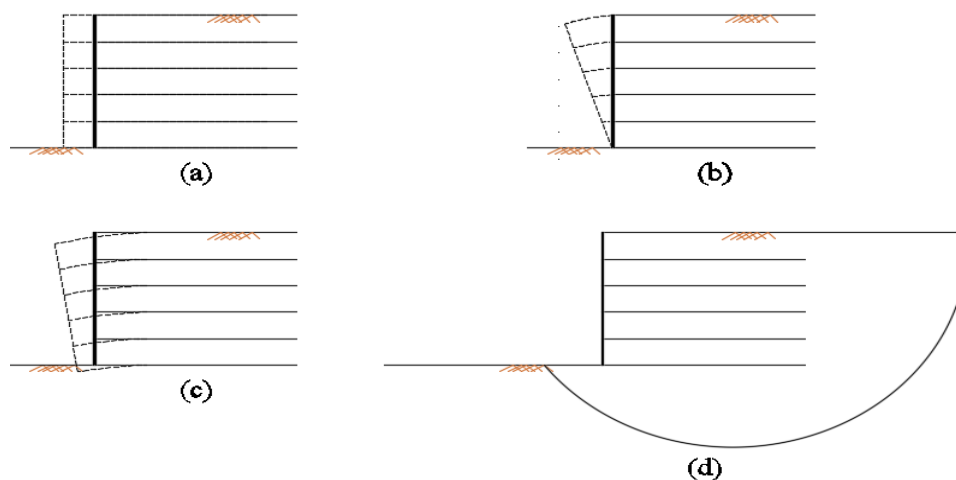
Perancangan perkuatan tanah dengan geotekstil harus memenuhi syarat keamanan baik dalam stabilitas eksternal maupun stabilitas internal. Menurut Hardiyatmo (2008), perbedaan hitungan perancangan dinding tanah bertulang terletak pada hitungan stabilitas intern dinding, yaitu perancangan dilakukan dengan memperhitungkan kekuatan tulangan-tulangan dalam menahan gaya cabut dan gaya tarik yang terjadi akibat dari gaya-gaya yang bekerja. Sedangkan dalam perancangan stabilitas ektern, dinding tanah bertulang memiliki kriteria yang sama seperti pada struktur dinding penahan tanah konvensional, yaitu struktur yang harus stabil terhadap bahaya penggeseran, penggulingan, keruntuhan pondasi dan stabilitas lereng global.

3.6.1 Stabilitas Eksternal

Dalam perhitungan stabilitas eksternal, struktur dinding tanah bertulang dianggap sebagai blok padat dan keruntuhan dinding tanah bertulang ditinjau terhadap mekanisme-mekanisme berikut:

1. penggeseran terhadap dasar dinding (Gambar 3.15a),
2. penggulingan terhadap kaki depan dinding (Gambar 3.15b),
3. keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar (Gambar 3.15c), dan
4. keruntuhan akibat kelongsoran lereng global (Gambar 3.15d).

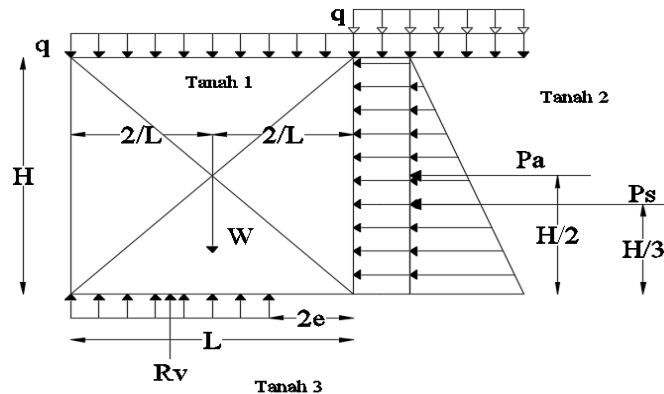
Mekanisme-mekanisme tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.15 berikut ini.



Gambar 3.15 Analisis Stabilitas Eksternal

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

Sedangkan gaya-gaya yang bekerja pada analisis stabilitas eksternal dapat dilihat pada Gambar 3.16 berikut ini.



Gambar 3.16 Gaya-gaya yang Bekerja pada Analisis Stabilitas Eksternal

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

Adapun perhitungan perencanaan perkuatan tanah dengan geotekstil atau dinidng tanah bertulang adalah berikut ini.

1. Faktor aman terhadap penggeseran

Panjang geotekstil yang digunakan untuk perkuatan harus memenuhi dalam stabilitas terhadap penggeseran sehingga struktur terhindar dari resiko penggeseran pada dasarnya. Ditinjau dinding tanah bertulang dengan beban terbagi rata q yang bekerja pada permukaan tanah urugnya, tekanan tanah aktif total yang ditimbulkan oleh tanah di belakang struktur dinyatakan dengan Persamaan 3.33 berikut ini.

$$Pa = Ps + Pq = 0,5H^2\gamma_2Ka + qHKa \quad (3.33)$$

Gaya lawan pada dasar dinding tanah dinyatakan dengan Persamaan 3.34 berikut ini.

$$Rh = LH\gamma_1tg\delta_b \quad (3.34)$$

Faktor aman dinding tanah bertulang terhadap penggeseran dinyatakan dengan Persamaan 3.35 berikut ini.

$$SF = \frac{LH\gamma_1tg\delta_b}{0,5H^2\gamma_2Ka + qHKa} \quad (3.35)$$

Sehingga lebar dasar dinding tanah atau panjang geotekstil yang dapat digunakan dalam perancangan dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.36 berikut ini.

$$L = \frac{(SF)Ka(0,5\gamma_1H + q)}{\mu g \delta_b} \quad (3.36)$$

dengan:

L = lebar dasar dinding atau panjang tulangan (geotekstil) (m),

Ka = koefisien tekanan tanah aktif tanah di belakang struktur,

q = beban merata yang bekerja (kN/m²),

H = tinggi dinding tanah (m),

δ_b = sudut gesek antara tanah pondasi dan dasar struktur, dan

γ = berat volume tanah (kN/m³).

2. Faktor aman terhadap penggulingan

Faktor aman terhadap penggulingan dinyatakan dengan Persamaan 3.37, 3.38, dan 3.39 berikut ini.

$$SF = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_D} \geq 1,5 \text{ sampai } 2 \quad (3.37)$$

$$\Sigma M_R = 0,5WL = 0,5\gamma HL^2 \quad (3.38)$$

$$\Sigma M_D = 0,5P_qH + (1/3)P_sH \quad (3.39)$$

dengan:

ΣM_R = jumlah momen melawan (kN.m),

ΣM_D = jumlah momen penggulingan (kN.m),

W = berat struktur (kN/m),

L = lebar struktur (m),

P_q = gaya horizontal total akibat beban merata (kN/m), dan

P_s = resultan gaya horizontal akibat tekanan tanah di belakang struktur (kN/m).

3. Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar

Kapasitas dukung tanah di bawah struktur dinding tanah bertulang harus cukup dan memenuhi syarat perancangan sehingga tidak akan terjadi keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah dasar. Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah diambil minimum sama dengan 2. Faktor aman diambil lebih rendah dari biasanya (yaitu $SF=3$), karena sifat struktur yang fleksibel dan kemampuan struktur untuk menyesuaikan diri bila terjadi penurunan tak seragam.

Distribusi tegangan di dasar struktur dapat ditentukan dengan cara Meyerhof, yaitu dengan memperhatikan lebar efektif (L') yang dinyatakan pada Persamaan 3.40 berikut ini.

$$L' = L - 2e \quad (3.40)$$

Dengan,

L = lebar dasar struktur atau panjang geotekstil yang digunakan (m)

e = eksentrisitas

Eksentrisitas (e) diperoleh dengan mengambil jumlah momen terhadap pusat dasar dinding sama dengan nol. Besar nilai eksentrisitas dinyatakan dengan Persamaan 3.41 berikut ini.

$$e = \frac{\sum M_D}{R_v} = \frac{P_q(H/2) + P_s(H/3)}{R_v} < (L/6) \quad (3.41)$$

Dengan,

R_v = beban vertikal total termasuk beban merata (kN/m)

$$= W + qL$$

W = berat struktur per meter (kN/m)

Faktor aman pada stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dinyatakan dengan Persamaan 3.42 berikut ini.

$$SF = \frac{qu}{\sigma_v} \quad (3.42)$$

Tegangan vertikal pada dasar struktur dinyatakan dengan Persamaan 3.43 berikut ini.

$$\sigma_v = \frac{W + qL}{L - 2e} \quad (3.43)$$

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan vesic (1975) yang dinyatakan dengan Persamaan 3.44 berikut ini.

$$q_u = dc \cdot ic \cdot c \cdot N_c + dq \cdot iq \cdot D_f \cdot \gamma \cdot N_q + d\gamma \cdot i\gamma \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad (3.44)$$

dengan:

$dc, dq, d\gamma$ = faktor kedalaman,

$ic, iq, i\gamma$ = faktor kemiringan,

γ = berat volume tanah (kN/m³), dan

N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas dukung.

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar dihitung dengan Persamaan 3.45 berikut ini.

$$SF = \frac{q_u}{q_{maks}} \geq 2 \quad (3.45)$$

dengan:

q_u = kapasitas dukung ultimit (kN/m²), dan

q = tekanan akibat beban struktur (kN/m²).

4. Faktor aman terhadap kelongsoran lereng

Dinding tanah bertulang harus aman terhadap keruntuhan lereng menyeluruh. Faktor aman stabilitas terhadap kelongsoran lereng dinyatakan dengan Persamaan 3.46 berikut ini.

$$SF = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_D} \geq 1,3 - 1,5 \quad (3.46)$$

Dengan ΣM_R adalah momen penahan dan ΣM_D adalah momen yang menggerakkan. Faktor aman terhadap kelongsoran lereng umumnya diambil antara 1,3 sampai 1,5.

Analisis stabilitas terhadap kelongsoran lereng juga dapat dilakukan dengan menggunakan aplikasi. Pada tugas akhir ini analisis stabilitas dinding tanah bertulang terhadap kelongsoran lereng dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis 8.2*.

3.6.2 Stabilitas Internal

Stabilitas intern adalah stabilitas tanah bertulang pembentuk dinding penahan tanah terhadap pengaruh gaya-gaya yang bekerja. Perhitungan stabilitas internal dilakukan untuk mengevaluasi jarak dan panjang tulangan yang memenuhi syarat stabilitas dan keamanan struktur.

Analisis stabilitas internal meliputi analisis struktur tanah bertulang terhadap putusnya tulangan-tulangan dan tercabutnya tulangan-tulangan dari zona penahan (zona pasif).

1. Faktor aman terhadap putus tulangan

Faktor aman terhadap putus tulangan geosintetik (SF_r) dinyatakan dengan Persamaan 3.47 dan 3.48 berikut ini.

$$SF_r = \frac{T_a}{\Delta P_h} \geq 1,5 \quad (3.47)$$

$$\Delta P_h = \sigma_h S_v = K \sigma_v S_v \quad (3.48)$$

dengan:

T_a = kuat tarik ijin tulangan (kN/m^2), dan

ΔP_h = gaya horizontal per meter lebar pada dinding (kN/m).

2. Faktor aman terhadap cabut tulangan

Faktor aman terhadap cabut tulangan geosintetik (SF_p) dinyatakan dengan Persamaan 3.49 berikut ini.

$$SF_p = \frac{2\mu\sigma_v'Le}{\Delta P_h} \geq 1,5 \quad (3.49)$$

3. Panjang *overlap*

Panjang *overlap* atau panjang lipatan (L_o) pada bagian penutup permukaan dinding yang diperkuat dengan geotekstil dihitung dengan Persamaan 3.50 berikut ini.

$$L_o = \frac{\sigma_{hc} S_v (SF)}{2\mu z \gamma} \geq 1\text{m} \quad (3.50)$$

dengan:

L_o = panjang *overlap*,

z = kedalaman tulangan yang ditekuk masuk ke tanah (m),

σ_{hc} = tekanan horisontal rata-rata pada lipatan (kN/m^2),

μ = koefisien gesek antara tanah dan geotekstil,
= $\text{tg}(2\phi/3)$,

S_v = jarak tulangan arah vertikal (m),

γ = berat volume tanah (kN/m^3), dan

SF = faktor aman.

3.7 Program *Plaxis*

Plaxis adalah salah satu program aplikasi komputer berdasarkan metode elemen hingga dua dimensi yang digunakan secara khusus untuk menganalisis deformasi dan stabilitas untuk berbagai aplikasi dalam bidang geoteknik, seperti daya dukung tanah. Kondisi sesungguhnya dapat dimodelkan dalam regangan bidang (*plane-strain*) maupun secara *axisymmetric*. Program ini menerapkan model antarmuka grafis yang mudah digunakan sehingga pengguna dapat dengan cepat membuat model geometri dan jaring elemen berdasarkan penampang melintang dari kondisi yang ingin dianalisis. Program ini terdiri dari empat buah sub-program yaitu masukan, perhitungan, keluaran, dan kurva.

Plane-strain digunakan untuk menganalisis struktur yang memiliki potongan melintang dengan pembebanan dan kondisi tegangan yang seragam dan perpindahan/deformasi pada arah ini dianggap nol. Sedangkan *axisymmetric* digunakan untuk analisis struktur lingkaran (*circular structures*) yang memiliki

potongan radial dan pembebanan seragam terhadap pusat, dengan deformasi dan tegangan yang dianggap sama pada arah radialnya.

Kondisi di lapangan yang disimulasikan ke dalam program *Plaxis* ini bertujuan untuk mengimplementasikan tahapan pelaksanaan di lapangan ke dalam tahapan pengerjaan pada program, dengan harapan pelaksanaan di lapangan dapat didekati sedekat mungkin pada program, sehingga respon yang dihasilkan dari program dapat diasumsikan sebagai cerminan dari kondisi yang sebenarnya terjadi di lapangan.

Pada tahap analisis menggunakan program *Plaxis* terdapat beberapa langkah yang harus dilakukan, diantaranya adalah sebagai berikut ini.

1. *Input Data*

Dalam tahapan *input data* ini dilakukan permodelan berupa data geometri dinding penahan tanah dan lereng yang akan dianalisis, material tanah, pembebanan, *meshing*, dan *initial condition*. Sehingga model yang dihasilkan dapat menggambarkan kondisi nyata yang ada di lapangan.

2. *Calculation*

Setelah dilakukan permodelan pada tahap *input*, tahap selanjutnya adalah tahap *calculation*. Pada tahap *calculation* ini, analisis dilakukan sesuai dengan kebutuhan terhadap model yang telah didefinisikan dalam *input data*.

3. *Output*

Hasil dari analisis pada tahap *calculation* sebelumnya dapat dilihat pada tahap output ini. Hasil analisis pada tahap output dapat ditampilkan dalam bentuk angka, gambar, dan kurva.