

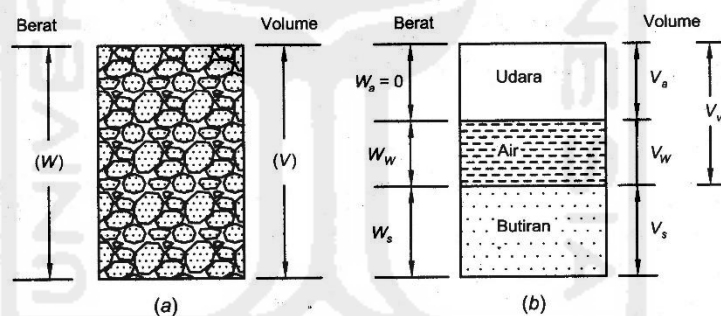
BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 PROPERTI TANAH (*SOIL PROPERTIES*)

3.1.1 Parameter-Parameter Tanah

Dalam segumpal tanah dapat terdiri dari dua atau tiga bagian. Pada tanah yang kering, hanya terdapat dua bagian, yaitu butir-butir tanah dan pori-pori udara. Pada tanah yang jenuh juga terdiri dua bagian, yaitu bagian padat atau butiran dan air pori. Sedangkan dalam keadaan tidak jenuh, tanah terdiri dari tiga bagian, yaitu bagian padat (butiran), pori-pori udara, dan air pori. Bagian-bagian tanah tersebut dapat digambarkan dalam bentuk diagram fase, seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah

Sumber: Hardiyatmo (2012)

Gambar 3.1a memperlihatkan elemen tanah yang mempunyai volume (V) dan berat total (W), sedangkan Gambar 3.1b memperlihatkan hubungan erat dengan volumenya. Dari gambar tersebut di atas dapat dibuat Persamaan 3.1, Persamaan 3.2, dan Persamaan 3.3 sebagai berikut ini.

$$W = W_s + W_w \quad (3.1)$$

dan

$$V = V_s + V_w + V_a \quad (3.2)$$

$$V_v = V_w + V_a \quad (3.3)$$

dengan,

W_s = berat butiran padat

W_w = berat air

$W_a = 0$

V_s = volume butiran padat

V_w = volume air

V_a = volume udara

Perbandingan antara berat air (W_w) terhadap berat butiran padat (W_s) disebut kadar air (w) dapat dilihat pada Persamaan 3.4, dan dinyatakan dalam persen.

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (3.4)$$

Angka pori (e), dinyatakan sebagai perbandingan antara volume rongga (V_v) dengan volume butiran (V_s) seperti terlihat pada Persamaan 3.5, umumnya dinyatakan dalam desimal.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (3.5)$$

Berat volume lembab atau basah (γ), ialah perbandingan antara berat butiran tanah termasuk air dan udara (W) dengan volume total tanah (V), dapat dilihat pada Persamaan 3.6.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (3.6)$$

Apabila ruang udara terisi oleh air seluruhnya ($V_a = 0$) dengan $W = W_w + W_s + W_a$ ($W_a = 0$), maka tanah menjadi jenuh air.

Berat volume kering (γ_d) adalah perbandingan antara berat butiran (W_s) dengan volume total tanah (V), seperti dijabarkan dalam Persamaan 3.7.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (3.7)$$

Berat spesifik atau berat jenis (*specific gravity*) (G_s) yaitu perbandingan antara berat volume butiran padat (γ_s), dengan berat volume air (γ_w) pada suhu 4°C, dapat dilihat pada Persamaan 3.8, serta G_s tidak berdimensi.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (3.8)$$

Persamaan-persamaan tersebut di atas dapat dibentuk hubungan antara masing-masing persamaan sebagai berikut ini.

1. Angka pori pada kondisi tertentu di lapangan (e) dapat dilihat pada Persamaan 3.9.

$$e = \frac{(G_s \gamma_w)}{\gamma_d} - 1 \quad (3.9)$$

2. Jika tanah terendam oleh air seluruhnya, berat volume apung atau berat volume efektif dapat disebut sebagai (γ'), seperti dijabarkan dalam Persamaan 3.10 dan Persamaan 3.11.

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1 + e} \quad (3.10)$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \quad (3.11)$$

dengan $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$ atau $9,81 \text{ kN/m}^3$

3. Berat volume kering (γ_d) dalam kaitannya dengan berat volume basah (γ_b) dan kadar air (w) seperti terlihat pada Persamaan 3.12.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w} \quad (3.12)$$

3.2 KLASIFIKASI TANAH

Masalah-masalah teknis seperti perencanaan perkerasan jalan, bendungan dalam urugan, gedung, dan lain-lain yang dihadapi oleh perancang, memerlukan pemilihan/klasifikasi tanah-tanah ke dalam kelompok atau subkelompok yang menunjukkan sifat sama agar mempermudah dalam perencanaan. Pada umumnya, klasifikasi tanah menggunakan indeks tipe pengujian yang sangat sederhana untuk memperoleh karakteristik tanah. Karakteristik tersebut digunakan untuk menentukan kelompok klasifikasi. Kebanyakan, klasifikasi tanah didasarkan atas ukuran partikel yang diperoleh pada pengujian analisis saringan serta uji sedimentasi dan plastisitas.

3.2.1 Klasifikasi Tanah Sistem *Unified*

Klasifikasi tanah dari sistem *unified* pada mulanya diusulkan oleh Cassagrande (1942), kemudian direvisi oleh kelompok teknisi dari USBR (*United State Bureau of Reclamation*). Pada sistem *unified*, tanah diklasifikasikan ke dalam tanah berbutir kasar (kerikil dan pasir) jika kurang dari 50% lolos saringan nomor 200, dan sebagai tanah berbutir halus (lanau/lempung) jika lebih dari 50% lolos saringan nomor 200. Kemudian, tanah diklasifikasikan ke dalam sejumlah kelompok dan subkelompok yang dapat dilihat pada Tabel 3.1. Simbol-simbol yang digunakan tersebut ialah seperti di bawah ini.

- G = kerikil (*gravel*)
- S = pasir (*sand*)
- C = lempung (*clay*)
- M = lanau (*silt*)
- O = lanau atau lempung organik (*organic silt or clay*)
- Pt = tanah gambut dan tanah organik tinggi (*peat and highly organic soil*)
- W = gradasi baik (*well-graded*)
- P = gradasi buruk (*poorly-graded*)
- H = plastisitas tinggi (*high-plasticity*)
- L = plastisitas rendah (*low-plasticity*)

Tabel 3.1 Sistem Klasifikasi Tanah *Unified*

Divisi Utama		Simbol Kelompok	Nama Jenis	Kriteria laboratorium		
Tanah berbutir kasar 50% atau lebih tertahan saringan no. 200 (0,075 mm)	Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar lebih dari saringan no. 4 (4,75 mm)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir - kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kriteria untuk GW Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $P_I < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $P_I > 7$ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kriteria untuk SW Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $P_I < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $P_I > 7$ Bila batas Atterberg berada di daerah arsi dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol Bila batas Atterberg berada di daerah arsi dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol		
		GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir - kerikil, atau tidak mengandung butiran halus			
		GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil pasir-lempung			
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil pasir-lempung			
	Pasir lebih dari 50 % fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4,75 mm)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus			
		SP	Pasir gradasi buruk, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus			
		SM	Pasir berlanau, campuran pasir - lanau			
		SC	Pasir berlempung, campuran pasir - lempung			
		Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50 % atau kurang		ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau berlempung
					CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kunus ("lean clays")
OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah					
Lanau dan lempung batas cair > 50 %	MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis				
	CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk ("fat clays")				
	OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi				
Tanah dengan kadar organik tinggi		P _t	Gambut ("peat") dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi	Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488		

Sumber: Hardiyatmo (2012)

3.3 KUAT GESER TANAH

Parameter kuat geser tanah dibutuhkan untuk analisis gaya dorong pada dinding penahan tanah. Teori Mohr (1910) mengemukakan bahwa kondisi keruntuhan suatu bahan terjadi akibat adanya kombinasi keadaan kritis dari tegangan normal dan tegangan geser pada bidang runtuhnya, dituliskan dalam Persamaan 3.13.

$$\tau = f(\sigma) \tag{3.13}$$

adalah,

τ = tegangan geser saat runtuh atau gagal

σ = tegangan normal saat runtuh atau gagal

Kuat geser tanah adalah gaya perlawanan yang dilakukan oleh butir-butir tanah terhadap desakan atau tarikan (Hardiyatmo, 2012). Dengan dasar pengertian tersebut, apabila tanah dibebani maka ditahan oleh:

1. kohesi tanah yang bergantung pada jenis tanah dan tingkat kepadatannya, tetapi tidak tergantung dari tegangan normal yang bekerja pada bidang geser.

2. gesekan antara butir-butir tanah yang besarnya berbanding lurus dengan tegangan normal pada bidang gesernya.

Penentuan parameter kuat geser tanah yaitu sudut geser dalam (φ) dan kohesi (c) dapat dilakukan dengan pengujian geser langsung (*direct shear test*). Coulomb (1776) mendefinisikan $f(\sigma)$ seperti terlihat pada Persamaan 3.14.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (3.14)$$

ialah,

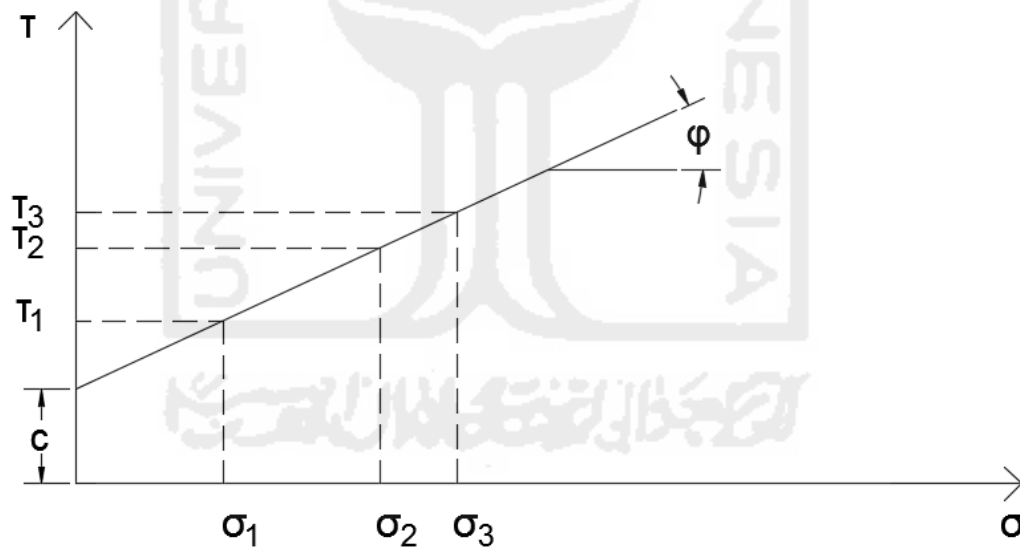
τ = kuat geser tanah

c = kohesi tanah

φ = sudut gesek dalam tanah

σ = tegangan normal pada bidang runtuh

Kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb dimana garis selubung kegagalan dari persamaan tersebut digambarkan dalam bentuk garis lurus pada Gambar 3.2.

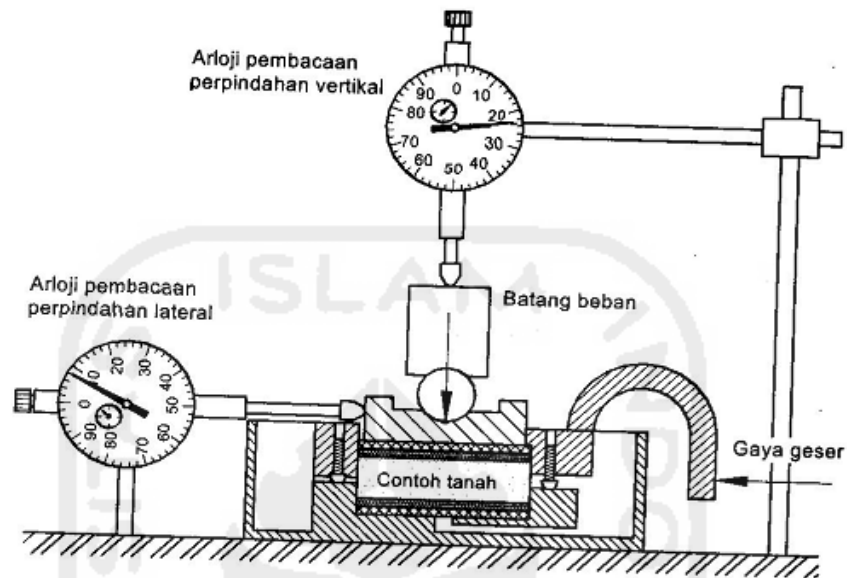


Gambar 3.2 Kriteria Kegagalan Mohr dan Coulomb

3.3.1 Uji Geser Langsung (*Direct Shear Test*)

Pada pengujian geser langsung (*direct shear*) seperti terlihat pada Gambar 3.3 kekuatan geser tanah diperoleh dengan cara menggeser contoh tanah yang diberi gaya normal (N). Kekuatan tanah yang diperoleh dari percobaan tersebut adalah

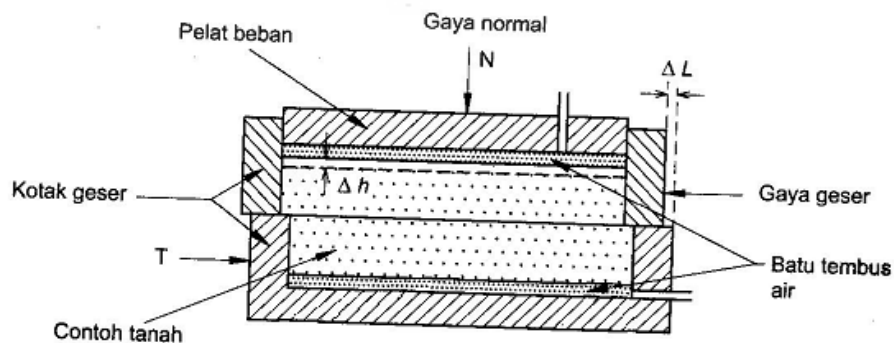
dalam kondisi terdrainasi (*drained*), karena air di dalam pori tanah diijinkan keluar selama pembebanan. Oleh karena itu, percobaan geser langsung (*direct shear*) pada umumnya digunakan untuk tanah berpasir (*granular*).



Gambar 3.3 Skema Pengujian Geser Langsung (*Direct Shear*)

Sumber: Hardiyatmo (2012)

Hubungan antara besarnya gaya geser (T) dan gaya normal (N) digambarkan dalam skema seperti terlihat pada Gambar 3.4, untuk menentukan parameter kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ). Agar diperoleh hasil yang akurat, maka pengujian dilakukan minimal 3 kali dengan beban normal yang berbeda-beda.



Gambar 3.4 Skema Pembebanan

Sumber: Hardiyatmo (2012)

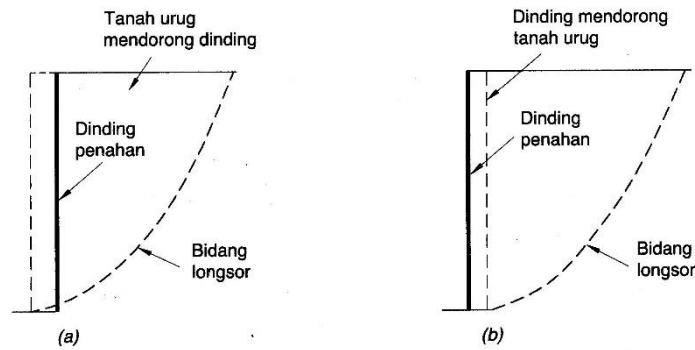
3.4 TEKANAN TANAH LATERAL

Analisis tekanan tanah lateral dipergunakan untuk perancangan dinding penahan tanah dan struktur penahan yang lain, seperti: pangkal jembatan, turap, terowongan, saluran beton di bawah tanah dan lain-lainnya. Tekanan tanah lateral merupakan gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah (Hardiyatmo, 2010). Besarnya tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (*displacement*) dari dinding penahan dan sifat-sifat tanahnya.

3.4.1 Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif

Apabila dinding turap mengalami kegagalan atau bergerak menjauhi tanah urug di belakangnya, maka tanah urug juga akan dalam kondisi runtuh. Pada kondisi runtuh ini, tanah urug bergerak ke bawah dan ke samping menekan dinding turap seperti terlihat pada Gambar 3.5a. Tekanan seperti ini disebut tekanan tanah aktif (*active earth pressure*), sedangkan 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 . Gerakan dinding menjauhi tanah urug menghilangkan pertahanan baji tanah di belakang dinding. Dapat diambil kesimpulan, tekanan tanah aktif adalah gaya yang cenderung mengurangi keseimbangan dinding penahan tanah.

Jika suatu gaya mendorong dinding penahan ke arah tanah urug sampai tanah urug dalam kondisi runtuh, maka tekanan tanah dalam kondisi ini disebut tekanan tanah pasif (*passive earth pressure*) dapat dilihat pada Gambar 3.5b. Sedangkan, 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 . 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.



Gambar 3.5 Tekanan Tanah Lateral Saat Tanah Runtuh

(a) Tekanan Tanah Aktif

(b) Tekanan Tanah Pasif

Sumber: Hardiyatmo (2010)

3.4.2 Teori Rankine

Ditinjau suatu tanah tak berkohesi yang homogen dan isotropis yang terletak pada ruangan semi tak terhingga dengan permukaan horisontal, dan dinding penahan vertikal berupa dinding yang licin sempurna. Untuk mengevaluasi tekanan tanah aktif dan tahanan tanah pasif, ditinjau kondisi keseimbangan batas pada suatu elemen di dalam tanah, dengan kondisi permukaan yang horisontal dan tidak ada tegangan geser pada kedua bidang vertikal maupun horisontalnya. Dianggap tanah ditahan dalam arah horisontal. Pada kondisi aktif sembarang elemen tanah akan sama seperti benda uji dalam alat triaksial yang diuji dengan penerapan tekanan sel yang dikurangi, sedangkan tekanan aksial tetap. Ketika tekanan horisontal dikurangi pada suatu nilai tertentu, kuat geser tanah pada suatu saat akan sepenuhnya berkembang dan tanah kemudian mengalami keruntuhan. Gaya horisontal yang menyebabkan keruntuhan ini merupakan tekanan tanah aktif dan nilai banding tekanan horisontal dan vertikal pada kondisi ini, merupakan koefisien tekanan aktif (*coefficient of active pressure*) atau K_a , seperti dinyatakan dalam Persamaan 3.15.

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.15)$$

dengan,

K_a = koefisien tekanan aktif

φ = sudut gesek dalam tanah

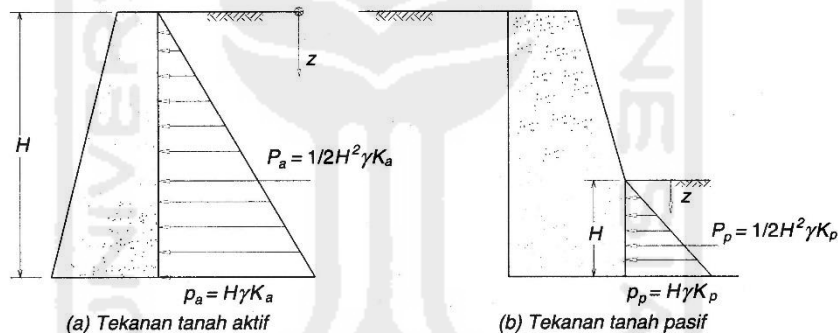
Sekarang bila tanah ditekan dalam arah horisontalnya, sembarang elemen tanah akan sama kondisinya seperti keadaan benda uji dalam alat triaksial yang dibebani sampai runtuh melalui penambahan tekanan sel sedang tekanan aksial tetap. Nilai banding tegangan horisontal dan vertikal pada kondisi ini merupakan koefisien tekanan pasif (*coefficient of passive pressure*) atau K_p . Besaran K_p dapat dituliskan dalam Persamaan 3.16.

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.16)$$

ialah,

K_p = koefisien tekanan pasif

3.4.3 Tekanan Tanah Lateral dengan Kondisi Permukaan Tanah Horisontal



Gambar 3.6 Distribusi Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Rankine untuk Permukaan Tanah Horisontal.

Sumber: Hardiyatmo (2010)

Gambar 3.6 menunjukkan dinding penahan dengan tanah urug tak berkoheesi seperti pasir ($c = 0$), dengan berat volume γ dan sudut gesek dalam φ , dan tidak terdapat air tanah. Untuk kedudukan aktif Rankine, tekanan tanah aktif (p_a) pada dinding penahan tanah di sembarang kedalaman dapat dilihat pada Persamaan 3.17.

$$p_a = z \gamma K_a ; \text{ untuk } c = 0 \quad (3.17)$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan setinggi H sama dengan luas diagram tekanannya Gambar 3.6a, seperti dijabarkan dalam Persamaan 3.18.

$$P_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_a \quad (3.18)$$

adalah,

p_a = tekanan tanah aktif

P_a = tekanan tanah aktif total

γ = berat volume tanah

K_a = koefisien tekanan aktif

H = tinggi dinding penahan

Distribusi tekanan tanah lateral terhadap dinding penahan untuk kedudukan pasif Rankine, ditunjukkan dalam Gambar 3.6b. Tekanan tanah pasif (p_p) pada sembarang kedalaman dinding penahan seperti terlihat pada Persamaan 3.19.

$$p_p = z \gamma K_p ; \text{ untuk } c = 0 \quad (3.19)$$

Tekanan tanah pasif pada dasar dinding penahan tanah: $p_p = H\gamma K_p$

Tekanan tanah pasif total (P_p) adalah luas diagram tekanan pasifnya, yaitu Persamaan 3.20.

$$P_p = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_p \quad (3.20)$$

keterangan,

p_p = tekanan tanah pasif

P_p = tekanan tanah pasif total

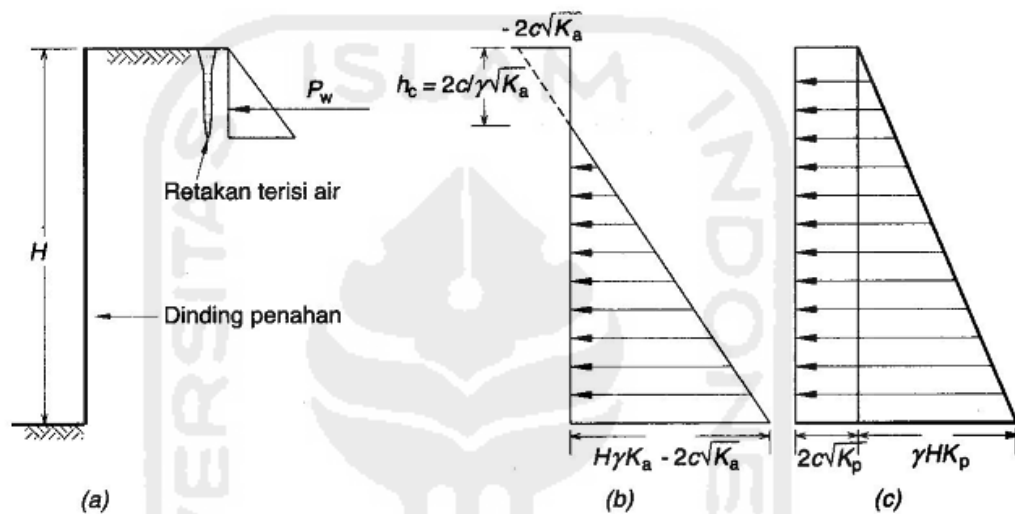
γ = berat volume tanah

K_p = koefisien tekanan pasif

H = tinggi dinding penahan

3.4.4 Tekanan Tanah Lateral untuk Tanah Kohesif

Kondisi tanah urugan kembali yang berupa tanah kohesif seperti tanah lempung, besarnya tekanan tanah aktif menjadi berkurang. (Bell, 1915) mengusulkan suatu penyelesaian hitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan dengan tanah urugan kembali untuk tanah berlempung, seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.7. Hitungan didasarkan pada persamaan Rankine dan Coulomb dengan mempertimbangkan kondisi-kondisi tegangan pada lingkaran Mohr.



Gambar 3.7 Galian pada Tanah Kohesif

- (a) Pengaruh Retakan yang Terisi Air
- (b) Diagram Tekanan Aktif Secara Teoritis
- (c) Diagram Tekanan Pasif

Sumber: Hardiyatmo (2010)

Melihat Gambar 3.7, terdapat kemungkinan bahwa galian tanah pada tanah kohesif dapat dibuat dengan tebing galian yang vertikal. Di permukaan tanah atau $z = 0$, maka menjadi Persamaan 3.21.

$$p_a = -2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = -2c\sqrt{K_a} \quad (3.21)$$

Nilai negatif memberi pengertian adanya gaya tarik yang bekerja, dimulai dari kedalaman tertentu (h_c) dari permukaan tanah (Gambar 3.7b). Kedalaman

dimana $p_a = 0$, akan memberikan kedalaman retakan tanah urugan akibat gaya tarik, seperti dinyatakan dalam Persamaan 3.22.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (3.22)$$

Di permukaan tanah dimana $z = 0$, maka dapat ditulis Persamaan 3.23.

$$p_p = 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 2c\sqrt{K_p} \quad (3.23)$$

Nilai tekanan tanah aktif dan pasif total pada dinding penahan setinggi H , dengan tanah urug yang berupa tanah kohesif dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.24a dan Persamaan 3.24b.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c H \sqrt{K_a} \quad (3.24a)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c H \sqrt{K_p} \quad (3.24b)$$

dengan,

P_a = tekanan tanah aktif total

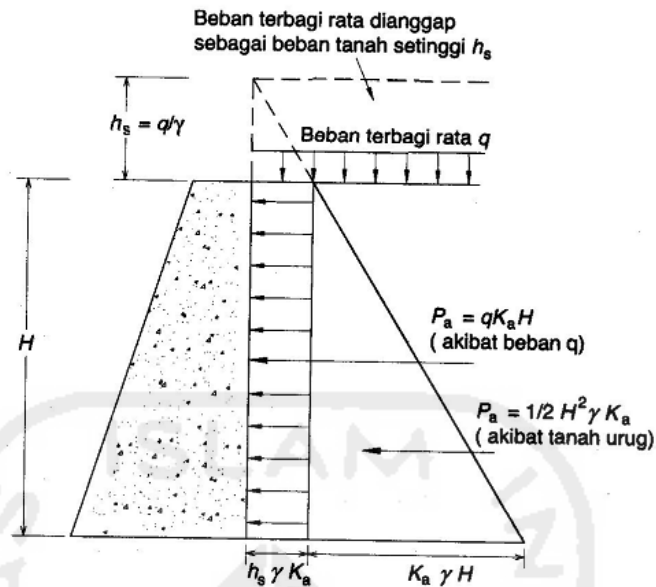
P_p = tekanan tanah pasif total

H = tinggi dinding penahan tanah

γ = berat volume tanah

c = kohesi

3.4.5 Pengaruh Beban Terbagi Merata di atas Tanah Urugan



Gambar 3.8 Tekanan Tanah Lateral Akibat Beban Terbagi Merata (q).

Sumber: Hardiyatmo (2010)

Terkadang tanah urug di belakang dinding penahan tanah dipengaruhi oleh beban terbagi merata. Dengan asumsi beban terbagi rata (q) sebagai beban tanah (h_s) dengan berat volume (γ) tertentu, maka tinggi lapisan tanah $h_s = q/\gamma$ (Gambar 3.8). Tekanan tanah lateral pada kedalaman h_s dari tinggi tanah asumsi (atau di permukaan tanah urug) akan sebesar Persamaan 3.25.

$$p_a = h_s \gamma K_a = q K_a \quad (3.25)$$

Jadi, sebagai akibat dari adanya beban terbagi merata ini, tambahan tekanan tanah aktif total pada dinding penahan tanah setinggi H dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.26.

$$P_a = q K_a H \quad (3.26)$$

ialah,

P_a = tambahan tekanan tanah aktif total akibat beban terbagi merata

q = beban terbagi merata

H = tinggi dinding penahan tanah

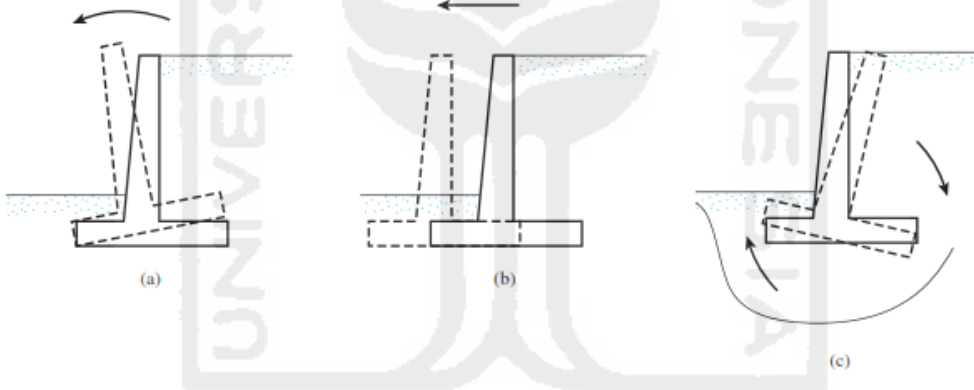
K_a = koefisien tekanan tanah aktif

Gambar diagram tekanan aktif akibat beban terbagi merata ini akan berupa segi empat dengan tinggi H dan lebar sisi $q K_a$.

3.6 STABILITAS DINDING PENAHAN

Sebuah dinding penahan mungkin gagal dalam salah satu cara berikut:

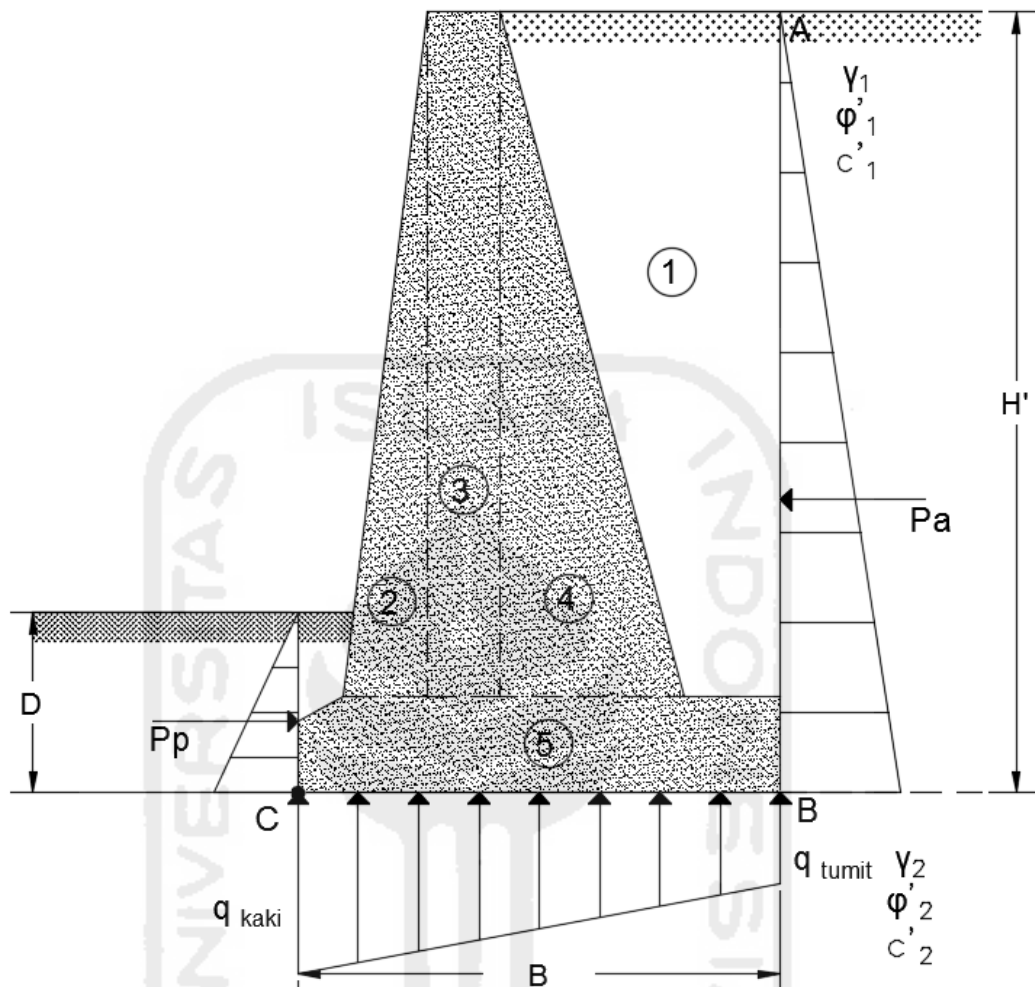
1. mungkin terguling terhadap kaki dindingnya, lihat Gambar (3.9a),
2. mungkin tergelincir sepanjang dasar dindingnya, nampak pada Gambar (3.9b), dan
3. mungkin gagal karena hilangnya daya dukung tanah yang mendukung dasar dinding, seperti terlihat pada Gambar (3.9c).



Gambar 3.9 Kegagalan Dinding Penahan

Sumber: Das (2016, Gambar 13.5:656)

3.6.1 Stabilitas terhadap Penggulingan



Gambar 3.10 Pemeriksaan Stabilitas terhadap Penggulingan, dengan Asumsi bahwa Tekanan Rankine Berlaku

Gambar 3.10 menunjukkan gaya-gaya yang bekerja pada sebuah dinding penahan gravitasi, didasarkan pada asumsi bahwa tekanan aktif Rankine bekerja sepanjang bidang vertikal AB ditarik melalui tumit struktur tersebut. P_p adalah tekanan pasif Rankine, dan besarnya ialah Persamaan 3.27.

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2 c'_2 \sqrt{K_p} D \quad (3.27)$$

dengan,

γ_2 = berat volume tanah di depan tumit dan di bawah dasar slab

K_p = koefisien tekanan tanah pasif Rankine = $\tan^2 (45 + \frac{\phi'_2}{2})$

c'_2, ϕ'_2 = kohesi dan sudut gesek tanah efektif, berturutan

Faktor keamanan terhadap penggulingan (*overturning*) di kaki dinding yaitu terhadap titik C dalam Gambar 3.10, dapat dinyatakan sebagai Persamaan 3.28.

$$FS_{(penggulingan)} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} \quad (3.28)$$

ialah,

ΣM_O = penjumlahan momen-momen dari gaya-gaya yang cenderung menggulingkan terhadap titik C

ΣM_R = penjumlahan momen-momen dari gaya-gaya yang cenderung untuk melawan atau menahan terhadap titik C

Momen penggulingan dapat dijabarkan pada Persamaan 3.29.

$$\Sigma M_O = P_a \left(\frac{H'}{3} \right) \quad (3.29)$$

adalah,

P_a = tekanan tanah aktif total

H' = tinggi bidang vertikal AB

Untuk menghitung momen penahan, ΣM_R (mengabaikan P_p), sebuah tabel seperti Tabel 3.2 dapat disiapkan. Berat tanah di atas tumit dan berat beton atau pasangan batu adalah kedua gaya yang berkontribusi sebagai momen penahan.

Sekali ΣM_R diketahui, faktor keamanan terhadap penggulingan (*overturning*) dapat dihitung sebagai Persamaan 3.30. Nilai minimum yang diinginkan dari faktor keamanan sehubungan dengan stabilitas terhadap penggulingan adalah 2 sampai 3 (Das, 2016).

$$FS_{(penggulingan)} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5}{P_a \left(\frac{H'}{3} \right)} \quad (3.30)$$

dengan,

M_1 = momen dari berat tanah W_1 terhadap titik C,

M_2 = momen dari berat beton atau pasangan batu W_2 terhadap titik C,

M_3 = momen dari berat beton atau pasangan batu W_3 terhadap titik C,

M_4 = momen dari berat beton atau pasangan batu W_4 terhadap titik C,

M_5 = momen dari berat beton atau pasangan batu W_5 terhadap titik C.

Tabel 3.2 Prosedur untuk Menghitung ΣM_R

Bagian	Area	Berat per satuan panjang dinding	Lengan momen diukur dari C	Momen terhadap C
1	A1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X1	M1
2	A2	$W_2 = \gamma_c \times A_2$	X2	M2
3	A3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X3	M3
4	A4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X4	M4
5	A5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X5	M5
		ΣV		ΣM_R

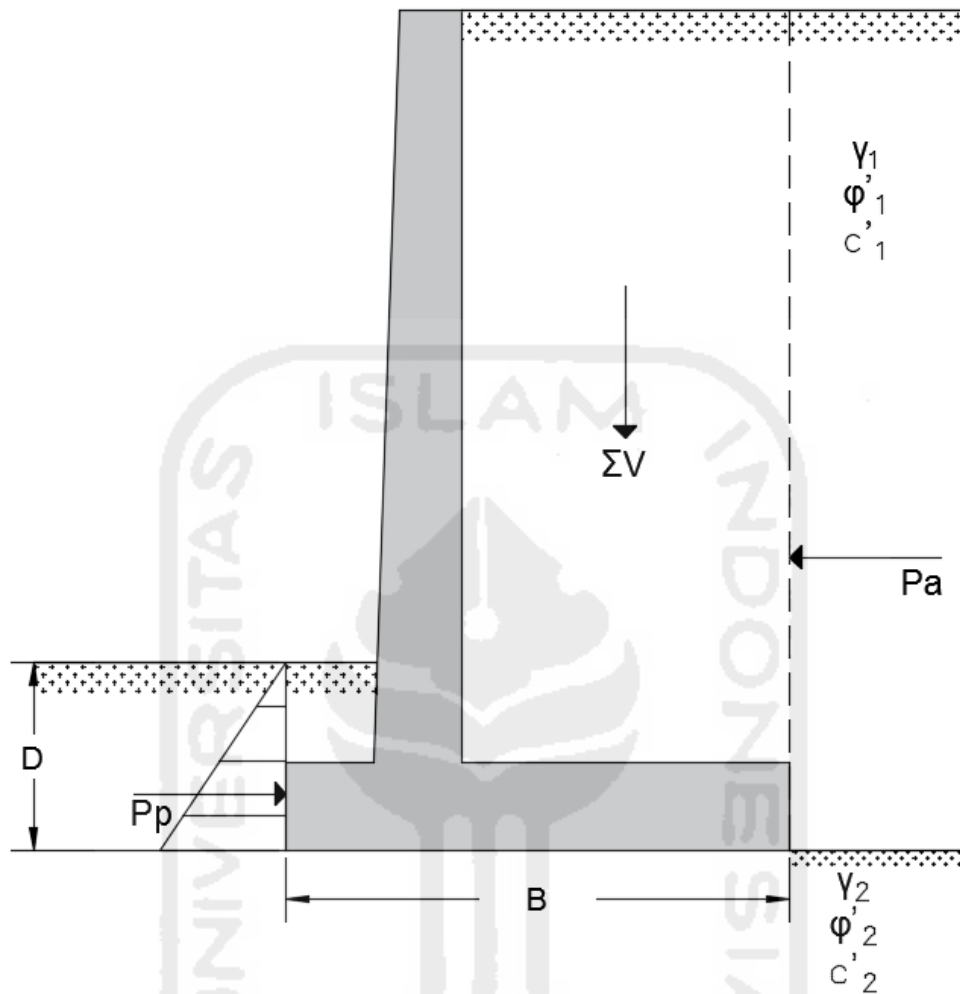
Catatan: γ_1 = berat volume timbunan

γ_c = berat volume beton atau pasangan batu

X_i = jarak horisontal antara titik C dan pusat massa dari tiap bagian

Sumber: Das (2016, Tabel 13.1:659)

3.6.2 Stabilitas terhadap Penggeseran



Gambar 3.11 Pemeriksaan Stabilitas terhadap Penggeseran Sepanjang Dasar Dinding Penahan Tanah

Berdasarkan Gambar 3.11 di atas, faktor keamanan terhadap penggeseran dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.31.

$$FS_{(penggeseran)} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} \quad (3.31)$$

ialah,

$\Sigma F_{R'}$ = penjumlahan gaya-gaya penahan horisontal

ΣF_d = penjumlahan gaya-gaya penggerak horisontal

Gambar 3.11 menunjukkan bahwa tekanan pasif P_p juga merupakan gaya penahan horisontal, karenanya $\Sigma F_{R'}$ menjadi Persamaan 3.32.

$$\Sigma F_{R'} = (\Sigma V) \tan \delta' + B c'_a + P_p \quad (3.32)$$

Satu-satunya gaya horisontal yang cenderung untuk menyebabkan dinding menggeser (sebuah gaya penggerak) adalah tekanan aktif P_a pada Persamaan 3.33.

$$\Sigma F_d = P_a \quad (3.33)$$

Mengkombinasikan Persamaan 3.31, 3.32, dan 3.33 menghasilkan Persamaan 3.34 dibawah ini.

$$FS_{(penggeseran)} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + B c'_a + P_p}{P_a} \quad (3.34)$$

Faktor keamanan minimal 1,5 terhadap penggeseran umumnya diperlukan (Das, 2016). Dalam banyak kasus, tekanan pasif P_p diabaikan dalam menghitung faktor keamanan sehubungan dengan penggeseran. Secara umum, δ' dan c'_a berturut-turut dapat ditulis sebagai $\delta' = k_1 \phi'_2$ dan $c'_a = k_2 c'_2$. Umumnya, k_1 dan k_2 adalah pada rentang dari $\frac{1}{2}$ sampai $\frac{2}{3}$, sehingga dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.35.

$$FS_{(penggeseran)} = \frac{(\Sigma V) \tan (k_1 \phi'_2) + B k_2 c'_2 + P_p}{P_a} \quad (3.35)$$

keterangan,

ΣV = penjumlahan gaya-gaya vertikal

k_1, k_2 = konstanta

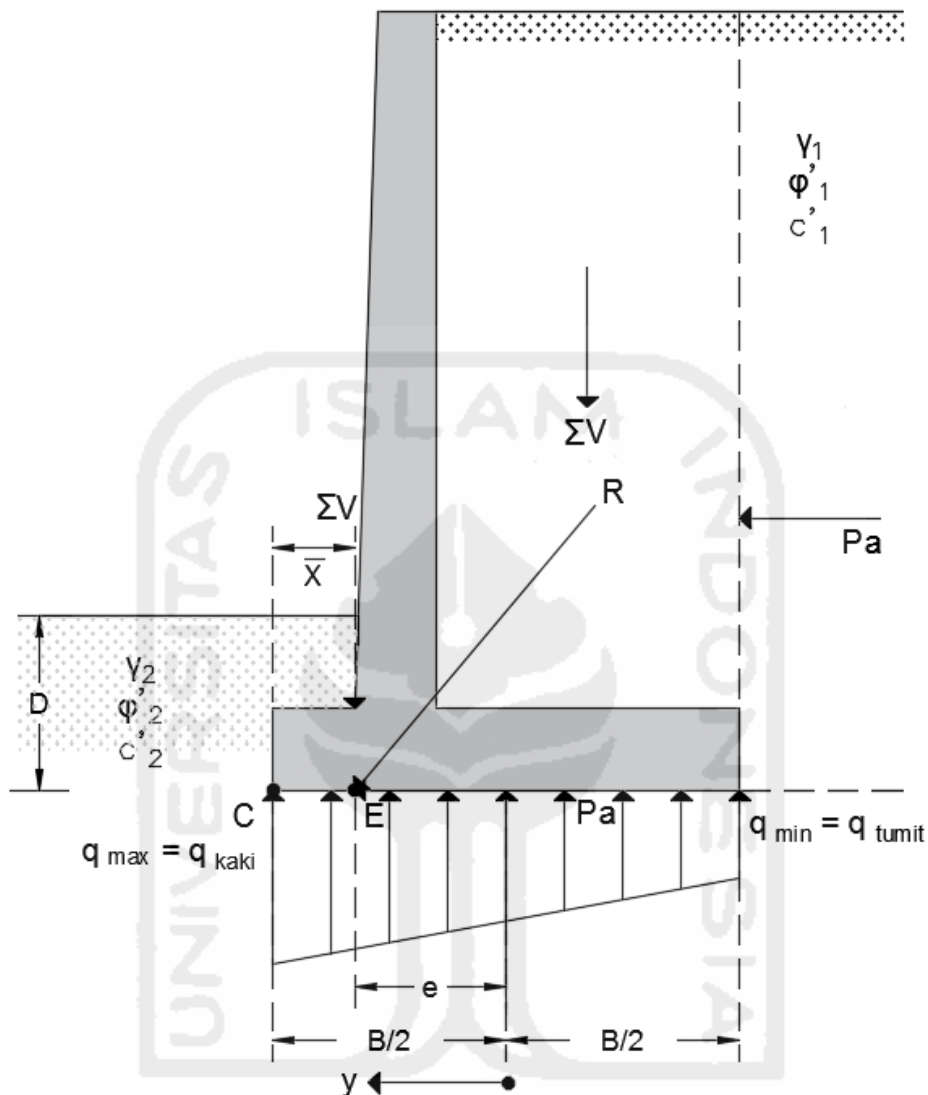
c'_2, ϕ'_2 = kohesi dan sudut gesek tanah efektif, berturut-turut

B = lebar dasar slab

P_a = tekanan tanah aktif total

P_p = tekanan tanah pasif total

3.6.3 Stabilitas terhadap Kegagalan Kapasitas Daya Dukung Tanah



Gambar 3.12 Pemeriksaan Stabilitas terhadap Kegagalan Kapasitas Daya Dukung

Tekanan vertikal ditransmisikan ke tanah oleh dasar slab dari dinding penahan harus diperiksa terhadap kapasitas daya dukung ultimit tanah. Sifat variasi dari tekanan vertikal yang ditransmisikan oleh dasar slab ke dalam tanah diperlihatkan dalam Gambar 3.12. Catatan bahwa q_{kaki} dan q_{tumit} adalah tekanan maksimum dan minimum yang terjadi di ujung bagian kaki dinding dan tumit dinding, berturut-turut. Besarnya q_{kaki} dan q_{tumit} dapat ditentukan dengan cara berikut ini.

Distribusi tekanan di bawah dasar slab dapat ditentukan dengan menggunakan prinsip-prinsip sederhana dari mekanika material. Pertama, kita memiliki Persamaan 3.36.

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{net} y}{I} \quad (3.36)$$

dengan,

M_{net} = momen netto = $(\Sigma V) e$

I = momen inersia per satuan panjang dari bagian dasar dinding

$$= \frac{1}{12} (1)(B^3)$$

Untuk tekanan maksimum dan minimum, nilai dari y dalam Persamaan 3.36 sama dengan $\frac{B}{2}$. Substitusi ke Persamaan 3.36 memberikan Persamaan 3.37.

$$q_{max} = q_{kaki} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} + \frac{e(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (3.37)$$

Sama halnya dengan Persamaan 3.38.

$$q_{min} = q_{tumis} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (3.38)$$

ialah,

$q_{max} = q_{kaki}$ = tekanan maksimum yang terjadi di ujung bagian kaki dinding

$q_{min} = q_{tumis}$ = tekanan minimum yang terjadi di ujung bagian tumis dinding

ΣV = penjumlahan gaya-gaya vertikal

B = lebar dasar slab

e = eksentrisitas

Perlu dicatat bahwa ΣV termasuk berat tanah diatas tumis dinding, seperti dijabarkan dalam Tabel 3.2, dan ketika nilai dari eksentrisitas e menjadi lebih besar dari $\frac{B}{6}$, q_{min} pada Persamaan 3.38 menjadi bernilai negatif. Jadi, akan ada beberapa tegangan tarik di ujung bagian tumis dinding. Tegangan ini tidak diinginkan, karena

gaya tarik tanah sangat kecil. Jika analisis dari desain menunjukkan bahwa $e > \frac{B}{6}$, maka desain tersebut harus diproporsikan dan dihitung ulang.

Hubungan yang berkaitan dengan kapasitas daya dukung ultimit dari fondasi dangkal dapat dilihat pada Persamaan 3.39.

$$q_u = c' \cdot 2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (3.39)$$

Catatan bahwa faktor-faktor bentuk F_{cs} , F_{qs} , dan $F_{\gamma s}$ semua sama dengan kesatuan, karena dinding penahan tanah dapat diperlakukan sebagai fondasi menerus sehingga faktor-faktor bentuk tidak ditunjukkan dalam Persamaan 3.39.

Sekali kapasitas daya dukung ultimit tanah telah dikalkulasi menggunakan Persamaan 3.39, faktor keamanan terhadap kegagalan kapasitas daya dukung dapat ditentukan dengan Persamaan 3.40.

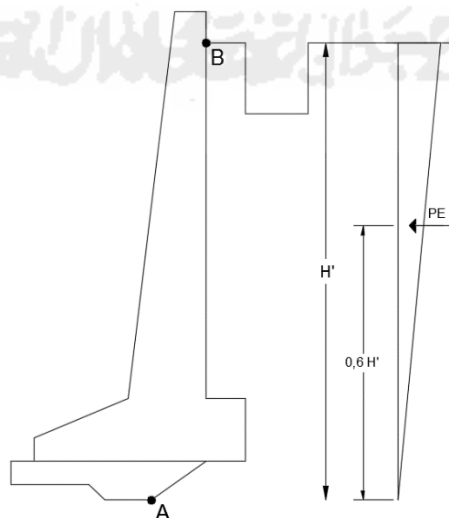
$$FS_{(\text{kapasitas daya dukung})} = \frac{q_u}{q_{max}} \quad (3.40)$$

adalah,

q_u = kapasitas daya dukung ultimit

q_{max} = tekanan maksimum yang terjadi di ujung bagian kaki dinding

3.6.4 Menghitung Beban Gempa pada Dinding Penahan Tanah



Gambar 3.13 Tekanan Aktif Akibat Gaya Gempa

Berdasarkan Gambar 3.13 di atas, Seed dan Whitman (1970) dalam Liong (2013) menganjurkan untuk menghitung gaya gempa pada dinding penahan tanah sebagai Persamaan 3.41 berikut ini.

$$P_E = \frac{3}{8} \frac{a_{h,max}}{g} \gamma (H')^2 \quad (3.41)$$

dengan,

P_E = gaya gempa

g = gravitasi bumi

γ = berat volume tanah

H' = tinggi dinding penahan tanah

$a_{h,max}$ = percepatan gempa maksimum

Pusat gaya gempa bekerja pada 0,6 H' dari dasar dinding penahan (titik A). Kriteria angka keamanan minimal yang harus dipenuhi menurut persyaratan *AASHTO Design Method For Reinforced Earth Structures Subject to Seismic Forces* (1995), ditunjukkan pada Tabel 3.3 di bawah ini.

Tabel 3.3 Persyaratan Angka Keamanan Minimal terhadap Gaya Gempa

Jenis Angka Keamanan	Persyaratan <i>AASHTO Design Method</i> (1995)
SF Guling	1,5
SF Geser	1,1
SF Daya Dukung	1

Sumber: *AASHTO Design Method For Reinforced Earth Structures Subject to Seismic Forces* (1995)