

BAB 2

TEORI TEGANGAN DAN KUAT GESER TANAH

Bab ini akan menjelaskan konsep tegangan total dan efektif serta tegangan-tegangan yang terjadi pada suatu struktur dinding penahan tanah berupa tegangan aktif dan pasif. Serta akan dijelaskan bagaimana beban dinamik berupa beban gempa bumi mempengaruhi tegangan yang terjadi pada dinding penahan tanah. Hal ini sangat penting untuk dibahas karena besarnya tegangan yang terjadi harus ditahan oleh kuat geser tanah. Selain itu secara alamiah bahwa tegangan yang terjadi memberikan pengaruh langsung terhadap perilaku interaksi antara tanah dan material perkuatan serta juga kuat geser tanah. Untuk itu dalam bab ini juga akan menjelaskan konsep kuat geser dari suatu massa tanah. Terdapat dua kondisi yakni kuat geser tak drainasi dan terdrainasi. Kondisi dari masing-masing kondisi dapat terjadi tergantung dari tipe tanah, formasi geologi dan kecepatan pembebanan. Jika kuat geser yang diberikan tanah sudah tidak mencukupi menahan tegangan yang terjadi akibat beban-beban yang diberikan, maka diperlukan adanya suatu usaha perkuatan tanah.

Pada semua proyek bangunan teknik sipil dibangun di atas tanah, dimana tanah tersebut akan menahan beban tekan, geser dan bahkan tegangan tarik. Sebagai contoh suatu bangunan gedung beratnya akan disalurkan ke dalam tanah melalui pondasi, dimana pondasi tersebut akan menimbulkan tegangan-tegangan pada lapisan tanah di bawah konstruksi tersebut. Dan tegangan-tegangan tersebut dapat menyebabkan masalah misalkan kegagalan geser dan penurunan yang berlebihan. Demikian juga pada struktur dinding perkuatan tanah, maka analisa tegangan-tegangan yang terjadi pada timbunan tersebut sangat diperlukan sehingga kita dapat mendisain geometri dan karakteristik struktur dari dinding tersebut.

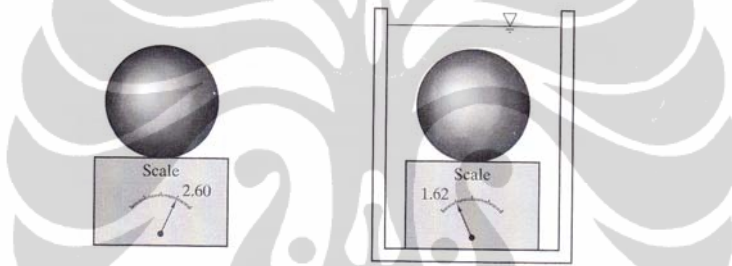
2.1 TEGANGAN TOTAL DAN EFEKTIF

Tegangan tekan atau σ yang bekerja pada massa tanah sebagian akan ditanggung oleh partikel tanah dan sebagian lagi oleh tekanan air pori (*pore water*). Gabungan

keduanya disebut sebagai tegangan total. Sehingga tegangan di dalam tanah dapat dibagi dua yakni :

- a. Tegangan efektif yang dilambangkan dengan σ' , yang merupakan porsi tegangan yang ditanggung oleh partikel tanah.
- b. Tegangan air pori yang dilambangkan dengan u , yang merupakan porsi yang ditanggung oleh air pori.

Untuk mempermudah pemahaman tentang tegangan efektif tanah dapat diberikan diskripsi penimbangan dua benda sebagai berikut:

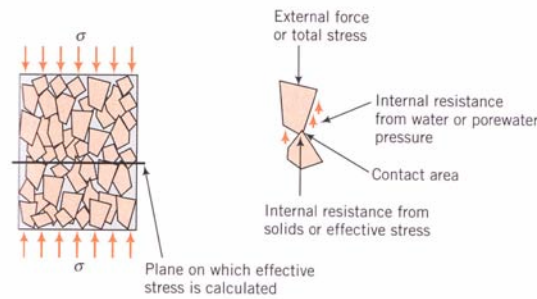


Gambar 2.1. Analogi Tegangan Efektif Tanah

Sumber: Coduto (1999)

Ini bukan berarti benda tersebut berkurang beratnya, namun sekarang berat benda tersebut sebagian akan ditahan oleh timbangan dan sebagian oleh tekanan air. Hal ini sama yang terjadi ketika suatu lapisan tanah berada di bawah muka air tanah, dimana beratnya akan sebagian ditahan oleh tekanan air pori.

Sedangkan analogi terjadinya deformasi tanah sama seperti deformasi yang terjadi pada struktur rangka. Besar deformasi dari rangka tergantung dari beban yang dipikul oleh masing-masing elemen rangka. Jika rangka tersebut dibebani dengan beban yang sama baik di udara atau terbenam di dalam air, deformasi yang terjadi tidak akan berubah. Deformasi dari rangka tidak tergantung adanya tekanan hidrostatik. Dan ini juga berlaku untuk tanah, walaupun berat dari tanah berkurang dikarenakan adanya efek ampung karena tanah jenuh air, tapi deformasi yang terjadi tetap besarnya seperti saat tanah tersebut tidak jenuh.



Gambar 2.2. Tegangan Efektif

Sumber: Budhu (2007)

Dari gambar di atas ditinjau sebuah elemen tanah dalam kondisi jenuh air mengalami tegangan normal σ . Tegangan ini disebut tegangan total dan ditinjau kesetimbangan gaya yang bekerja (hukum Newton ketiga) maka tegangan yang ada di dalam tanah harus sama dengan σ dengan arah sebaliknya. Reaksi terhadap tegangan normal σ diberikan oleh kombinasi tegangan dari butiran tanah, disebut tegangan efektif σ' , dan dari air disebut tegangan air pori (u).

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.1)$$

sehingga,

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.2)$$

Persamaan di atas dikenalkan oleh Terzaghi (1883-1963). Prinsip dari tegangan efektif tanah ini adalah prinsip paling penting di dalam mekanika tanah. Deformasi tanah adalah merupakan fungsi dari tegangan efektif bukan tegangan total. Prinsip dari tegangan efektif berimplikasi hanya pada tegangan normal saja dan bukan pada tegangan geser.

Tegangan efektif di dalam suatu massa tanah yang tidak disebabkan oleh beban luar dihitung dari berat unit tanah dan ke dalam muka air tanah. Jika ditinjau sebuah elemen tanah pada kedalaman z di bawah permukaan tanah dan permukaan air tanah berada pada permukaan tanah juga, maka tegangan total yang terjadi:

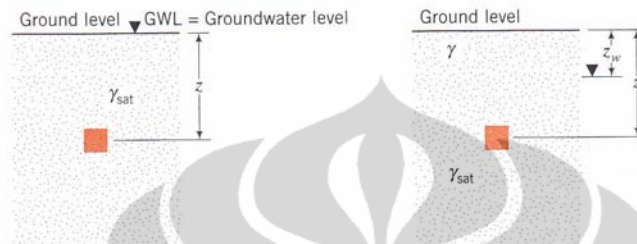
$$\sigma = \gamma_{sat} z \quad (2.3)$$

dimana tekanan air pori:

$$u = \gamma_w z \quad (2.4)$$

Sehingga tegangan efektif yang terjadi adalah:

$$\sigma' = \sigma - u = \gamma_{sat}z - \gamma_w z = (\gamma_{sat} - \gamma_w)z = \gamma'z \quad (2.5)$$



Gambar 2.3. Elemen Tanah Pada Kondisi Terendam

Sumber: Budhu (2007)

Jika elevasi permukaan air tanah berada pada kedalaman z_w di bawah permukaan tanah, maka:

$$\sigma = \gamma z_w + \gamma_{sat}(z - z_w) \quad (2.6)$$

dan,

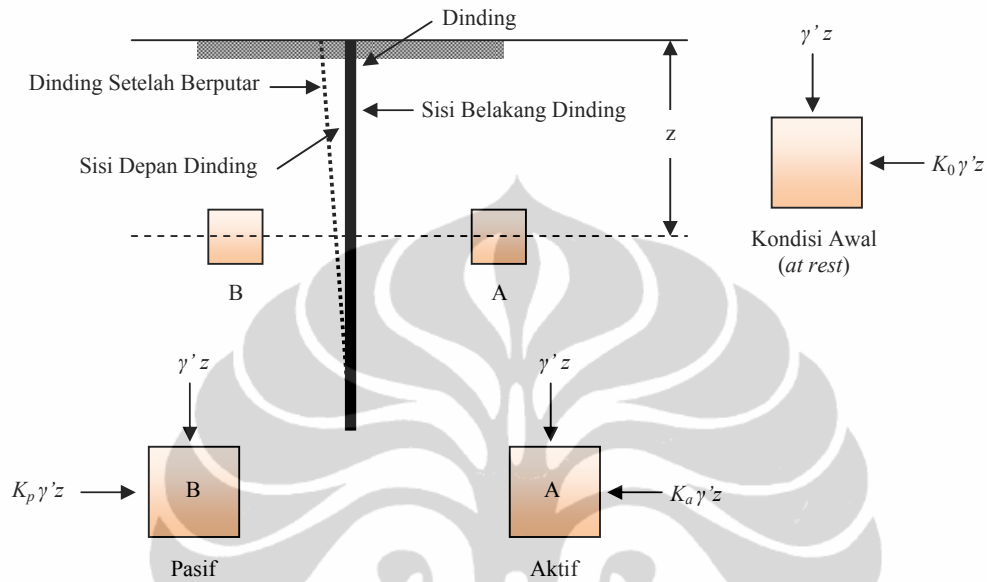
$$u = \gamma_w(z - z_w) \quad (2.7)$$

2.2 TEKanan LATERAL TANAH

Menjelaskan tekanan lateral tanah tidak dapat dilepaskan dari teori yang diberikan oleh Coulomb (1776) dan Rankine (1857). Teori Rankine berlaku berdasarkan asumsi-asumsi sebagai berikut:

1. Dinding penahan tanah adalah vertikal.
2. *Interface* antara dinding dan tanah adalah tidak ada friksi.
3. Permukaan tanah horisontal dan tidak ada tegangan geser yang bekerja pada batas-batas horisontal dan vertikalnya.
4. Dinding adalah rigid dan menerus pada kedalaman tak terbatas pada suatu massa tanah yang kering, homogen dan isotropik.
5. Tanah adalah lepas (*loose*) dan kondisi pertamanya pada kondisi diam (*at rest*).

Untuk menjelaskan konsep dasar tekanan lateral tanah tersebut dilihat gambar dinding yang kaku dipancang ke dalam tanah sebagai berikut:



Gambar 2.4. Tegangan Dalam Elemen Tanah Di Depan Dan Di Belakang Dinding

Sumber: Budhu (2007) telah diolah kembali

Pada kondisi awal belum terjadi pergerakan berlaku:

$$\begin{aligned}\sigma'_z = \sigma'_1 = \gamma'z \\ \sigma'_x = \sigma'_3 = K_0\sigma'_1 = K_0\gamma'z\end{aligned}\quad (2.8)$$

dimana K_0 adalah koefisien tekanan lateral tanah pada kondisi diam (*at rest*) yang besarnya menurut Jacky (1944) dalam Christady (2003) untuk tanah granular adalah:

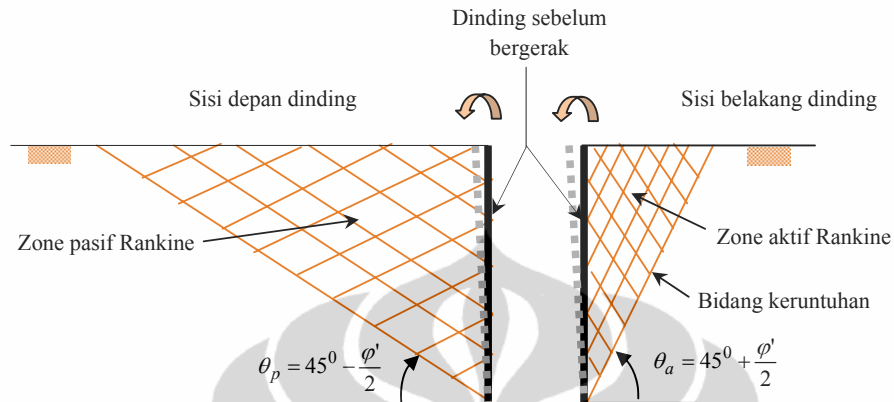
$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.9)$$

Untuk tanah lempung NC (*normally consolidated*), Broker dan Ireland (1965) dalam Christady (2003) mengusulkan persamaan:

$$K_0 = 0,95 - \sin \varphi \quad (2.10)$$

Jika diasumsikan dinding berputar pada titik bawahnya dinding akan bergerak relatif terhadap tanah, maka akan menghasilkan bidang keruntuhan di dalam

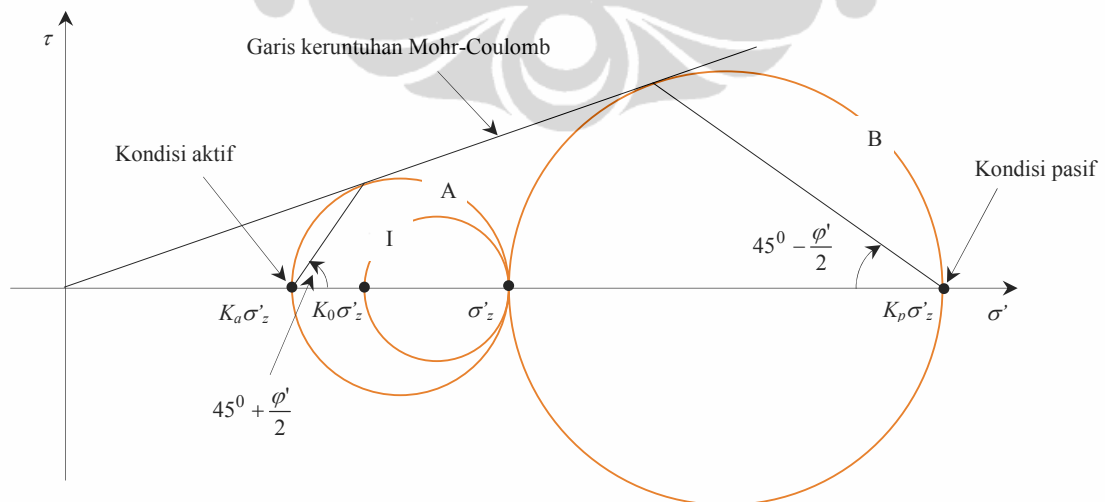
massa tanah di belakang dan di depan dinding tersebut. Dimana bentuk bidang keruntuhannya sesuai dengan gambar berikut:



Gambar 2.5. Bidang Keruntuhan Pada Massa Tanah Di Sekitar Dinding

Sumber: Budhu (2007) telah diolah kembali

Pada saat dinding berputar, maka tekanan vertikal efektif pada elemen A dan B tidak ada perubahan. Tapi tekanan lateralnya akan mengalami perubahan. Pada elemen A tekanannya akan berkurang (lingkaran A) sedangkan pada elemen B tekanan lateralnya akan bertambah (lingkaran B). Kondisi ini dapat digambarkan dalam lingkaran Mohr's sebagai berikut:



Gambar 2.6. Lingkaran Mohr's Pada Kondisi Diam, Aktif Dan Pasif

Sumber: Budhu (2007) telah diolah kembali

Dapat dilihat untuk elemen B (pasif) tegangan efektif lateral yang diperlukan harus lebih besar dari tegangan efektif vertikalnya. Rasio antara tegangan utama arah lateral dan arah vertikal pada kasus lingkaran A (aktif) selanjutnya dapat diberikan dengan persamaan berikut ini:

$$\frac{(\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f} = \frac{(\sigma'_x)_f}{(\sigma'_z)_f} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) = K_a \quad (2.11)$$

dimana K_a disebut sebagai koefisien tekanan lateral tanah aktif.

Seperti untuk lingkaran B (pasif) didapat persamaan sebagai berikut:

$$\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f} = \frac{(\sigma'_x)_f}{(\sigma'_z)_f} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) = K_p \quad (2.12)$$

dimana K_p disebut sebagai koefisien tekanan lateral tanah pasif. Dan karena itu:

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (2.13)$$

Kondisi pada elemen A dan B disebut kondisi tegangan aktif dan pasif Rankine. Setiap kondisi Rankine berkaitan dengan bentuk bidang keruntuhan (*slip plane*).

Untuk kondisi aktif, orientasi keruntuhannya sebesar:

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \quad (2.14)$$

terhadap horizontal, sedangkan keruntuhan pasifnya sebesar:

$$\theta_p = 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \quad (2.15)$$

seperti pada gambar 3.6.

Sedangkan tekanan lateral untuk kondisi aktif Rankine adalah sebagai berikut:

$$(\sigma'_x)_a = K_a \sigma'_z = K_a \gamma' z \quad (2.16)$$

dan untuk kondisi pasif:

$$(\sigma'_x)_p = K_p \sigma'_z = K_p \gamma' z \quad (2.17)$$

Gaya lateral aktif yang bekerja pada dinding menurut Rankine :

$$P_a = \int_0^{H_o} K_a \gamma' z = \frac{1}{2} K_a \gamma' H_o^2 \quad (2.18)$$

Sedangkan untuk kondisi pasif:

$$P_p = \int_0^{H_o} K_p \gamma' z = \frac{1}{2} K_p \gamma' H_o^2 \quad (2.19)$$

Dimana P_a dan P_p bekerja pada pusat distribusi tegangan, yang dalam kasus ini bekerja pada $H_o/3$.

Jika terdapat air tanah maka harus ditambahkan adanya tekanan hidrostatik pada tekanan lateral tanah. Sebagai contoh jika permukaan air tanah berada pada kedalaman h_w dari dasar dinding maka tekanan hidrostatiknya :

$$u = \gamma_w h_w \quad (2.20)$$

dan gaya hidrostatik:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2 \quad (2.21)$$

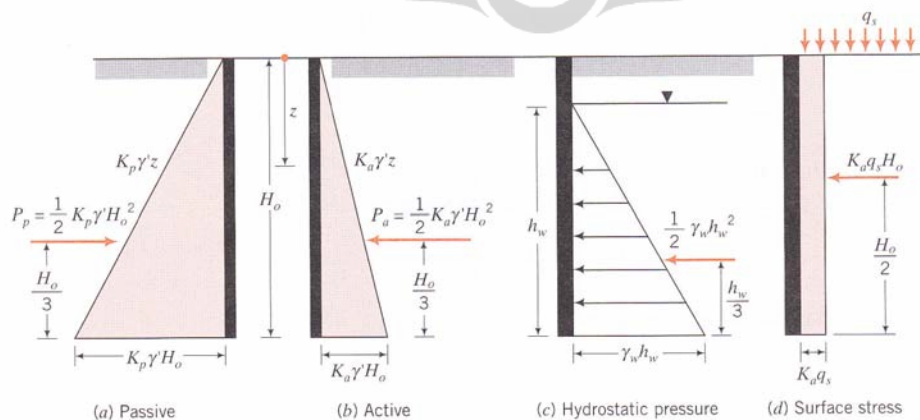
Beban di permukaan juga akan mengakibatkan penambahan tekanan lateral pada dinding. Beban merata akan disalurkan berupa tekanan lateral merata pada dinding sebesar $K_a q_s$ dan untuk tekanan pasifnya sebesar $K_p q_s$.

Sehingga total tegangan yang bekerja pada dinding:

$$(\sigma_x)_a = K_a \sigma'_z + K_a q_s + (u)_a \quad (2.22)$$

dan

$$(\sigma_x)_p = K_p \sigma'_z + K_p q_s + (u)_p \quad (2.23)$$



Gambar 2.7. Tekanan Tanah Lateral Aktif Dan Pasif

Sumber: Budhu (2007)

2.3 BEBAN GEMPA

Tekanan tanah lateral besar pada dinding perkuatan tanah yang disebabkan oleh tekanan dinamik karena gempa bumi telah menyebabkan kerusakan yang parah. Peningkatan tekanan lateral selama terjadi gempa bumi menyebabkan sliding dan/atau pengangkatan pada struktur dinding perkuatan tanah.

Pada tahun 1776, Coulomb menurunkan persamaan untuk tekanan aktif tanah pada struktur dinding perkuatan tanah pada tanah kering non-kohefif yang berbentuk:

$$P_a = \int_0^{H_o} K_a \gamma' z = \frac{1}{2} K_a \gamma' H_o^2 \quad (2.24)$$

dimana,

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (2.25)$$

Persamaan koefisien tekanan tanah aktif Coulomb di atas dapat dimodifikasi untuk perhitungan tekanan lateral yang disebabkan oleh gempa bumi. Modifikasi ini dikenal dengan metode pseudostatik dari Mononobe Okabe. Metode ini secara umum digunakan didalam praktek disain. Menurut Kramer (1996) kelebihan dari metode ini sangat sederhana dan bisa memberikan pengertian yang baik tentang penambahan beban pada struktur dinding penahan tanah akibat beban dari gempa bumi. Namun dikarenakan kesederhanaan ini maka diperlukan kehati-hatian di dalam mengaplikasikannya. Dimana persamaan koefisien tekanan tanah aktif di atas menjadi:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (2.26)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (2.27)$$

Sehingga gaya total yang bekerja akibat adanya gempa (P_{AE}) menjadi:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \quad (2.28)$$

dan tambahan beban akibat gempa (ΔP_{AE}) adalah:

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_a \quad (2.29)$$

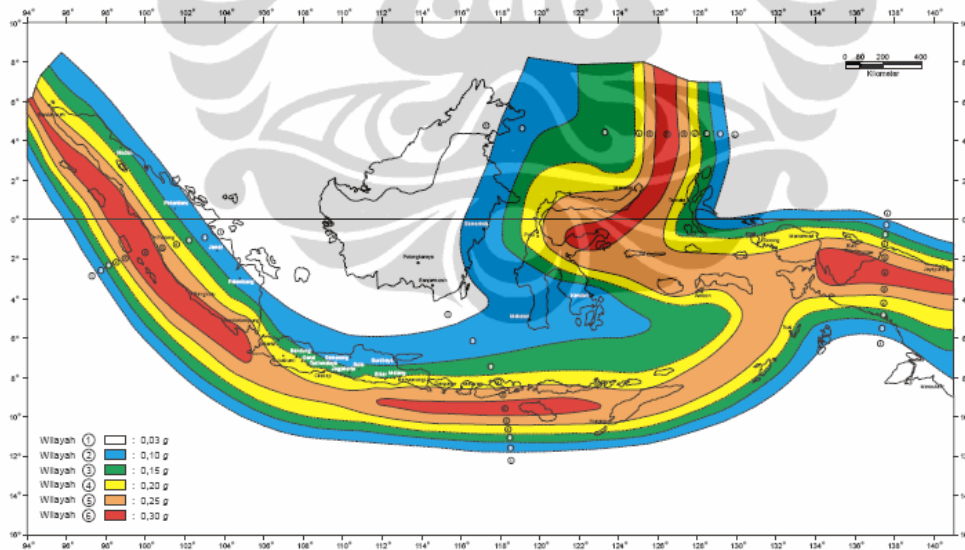
Untuk nilai k_h dan k_v :

$$k_h = \frac{a_v}{g} \text{ dan } k_v = \frac{a_h}{g} \quad (2.30)$$

Penentuan koefisien pseudostatik menurut Hynes-Griffin dan Franklin (1984) diambil nilai :

$$k_h = \frac{0.5 a_{max}}{g} \quad (2.31)$$

Nilai a_{max} adalah nilai percepatan maksimum gempa di daerah bersangkutan yang dalam SNI 1726-2002 Indonesia dibagi dalam enam wilayah gempa:



Gambar 2.8. Peta Wilayah Gempa Di Indonesia

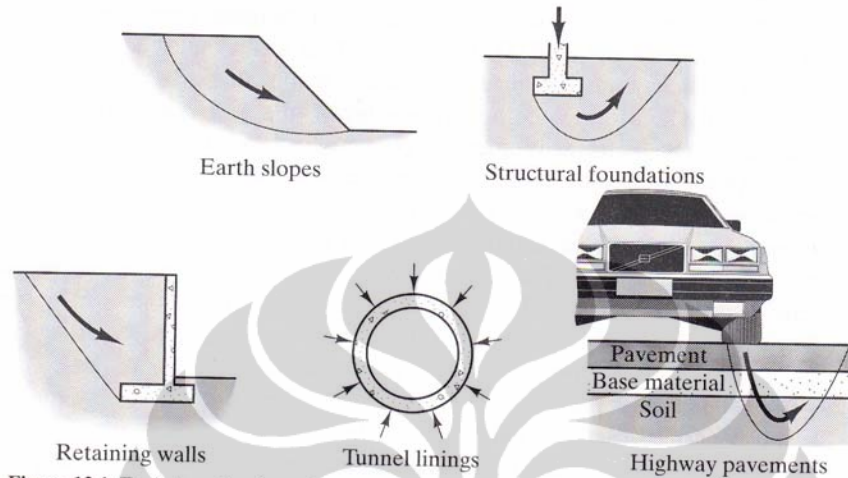
Sumber: SNI 1726-2002

2.4 KUAT GESER TANAH DI LAPANGAN

Keamanan suatu struktur geoteknik sangat tergantung pada kekuatan tanah. Jika tegangan yang bekerja pada tanah lebih besar dari kekuatan yang tersedia maka struktur geoteknik tersebut akan runtuh. Karena tanah tidak dapat menahan tekan maupun tarik dalam besaran yang signifikan, maka kekuatan tanah yang dimaksud disini adalah kuat geser yang merupakan kekuatan friksi dan/atau kohesinya. Beberapa contoh bagaimana kuat geser tanah bekerja dapat dilihat hal-hal berikut ini:

- Lereng, ketika permukaan tanah membentuk suatu kemiringan, maka gaya gravitasi akan menimbulkan tegangan geser geostatik yang sangat besar pada lereng tanah atau batuan. Jika tegangan ini lebih besar dari kekuatan geser yang tersedia maka akan terjadi tanah longsor (*land slide*).
- Struktur pondasi, beban dari struktur bangunan diteruskan ke tanah melalui struktur pondasi. Beban-beban ini akan memberikan tegangan kompresi dan geser pada tanah sekitarnya. Jika tegangan geser yang dihasilkan melebihi kekuatannya maka kegagalan geser akan terjadi. Hal ini diketahui sebagai kegagalan daya dukung tanah dan selanjutnya akan menyebabkan struktur bangunan akan runtuh.
- Dinding penahan, berat tanah di belakang dinding perkuatan akan menghasilkan tegangan geser pada tanah. Jika kuat geser dapat menahan tegangan geser yang terjadi maka dinding tidak akan bergerak.
- Terowongan, terowongan di dalam tanah atau batuan biasanya terdapat suatu lapisan perkuatan dari besi atau dari beton. Lapisan ini harus mampu menahan tekanan yang terjadi pada tanah sekitarnya. Besarnya tekanan ini sangat tergantung pada kuat geser tanah atau batu di sekeliling terowongan.
- Lapisan perkerasan jalan, beban roda kendaraan akan disalurkan melewati lapisan perkerasan dan tanah di bawahnya. Beban ini menghasilkan tegangan geser yang dapat menyebabkan kegagalan geser. Sehingga di bawah lapisan permukaan jalan diletakkan lapisan material tanah atau aggregate yang lebih baik propertinya (*base aggregate*) sehingga beban dapat tersebar lebih rata pada tanah di bawahnya (*sub-grade*).

Gambar di bawah ini beberapa potensi bentuk kegagalan geser geoteknik:



Gambar 2.9. Tipikal Aplikasi Analisa Geser Pada Tanah

Sumber: Coduto (1999)

2.5 RESPON TANAH TERHADAP GAYA GESER

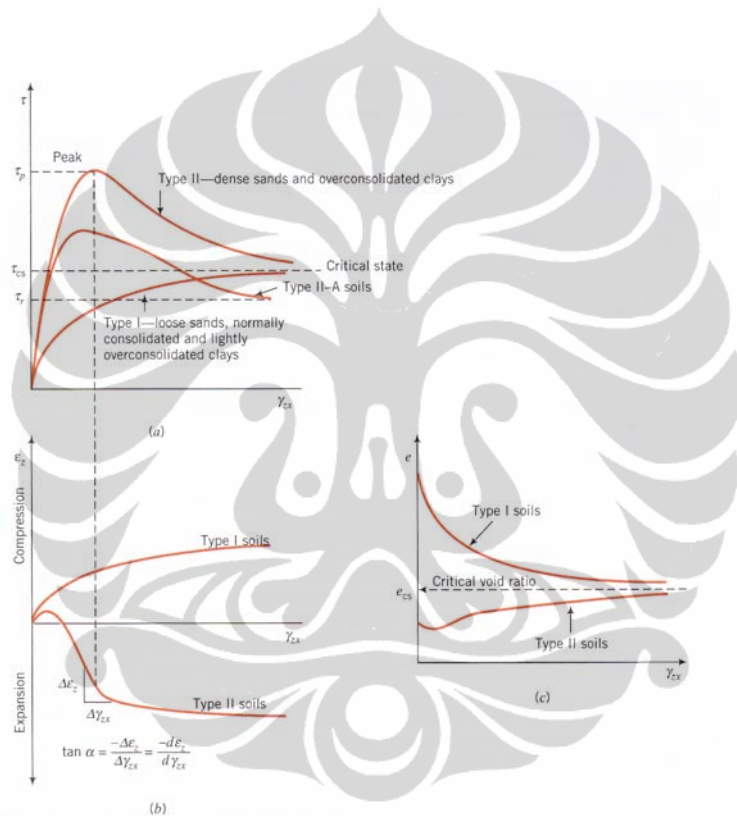
Untuk mengetahui bagaimana respon tanah terhadap gaya geser, maka tanah dapat dikelompokkan menjadi dua yakni:

- a. tanah tidak tersementasi, dimana ikatan antar butirannya sangat lemah misal ini disebut tanah type I yang merupakan pasir lepas, terkonsolidasi normal dan nilai OCR (over consolidated rasio) ≤ 2 , dan
- b. tanah tersementasi, dimana ikatan antar butirannya sangat kuat misal ini disebut type II yang merupakan pasir padat dan nilai OCR-nya >2 .

Jika kedua diberi beban geser maka kedua jenis tanah tersebut akan memberikan respon yang berbeda.

Pada tipe I, penambahan tegangan geser akan mengakibatkan regangan geser hingga mencapai suatu tegangan geser konstan, yang disebut tegangan geser kritis, τ_{cs} tercapai. Pada saat tertekan, tanah tersebut memadat hingga tercapai nilai void rasio konstan yang disebut void rasio kritis, e_{cs} tercapai.

Pada tipe II, penambahan tegangan dengan cepat mencapai nilai puncak, τ_p dengan regangan geser relatif kecil dibandingkan dengan tipe I dan kemudian terjadi penurunan tegangan geser dengan tetap terjadi adanya regangan geser (*strain softens*) hingga mencapai kondisi tegangan geser kritis. Pada saat tertekan, tanah ini memadat karena terjadi re-arrangement partikel tanah kemudian tanah ini mengembang hingga mencapai void rasio kritis.



Gambar 2.10. Respon Tanah Terhadap Gaya Geser

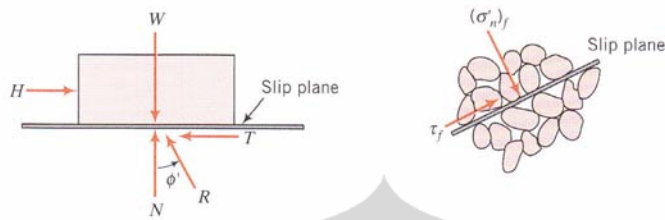
Sumber: Budhu (2007)

Kondisi tegangan geser kritis dicapai oleh semua jenis tanah ketika tidak terjadi perubahan volume lebih lanjut ketika pergeseran tetap terjadi.

2.6 MODEL UNTUK KUAT GESER TANAH

Untuk mengetahui bagaimana kuat geser tanah kita akan menggunakan hukum geser dari Coulomb's tentang statika dan fisika. Jika sebuah balok kayu didorong

arah horisontal, maka diperlukan gaya horisontal yang dibutuhkan untuk menyebabkan terjadinya pergerakan seperti gambar di bawah ini:



Gambar 2.1. Slip Pada Balok Kayu Dan Bidang Slip Di Dalam Massa Tanah

Sumber: Budhu (2007)

Hukum Coulomb membutuhkan adanya bidang geser kritisal atau yang disebut bidang slip. Di dalam kasus balok kayu dengan meja maka bidang slip-nya adalah horisontal yang merupakan bidang kontak antara balok kayu dan meja. Tidak seperti balok kayu, pada massa tanah kita tidak mengetahui dimana bidang terjadi pada suatu massa tanah. Seperti kita ketahui bahwa berat unit dari massa tanah tergantung pada susunan butiran tanah. Jika digambarkan secara ekstrim maka kondisinya seperti gambar di bawah ini:



Gambar 2.12. Susunan Butiran Tanah Dalam Kondisi Lepas Dan Padat

Sumber: Budhu (2007)

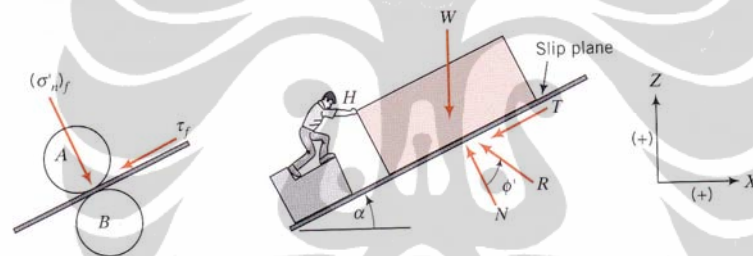
Dimana ada dua kondisi yakni kondisi lepas dan padat. Diasumsikan bahwa bentuk butiran tanah adalah bulat. Pada kondisi lepas, maka permukaan atas butiran akan bertemu dengan butiran atas yang lain. Sedangkan jika kondisi padat maka posisi butiran akan saling mengunci satu sama lain. Jika diberikan tegangan geser pada kondisi lepas maka butiran tanah akan saling geser pada bidang horisontal a-a. Dan pergerakan ini akan menyebabkan butiran akan mengisi void

yang ada dan arah pergerakannya adalah ke bawah atau massa tanah mengalami kompresi. Sedangkan pada massa tanah dalam kondisi padat, maka pergerakan horizontal yang terjadi terhalang oleh butiran tanah yang lain. Sehingga butiran tanah harus bergerak ke atas terlebih dahulu sehingga massa tanah mengalami ekspansi.

Pada kondisi lepas keruntuhan dapat dituliskan dengan:

$$\frac{\tau_f}{(\sigma'_n)_f} = \frac{H}{W} = \tan \phi' \quad (2.32)$$

Jika dalam kondisi padat, maka pergerakan butiran tanah dapat dianalogikan seperti gambar di bawah ini:



Gambar 2.13. Simulasi Tanah Dalam Kondisi Padat

Sumber: Budhu (2007)

Dengan meninjau keseimbangan gaya:

$$\sum F_x = 0 \quad H - N \sin \alpha - \mu N \cos \alpha = 0 \quad (2.33)$$

$$\sum F_z = 0 \quad N \cos \alpha - \mu N \sin \alpha - W = 0 \quad (2.34)$$

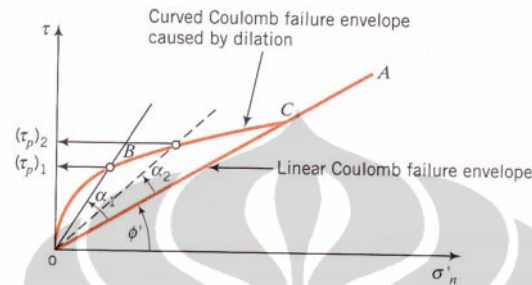
Dari persamaan di atas:

$$\frac{H}{W} = \frac{\mu + \tan \alpha}{1 - \mu \tan \alpha} = \frac{\tan \phi' + \tan \alpha}{1 - \tan \phi' \tan \alpha} \quad (2.35)$$

Selanjutnya H diganti dengan τ_f dan W dengan $(\sigma'_n)_f$ didapatkan:

$$\tau_f = (\sigma'_n)_f \frac{\tan \phi' + \tan \alpha}{1 - \tan \phi' \tan \alpha} = (\sigma'_n)_f \tan(\phi' + \alpha) \quad (2.36)$$

Diaman α adalah sudut dilatasi tanah. Semakin padat maka nilai α juga semakin besar, dan nilai tegangan geser runtuhnya juga semakin tinggi. Efek dari sudut dilatasi pada kriteris kurva keruntuhan adalah sebagai berikut:



Gambar 2.14. Efek Sudut Dilatasi Terhadap Keruntuhan Tanah

Sumber: Budhu (2007)

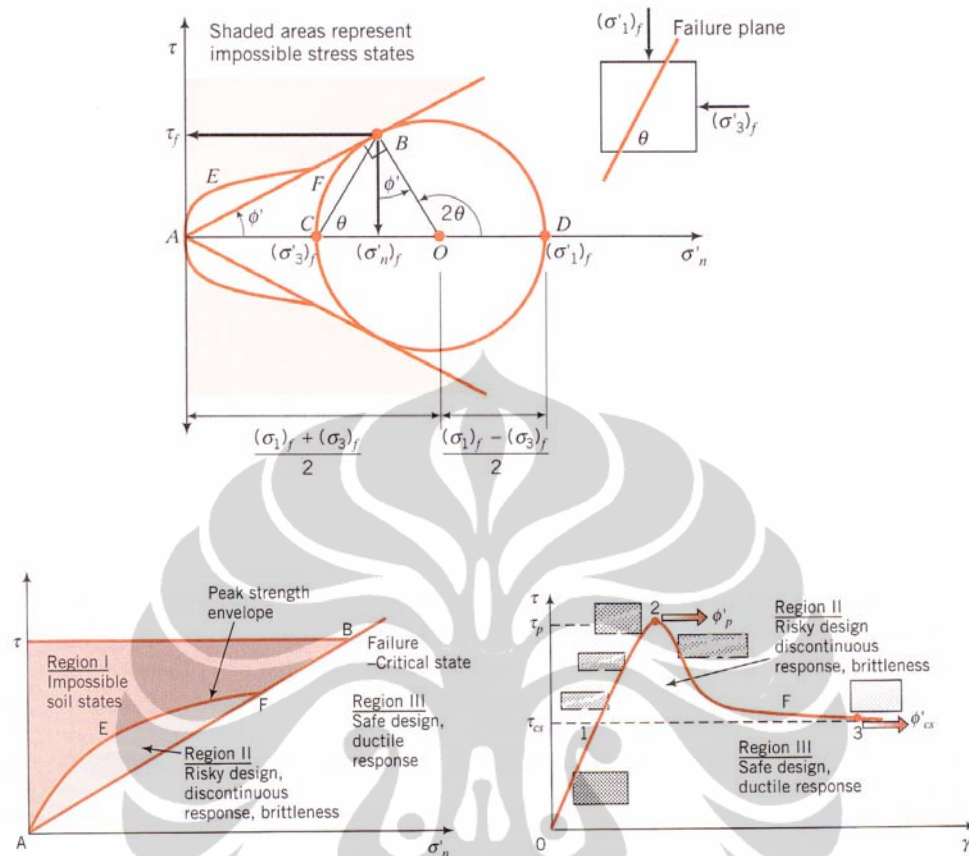
Konsep sudut dilatasi ini sangat berguna untuk memahami kuat geser tanah pada kondisi puncak dan kondisi kritis. Pada tanah dalam kondisi padat (dengan nilai overconsolidated ratio/OCR >2) maka perilakunya memperlihatkan adanya tegangan puncak dan ekspansi (sudut dilatasi positif), sebaliknya pada tanah kondisi lepas (loose) tidak memperlihatkan adanya tegangan puncak. Dalam model Coulomb sudut gesek internal tanah dituliskan:

$$\varphi'_p = \varphi'_{cs} + \alpha_p \quad (2.37)$$

Pada pengujian *pull out* material perkuatan tanah sangat dimungkinkan juga terjadi fenomena ini, sehingga harus berhati-hati dalam menentukan kapasitasnya *pull out* suatu material perkuatan apakah di dalam disain akan menggunakan kondisi puncak atau kondisi kritisnya.

2.7 KRITERIA KEGAGALAN MOHR-COULOMB

Dalam mekanika bahan dikenal beberapa kriteria kegagalan suatu bahan atau material. Kriteria kegagalan geser yang sering digunakan dalam bidang geoteknik adalah kriteria Mohr-Coulomb yang dapat digambar sebagai berikut:



Gambar 2.15. Selubung Kegagalan Mohr-Coulomb

Sumber: Budhu (2007)

Dari geometri lingkaran Mohr di atas didapat:

$$\sin \phi' = \frac{OB}{OA} = \frac{\frac{(\sigma'_1)_f - (\sigma'_3)_f}{2}}{\frac{(\sigma'_1)_f + (\sigma'_3)_f}{2}} \quad (2.38)$$

atau,

$$\sin \phi' = \frac{(\sigma'_1)_f - (\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f + (\sigma'_3)_f} \quad (2.39)$$

disusun ulang sebagai berikut:

$$\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f} = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = K_p, \text{ dan} \quad (2.40)$$

$$\frac{(\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) = K_a \quad (2.41)$$

Nilai θ atau sudut keruntuhan dimana bekerja tegangan efektif utama dari lingkaran Mohr's didefinisikan sebagai:

$$\begin{aligned} \angle BOC &= 90 - \varphi' \text{ dan } \angle BOD = 2\theta = 90^\circ + \varphi', \text{ sehingga} \\ \theta &= 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \end{aligned} \quad (2.42)$$

Sedangkan tegangan keruntuhan terjadi pada:

$$(\sigma'_n)_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin \varphi' \quad (2.43)$$

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos \varphi' \quad (2.44)$$

Kriteria Mohr-Coulomb menyatakan bahwa tegangan-tegangan yang terjadi di dalam tanah tidak dapat berada pada area yang diarsir pada gambar 2.15. Atau dengan kata lain tanah tidak mungkin mengalami besaran tegangan yang melampaui kondisi tegangan runtuhnya. Secara umum, kriteria kegagalan selalu didefinisikan dalam terminologi tegangan. Regangan adalah sebagai akibat tegangan yang bekerja (selama tegangan tersebut masih di bawah tegangan runtuhnya) dengan menggunakan hubungan tegangan-regangan seperti dalam hukum Hook's. Regangan sangat penting karena walaupun mungkin tegangan yang terjadi belum menyebabkan keruntuhan, namun regangan atau *displacement* yang terjadi sudah melewati batas yang tidak dapat ditoleransi.

Jika dilihat persamaan:

$$\sin \varphi' = \frac{(\sigma'_1)_f - (\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f + (\sigma'_3)_f}, \quad (2.45)$$

dibagi dengan σ'_3

$$\sin \varphi' = \frac{\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f} - 1}{\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f} + 1}, \quad (2.46)$$

Implikasi dari persamaan di atas bahwa kriteria menurut Mohr-Coulomb mendefinisikan bahwa keruntuhan terjadi ketika rasio antara tegangan-tegangan utama tercapai nilai maksimum, atau

$$\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f} = \text{maksimum} \quad (2.47)$$

dan tidak terjadi pada saat terjadi tegangan geser maksimum, $[(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2]$. Sehingga kegagalan tegangan geser adalah lebih kecil dari tegangan geser maksimum.

2.8 KUAT GESER PADA PASIR DAN GRAVEL JENUH

Pada timbunan pasir bersih dan gravel, tekanan air pori sangat kecil atau bahkan tidak akan terjadi dalam kondisi pembebanan statik. Hal ini dikarenakan konduktivitas hidrauliknya sangat besar. Jika perubahan tegangan normal atau geser menyebabkan pori membesar atau mengecil, air akan dengan mudah mengalir masuk atau keluar dari dalam massa tanah. Oleh karena itu, tekanan air pori, u , adalah sama dengan tekanan hidrostatisnya dan analisa dapat didasarkan pada tegangan efektif.

$$\sigma' = \sigma - u = \gamma_{sat} z - \gamma_w z = (\gamma_{sat} - \gamma_w) z = \gamma' z \quad (2.48)$$

dimana kuat geser untuk tanah non-kohefif adalah :

$$S_u = \tau_f = (\sigma'_n)_f \frac{\tan \varphi' + \tan \alpha}{1 - \tan \varphi' \tan \alpha} = (\sigma'_n)_f \tan(\varphi' + \alpha) \quad (2.49)$$

2.9 KUAT GESER PADA TANAH LEMPUNG DAN LANAU JENUH

Perilaku kuat geser tanah kohefif agak berbeda dengan tanah pasir dan gravel. Karena tipe tanah ini masih tetap memiliki kuat geser walaupun tegangan efektif (σ'_z) yang terjadi sama dengan nol. Kekuatan ini disebut kekuatan kohesi dan dideskripsikan sebagai c' atau kohesi efektif. Jika tanah tersebut mempunyai kekuatan dari friksi dan kohesi maka persamaannya menjadi :

$$S_u = \tau_f = c' + (\sigma'_n)_f \frac{\tan \varphi' + \tan \alpha}{1 - \tan \varphi' \tan \alpha} = c' + (\sigma'_n)_f \tan(\varphi' + \alpha) \quad (2.50)$$

Kohesi murni adalah kekuatan geser sebagai hasil dari ikatan antara parikel tanah. Ikatan ini disebabkan anantara lain oleh sementasi, elektrostatik dan

elektromagnetik serta adhesi ketika lempung telah mengalami proses overkonsolidasi.

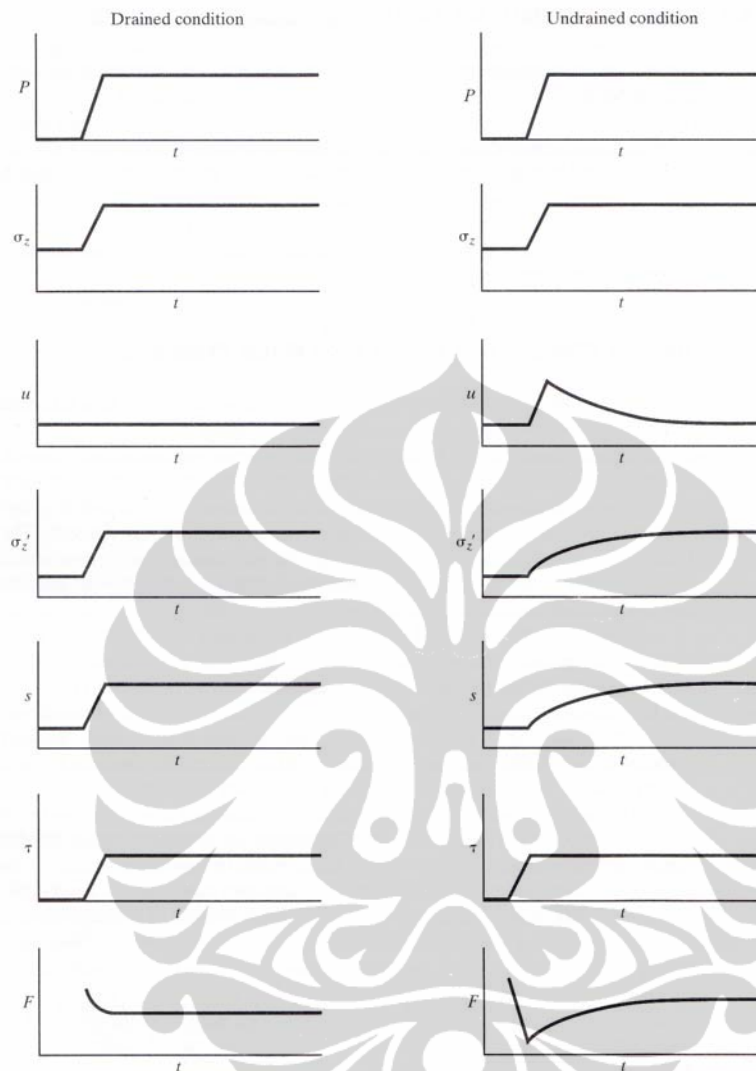
Perhitungan kuat geser tanah dalam tanah lempung dan lanau lebih sulit dibandingkan dengan dalam pasir dan gravel karena :

- a. Partikel lempung berubah cukup signifikan selama proses geser.
- b. Rendahnya konduktivitas hidraulik berpengaruh terhadap aliran air masuk dan keluar pori-pori tanah, sehingga tekanan air pori akan terjadi sangat signifikan di dalam massa tanah.

Terlebih lagi, lempung dan lanau jenuh secara umum lebih lemah dari pada pasir dan gravel, dan lebih sering menyebabkan permasalahan.

Ketika beban seperti struktur pondasi diberikan di atas tanah maka tegangan total vertikal (σ_z) dan tegangan geser (τ) akan bertambah. Pada tanah pasir, terjadi peningkatan σ_z segera menyebabkan tekanan air pori mengalir keluar dari pori yang menyebabkan konsolidasi secara cepat dan menyebabkan tegangan total vertikal efektif (σ'_z) juga meningkat dengan cepat. Kondisi ini disebut dengan kondisi terdrainasi (*drained condition*) seperti gambar 2.16 (bagian kiri) di bawah ini.

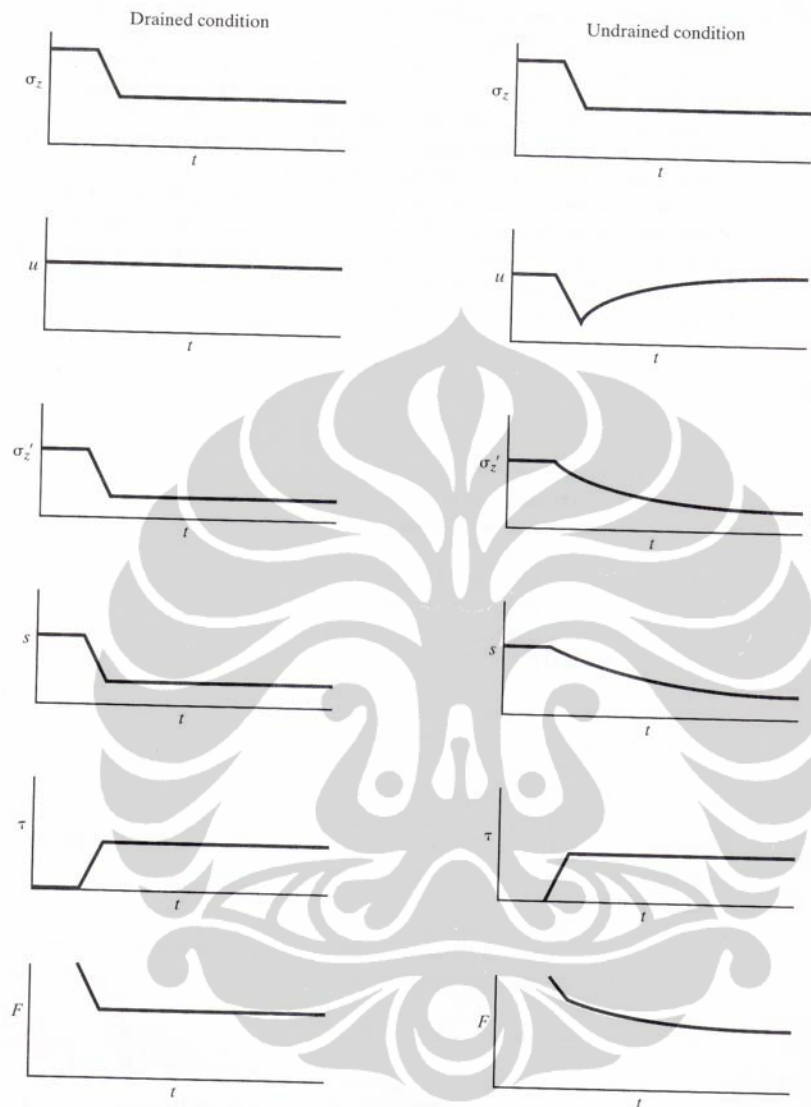
Jika dengan beban yang sama diberikan pada lapisan tanah lempung jenuh, aliran air pori jauh lebih lambat karena tanah ini mempunyai konduktivitas hidraulik sangat kecil. Oleh karena itu kelebihan tekanan air pori (u) akan terjadi dan kondisi ini disebut kondisi tak-terdrainasi (*undrained condition*) seperti pada gambar 2.16 (sebelah kanan). Kondisi ini menyebabkan tegangan total vertikal efektif (σ'_z) juga meningkat dengan sangat lambat.



Gambar 2.16 Perubahan Tegangan Dan Kuat Geser Akibat Penambahan Beban

Sumber: Coduto (1999)

Pada beberapa aktifitas proyek yang dapat menyebabkan pengurangan tegangan vertikal misalnya pada aktifitas penggalian lereng. Pada kasus ini nilai tegangan total vertikal efektif (σ_z') dan kuat geser tanah (s) berkurang setelah selesai pekerjaan. Jika pada kondisi tak-terdrainasi maka akan terjadi tekanan air pori (u) negative. Pada kondisi terdrainasi justru nilai kuat geser tanah (s) turun dengan sangat cepat sehingga kestabilan lebih rawan dibandingkan dengan kondisi tak-terdrainasi.



Gambar 2.17. Perubahan Tegangan Dan Kuat Geser Akibat Pengurangan Beban

Sumber: Coduto (1999)

BAB 3

KONSEP DAN DISAIN DINDING PENAHAN TANAH

Bab ini akan menjelaskan mekanisme bekerjanya suatu material perkuatan tanah di dalam massa tanah untuk meningkatkan atau memperbaiki kuat geser tanah dengan konsep keruntuhan geser dengan menggunakan lingkaran Mohr's. Dijelaskan bagaimana konsep transfer tegangan yang terjadi di dalam tanah ke material perkuatannya pada struktur dinding perkuatan tanah. Juga akan dijelaskan karakteristik jenis-jenis material perkuatan tanah baik itu yang material logam maupun material sintetis (non-logam). Demikian juga jenis tanah timbunan yang digunakan.

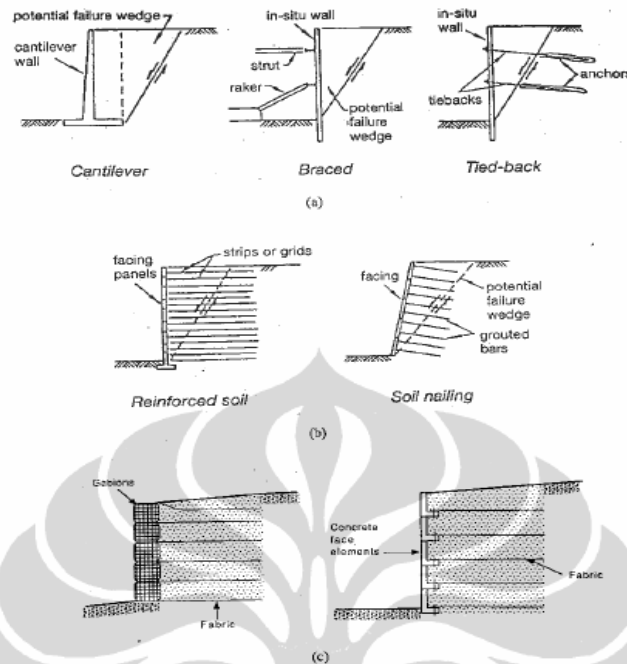
Kehandalan dan keamanan struktur dinding penahan tanah sangat ditentukan pada bagaimana sistem tersebut didisain. Demikian juga jika kita telah memahami konsep disain maka parameter-parameter yang diperlukan juga akan diketahui. Di dalam praktek disain dinding penahan tanah dengan perkuatan tanah terdapat dua hal yakni :

- a. disain geometrik, dan
- b. kebutuhan elemen perkuatan

kedua hal ini untuk memperhitungkan bagaimana meninjau stabilitas internal dan juga eksternalnya suatu sistem dinding perkuatan tanah. Stabilitas eksternal adalah mengevaluasi sistem dinding penahan tanah, dimana massa tanah yang diberikan elemen perkuatan dianggap sebagai massa tanah komposit yang kemudian dievaluasi stabilitasnya seperti mengevaluasi dinding perkuatan tanah tipe gravitasi konvensional. Sedangkan stabilitas internal diperlukan untuk mengevaluasi karakteristik elemen perkuatan yang diperlukan berdasarkan tegangan lateral internal dan asumsi lokasi permukaan kegagalan kritisnya.

3.1 KOMPONEN DINDING PENAHAN TANAH

Secara umum tipe-tipe struktur dinding penahan tanah dapat dilihat dari gambar-gambar di bawah ini:



Gambar 3.1. Tipe-Tipe Konstruksi Dinding Perkuatan Tanah

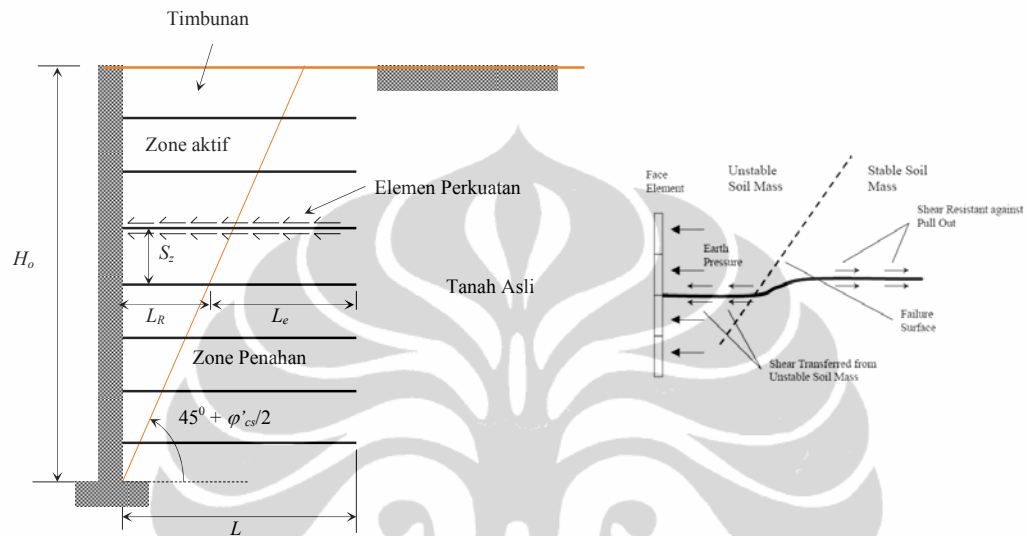
Sumber: Lee (2000)

Sistem dinding penahan tanah dengan menggunakan material perkuatan tanah terdapat tiga komponen utama yakni:

1. elemen perkuatan,
2. elemen facing dan
3. tanah timbunan (*backfill*).

Berdasarkan pada bentuk geometri, material perkuatan dapat dikategorikan sebagai batang (*strips*), grid dan lembaran (*sheet*). Berdasarkan klasifikasi perilaku regangan-tegangan dibagi dalam dua yakni *inextensible* dan *extensible*. Adapun elemen facing dapat berupa panel atau modular beton pre-cast, gabion, grid kawat (*wire mesh*), beton cetak in-situ, kayu, shotcrete, tanaman atau material geosintetik. Tanah timbunan merupakan tanah yang berada pada elemen perkuatan diletakkan. Tanah timbunan merupakan salah satu elemen dinding perkuatan tanah dan sekaligus sebagai sumber timbulnya tekanan lateral tanah. Sistem drainasi baik itu di belakang maupun di bawah system dinding perkuatan tanah merupakan komponen yang juga sangat penting.

Gambar di bawah ini adalah tipikal satu sistem dinding penahan tanah dengan menggunakan material perkuatan tanah serta mekanisme gaya lateral yang bekerja dan ditahan oleh material perkuatan:



Gambar 3.2. Tipikal Sistem Dinding Perkuatan Tanah

Sumber: Budhu (2007) telah diolah kembali

Perilaku suatu sistem perkuatan dinding penahan tanah apapun jenis material perkuatan sedikitnya terdapat tiga faktor terpenting yakni :




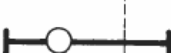

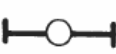
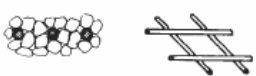
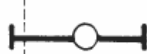
- Sifat alami dan karakteristik engineering dari tanah timbunan,
- Sifat alami dan karakteristik mekanik material perkuatan, dan
- Perilaku interaksi antara tanah timbunan dan material perkuatan serta efek dari respon dari tiap material tersebut.

Palmeira (1987) menyatakan bahwa material granular telah menjadi standar kebutuhan sebagai material timbunan di dalam sistem perkuatan tanah. Kebutuhan ini dikarenakan akan adanya kebutuhan friksi yang akan memberikan ikatan yang lebih tinggi dengan material perkuatan. Selain itu juga tanah timbunan dengan kepadatan tinggi juga akan memberikan ikatan yang lebih tinggi dibandingkan dengan tanah timbunan dalam kondisi kurang padat.

Pada saat ini umumnya material perkuatan tanah terbuat dari besi/metal atau plastik. Jika terbuat dari metal, maka isu utama yang harus dipertimbangkan

adalah masalah korosi. Sedangkan perkuatan dari material plastik memberikan analisa perilaku yang jauh lebih kompleks. Dimana ketergantungan dengan faktor waktu dan temperatur sangat besar. Hal yang masih sulit untuk jenis material perkuatan dari plastik adalah masalah ketahanan dan perilaku jangka panjang atau *creep*.

Ikatan atau interaksi antara tanah dan material perkuatan adalah hal sangat penting di dalam disain sistem perkuatan tanah. Hal ini tergantung pada tipe tanah, tipe material perkuatan dan bagaimana mereka berinteraksi satu sama lain. Derajat interaksi antara tanah dan material perkuatan dan juga mekanisme keruntuhan yang terjadi adalah fungsi dari bentuk material perkuatan. Geotekstil dan metal strip menghasilkan ikatan dengan tanah dengan mekanisme friksi. Sedangkan pada material geogrid, tergantung dari geometriknya, mekanisme tahanan pasif (*bearing*) akan memberikan sumbangan yang cukup signifikan selain friksi. Pengetahuan tentang mekanisme-mekanisme ini sangat penting untuk dapat mengukur secara akurat besarnya tegangan ikatan antara tanah dan material perkuatannya. Di bawah ini adalah tipikal material perkuatan dan mekanisme interaksi utamanya.

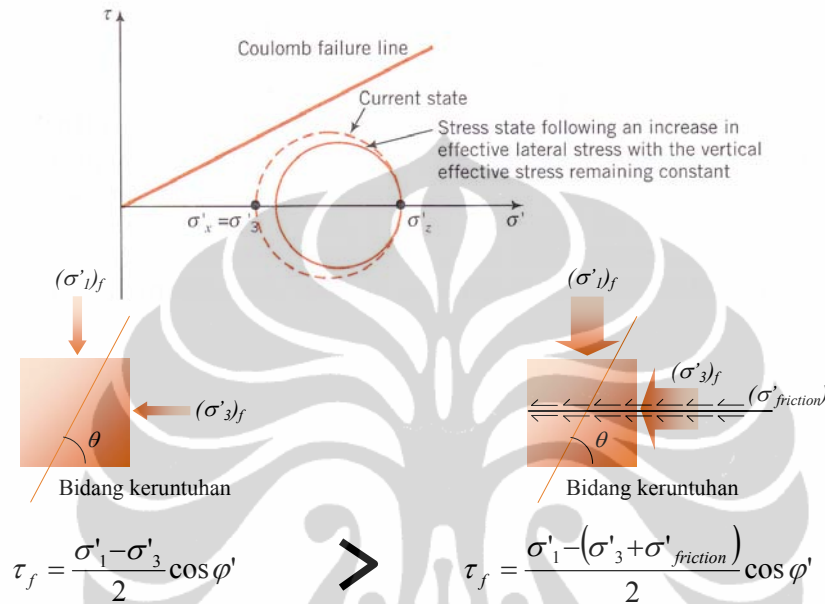
reinforcement	type	mechanism	
		frictional	bearing
plain metal strip			
ribbed metal strip			
geotextile			
geogrid			

Gambar 3.3. Tipe-tipe Mekanisme Interaksi Material Perkuatan

Sumber: Palmeira (1997)

3.2 MEKANISME DASAR

Menurut Budhu (2007) bahwa mekanisme perkuatan tanah dapat didiskripsikan dengan lingkaran keruntuhan Mohr's sebagai berikut:



Gambar 3.4. Efek Dari Tahanan Lateral Tanah Oleh Perkuatan

Sumber: Budhu (2007) telah diolah kembali

Jika kita meletakkan suatu material perkuatan tanah pada arah lateral dari massa tanah, maka akan terjadi friksi pada permukaan material perkuatan tersebut yang akan menahan pergerakan (*displacement*) arah lateral. Sehingga pada gambar lingkaran Mohr's di atas terlihat bahwa lingkaran bergeser mengecil menjauh dari garis keruntuhan Mohr's. Besarnya pergeseran lingkaran tersebut dipengaruhi oleh nilai gaya friksi antara permukaan material perkuatan tanah dengan tanah timbunan disekitarnya serta dipengaruhi oleh tegangan efektif vertikal tanah. Jika friksi tersebut konstan, maka gaya friksi akan bertambah besar sesuai dengan kedalaman tanah. Jadi perkuatan tanah dapat dianalogikan dengan sebagai suatu material komposit antara tanah dan material perkuatannya. Dimana tanah memberikan kuat geser sedang perkuatan akan memberikan kekuatan tarik yang tidak dimiliki oleh tanah.

Jadi perkuatan tanah dapat dianalogikan dengan sebagai suatu material komposit antara tanah dan material perkuatannya. Dimana tanah memberikan kuat geser sedang perkuatan akan memberikan kekuatan tarik yang tidak dimiliki oleh tanah. Dalam eksperimen oleh Schlosser dan Long (1972) yang memodifikasi alat uji test triaxial, dimana telah disimpulkan bahwa tegangan-tegangan yang terjadi akan dimobilisasi terlebih dahulu oleh keberadaan material perkuatan tanahnya baru kemudian dimobilisasi kekuatan internal tanah yakni kohesi (c) dan sudut geser internalnya (ϕ).

Pada perkuatan tipe *extensible* (woven geotekstil) tidak dapat memberikan kontribusi yang signifikan terhadap deformasi modulus tanah, sedangkan pada tipe *inextensible* (strip) akan memberikan efek yang lebih baik. Atau dengan kata lain pada tipe perkuatan tanah *extensible*, material perkuatan tanah baru akan termobilisasi fungsi perkuatannya baru setelah terjadi deformasi yang cukup besar.

3.3 KONSEP MEKANISME TRANSFER TEGANGAN

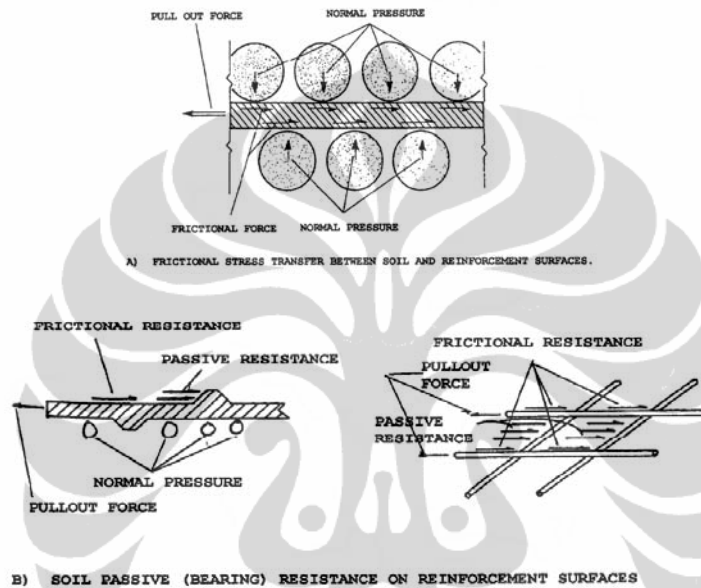
Massa tanah yang diperkuat oleh material perkuatan tanah dapat dianalogikan seperti beton bertulang, dimana properti mekanik dari massa tanah diperbaiki dengan meletakkan elemen perkuatan sejajar arah regangan utama untuk mengkompensasi ketidak adanya ketahanan tanah terhadap gaya tarik. Perbaikan properti tarik adalah merupakan hasil dari interaksi antara material perkuatan dengan tanah. Dimana komposit antara tanah dan material perkuatan mempunyai karakteristik sebagai berikut:

- a. Terjadinya transfer tegangan antara tanah dan material perkuatannya.
- b. Efek perkuatan dari material perkuatan tersebar di dalam massa tanah.

Tegangan adalah ditransfer antara tanah dan material perkuatan oleh adanya friksi dan/atau tahanan pasif tergantung pada geometri elemen perkuatan.

- a. Friksi, terjadi karena adalah pergeseran relatif antara massa tanah dengan permukaan material perkuatan yang menghasilkan tegangan geser. Friksi ini terjadi searah dengan arah pergerakan relatif dari tanah yang diperkuat.

- b. Tahanan pasif, terjadi adanya tegangan tahanan yang terjadi pada permukaan material perkuatan yang arahnya tegak lurus dengan pergerakan relatif dari tanah yang diperkuat. Selain itu permukaan material perkuatan yang berbentuk “ribbed” juga memberikan juga memberikan tahanan pasif.



Gambar 3.5 Mekanisme Transfer Tegangan

Sumber: FHWA-NHI-00-043 (2001)

Kontribusi masing-masing mekanisme transfer suatu perkuatan akan tergantung pada : kekasaran permukaan, tegangan normal efektif, dimensi bukaan grid, ketebalan dari elemen arah tegak lurus pergerakan relatif dan karakteristik elongasi dari material perkuatan. Selain itu faktor yang mempengaruhi adanya interaksi tanah dengan material perkuatan antara lain ukuran butiran, gradasi butiran, bentuk partikel tanah, kepadatan, kandungan air, kohesi dan kekakuan.

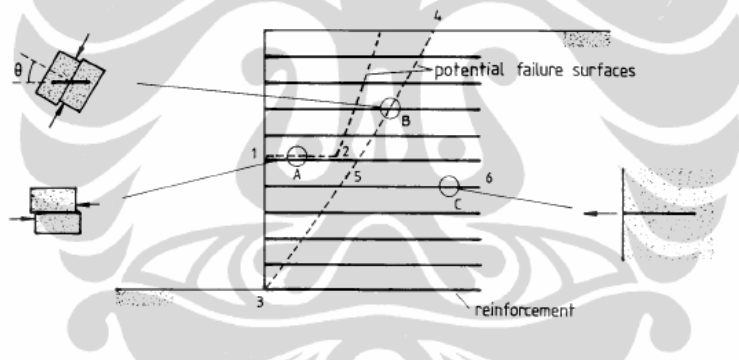
Fungsi utama dari material perkuatan adalah untuk menahan deformasi dari tanah. Agar terjadi hal tersebut, maka tegangan-tegangan yang terjadi di dalam massa tanah ditransfer ke material perkuatan. Tegangan-tegangan tersebut ditahan oleh

material perkuatan dalam dua bentuk yakni tarik (*tension*) dan dalam geser-*bending moments*.

- Tarik, adalah bentuk yang paling umum. Semua material perkuatan arah longitudinal searah dengan arah pergerakan tanah akan mengalami tegangan tarik yang tinggi.
- Geser-*bending moments*, elemen perkuatan arah tegak lurus pergerakan tanah yang memiliki kekakuan dapat menahan gaya geser dan *bending moments*.

3.4 INTERAKSI TANAH DENGAN MATERIAL PERKUATAN TANAH

Berbagai kemungkinan mekanisme keruntuhan (*failure*) di dalam suatu sistem perkuatan tanah adalah seperti gambar di bawah ini:



Gambar 3.6. Mekanisme Keruntuhan Sistem Dinding Dengan Perkuatan Tanah

Sumber: Palmeira (1987)

Ada tiga kemungkinan yang dapat terjadi yakni :

- Keruntuhan *sliding* (area 1-2), dimana area A terjadi sliding atau geser.
- Keruntuhan geser (area 3-4), dimana tanah dan material perkuatan tanah terjadi kegagalan geser.
- Keruntuhan cabut/*pull out* (area 5-6), dimana karena panjang penjangkaran tidak mencukupi.

Di dalam penelitian tesis ini hanya untuk melakukan penelitian terhadap kegagalan cabut atau *pull out* dari material perkuatan tanah yang tercabut dari

massa tanah akibat beban-beban yang bekerja. Di dalam disain sistem perkuatan tanah membutuhkan suatu evaluasi untuk *pull-out* jangka panjang dengan tiga kriteria dasar yakni:

- a. Kapasitas *pull-out*
- b. Pergerakan yg diijinkan
- c. Pergerakan jangka panjang

Kapasitas tahanan cabut (*pull-out*) diberikan oleh kombinasi atau salah satu dari tahanan geser (*friction*) dan tahanan pasif dari elemen transversal perkuatan. Sedangkan pergerakan relatif elemen perkuatan terhadap tanah tergantung pada mekanisme transfer beban, eksentisibilitas material perkuatan, tipe tanah dan tekanan yang menyelimuti elemen perkuatan (*confining pressure*). Untuk pergerakan jangka panjang didominasi oleh karakteristik creep dari tanah dan juga material perkuatan yang digunakan.

Kemampuan *pull out* material perkuatan didefinisikan sebagai beban ultimate yang diperlukan untuk mengakibatkan gelincir (*sliding*) keluarnya material perkuatan melalui massa tanah. Beberapa pendekatan dan disain telah dikembangkan serta saat ini digunakan untuk memperkirakan kapasitas pull out dengan mempertimbangkan kemampuan friksi, tahanan pasif, atau kombinasi dari keduanya. Persamaan disain menggunakan parameter interaksi yang berbeda, dan oleh karena itu untuk sulit sekali membandingkan kemampuan *pull out* material untuk aplikasi yang spesifik. Selain itu faktor properties tanah timbunan juga mempengaruhi kemampuan *pull out*-nya.

Secara umum kapasitas pull out, P_r per unit lebar perkuatan diberikan persamaan:

$$P_r = F * \alpha \sigma_v' L_e C \quad (3.1)$$

Faktor koreksi α utamanya tergantung pada proses peregangan (*strain softening*) dari material timbunan, ekstensibilitas dan panjang material perkuatan. Untuk tipe perkuatan inekstensif nilai α adalah 1, tapi dapat juga lebih kecil dari 1. Faktor ini didapatkan dari test *pull out* dengan berbagai panjang perkuatan atau didapat dengan pendekatan hitungan analitik atau numerik dari model mekanisme transfer

beban. Jika tidak ada data, maka untuk geogrid nilai α yang direkomendasikan adalah 0.8 dan 0.6 untuk geotekstil (ekstensibel sheet).

Untuk berbagai macam perkuatan, nilai F^* dapat diestimasi menggunakan persamaan:

$$F^* = F_q \alpha_B + \tan \rho \quad (3.2)$$

dimana ini merupakan penjumlahan dari tahanan pasif dan ketahanan gesek (friksi). Untuk perhitungan konservatif dapat digunakan nilai:

$$F^* = 2/3 \tan \varphi \quad (3.3)$$

3.5 PROPERTIS STRUKTURAL MATERIAL PEKUATAN TANAH

Disain properties material perkuatan tanah adalah fungsi dari karakteristik geometrik, kekuatan dan kekakuan, ketahanan material dan tipe material. Dua kelompok besar yang bisa digunakan adalah besi (metal) dan geosintetik.

Berdasarkan karakteristik geometriknya terdiri dari dua yakni:

1. Strip, bars dan grid besi. Karakter yang penting dari tipe ini adalah luas tampanya, ketebalan dan keliling elemennya serta jarak antar bar.
2. Geotekstil dan geogrid. Berupa lembaran dimana karakteristiknya ditentukan oleh lebar dari strip dan jarak horizontal antara strip. Parameter luas penampang tidak dipertimbangkan karena kekuatan geotekstil/geogrid ini ditentukan oleh kapasitas gaya per unit lebar material.

Untuk properties kekuatan material besi, umur disain didapatkan dengan pengurangan luas penampang dari perkuatan yang digunakan di dalam kalkulasi disain dengan mempertimbangkan pengurangan luas penampang akibat korosi.

Kuat tarik ijin per meter lebar perkuatan dihitung dengan persamaan :

$$T_a = 0.55 \frac{F_y A_c}{b} \text{ untuk strip besi} \quad (3.4)$$

$$T_a = 0.48 \frac{F_y A_c}{b} \text{ untuk grid besi} \quad (3.5)$$

Disain konservatif laju korosi dapat menggunakan patokan sebagai berikut:

Untuk zinc/side,	15 μm /tahun (0.6 mils/tahun) selama 2 tahun pertama.
	4 μm /tahun (0.16 mils/tahun) setelah itu.
Untuk carbon steel/sisi,	12 μm /tahun (0.5 mils/tahun) setelah itu.

Pemilihan kuat tarik ijin dari material perkuatan geosintetik jauh lebih kompleks dari besi. Propertis kuat tarik dari geosintetik dipengaruhi oleh faktor lingkungan seperti creep, kerusakan pada saat pemasangan, keausan karena umur, temperature, dan tegangan kekangnya. Material polymer geosintetik walaupun tidak mengalami korosi tapi dapat tergedegradasi dikarenakan aktivitas physicochemical di dalam tanah misal hydrolysis, oxidasi dan tekanan lingkungan tergantung dari tipe polymer. Selain itu, material ini dapat mengalami kerusakan pada saat instalasi dan efek dari temperatur tinggi pada facing dan koneksinya.

Untuk material geosintetik, umur rencana dihitung dengan mempertimbangkan kehilangan kekuatan selama periode rencana sebagai berikut:

$$T_a = \frac{T_{ULT}}{RF.FS} = \frac{T_{allowable}}{FS} \quad (3.6)$$

dimana,

$$T_{allowable} = \frac{T_{ULT}}{RF_{CR}.RF_D.RF_{ID}} \quad (3.7)$$

T_{ult} , kuat tarik ultimate merupakan properties jangka pendek yang didapat dari uji test tarik standard. RF_{CR} , adalah faktor reduksi karena creep yang didapat dari pengujian pembebanan konstan jangka panjang di laboratorium. Tipikal rentang nilai reduksi faktor karena creep adalah sebagai berikut:

<u>Tipe Polymer</u>	<u>Faktor Reduksi Creep</u>
Polyester	2.5 s/d 1.6
Polypropelene	5 s/d 4
High Density Polyethelene	5 s/d 2.6

RF_D , adalah faktor reduksi ketahanan material (*durability*). Faktor ini tergantung pada faktor ketahanan polymer terhadap serangan mikroorganism, kimia, thermal oksidasi, hidrolisis dan tegangan craking. Nilai yang diambil rentangnya adalah

1.1 s/d 2.0 dengan minimum nilainya 1.1. RF_{ID} , adalah faktor reduksi karena kerusakan pada saat pemasangan. Rentang nilai yang biasa digunakan adalah 1.05 s/d 3.0, tergantung pada gradasi butiran tanah timbunan dan berat unit material. Sedangkan FS , adalah faktor keamanan secara keseluruhan dimana minimum nilai yang digunakan adalah 1.5.

3.6 TANAH TIMBUNAN

Secara umum tanah timbunan yang digunakan adalah tanah granular. Tanah timbunan pada zone perkuatan harus bersih dari material organik atau material-material yang dapat terdegradasi dan minimum harus memiliki gradasi sebagai berikut:

<u>US Sieve Size</u>	<u>Percent Passing</u>
102 mm (4 in)	100
0.425 mm (No. 40)	0-60
0.075 mm (No. 200)	0-15

dengan nilai Indek Plastisitas (PI) tidak lebih dari 6.

Sedangkan untuk perkuatan lereng bisa menggunakan spesifikasi yang lebih rendah dikarenakan masih ditoleransi adanya deformasi selama konstruksi:

<u>US Sieve Size</u>	<u>Percent Passing</u>
22 mm	100
4.76 mm (No. 4)	100-20
0.425 mm (No. 40)	0-60
0.075 mm (No. 200)	0-50

dengan nilai Indek Plastisitas (PI) ≤ 20 .

Menurut Wisley (2005), parameter geoteknik prinsip yang harus diketahui dalam mendisain geosintetik untuk perkuatan yaitu :

- Parameter kekuatan (*strength*) dari tanah timbunan yakni nilai : c' dan ϕ' .
- Berat unit (bulk density) dari tanah timbunan γ' .
- Parameter-parameter yang didapat dari interaksi antara timbunan dan material perkuatan.

Untuk aplikasi di Indonesia dimana tanah timbunan tak jarang harus menggunakan tanah lempung (*clay*), maka parameter yang juga harus dipertimbangkan adalah :

- d. Kadar air pada saat clay tersebut dipadatkan.
- e. Permeabilitas dari lempung tersebut.
- f. Kekakuan (*stiffness*) dan kompresibilitas dari tanah lempung tersebut.

3.7 METODE DISAIN

Metode disain ini sepenuhnya disadurkan dari Publication No. FHWA-NHI-00-043 (2001), *Mechanically Stabilized Earth Wall and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines*, NHI-National Highway Institute Office of Bridge Technology Chapter 4 tentang Design of MSE Wall. Pendekatan metode disain yang dikenal dan selama ini dilakukan terdiri dari tiga analisis yakni:

1. Analisa tegangan kerja (*working stress*)
2. Analisa keseimbangan batas (*limit equilibrium*)
3. Evaluasi deformasi

Analisa tegangan kerja terdiri dari analisa pemilihan lokasi material perkuatan dan kontrol bahwa tegangan yang terjadi didalam massa tanah yang diperkuat adalah kompatibel dengan properti dari komposit material perkuatan dan tanahnya. Evaluasi stabilitas lokal pada setiap level perkuatan dan memperkiraan kerusakan progresif. Analisa keseimbangan batas (*limit equilibrium*) terdiri dari kontrol pada semua macam kestabilan dari struktur. Dimana tipe kestabilan yang ditinjau harus dipertimbangkan terhadap stabilitas eksternal, internal dan kombinasi keduanya. Kestabilan eksternal adalah kestabilan global dari semua massa tanah dan ditinjau dengan menggunakan bidang runtuh di luar massa tanah yang diperkuat. Kestabilan internal terdiri dari evaluasi potensi bidang runtuh di dalam massa tanah yang diperkuat. Dalam beberapa kasus, sebagian bidang runtuh berada di luar dan sebagian di dalam massa tanah yang diperkuat dengan demikian kombinasi analisa kestabilan harus dilakukan. Analisa respon deformasi digunakan untuk mengevaluasi dan mengantisipasi kehandalan struktur terhadap

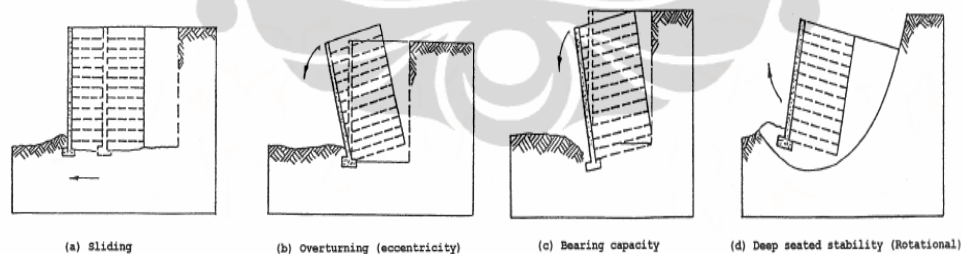
pergerakan arah vertikal dan horisontal. Dan juga, pengaruh dan variasi tipe perkuatan pada kehandalan struktur dapat dievaluasi. Analisa deformasi horisontal adalah paling sulit dilakukan. Pada banyak kasus, hal ini dilakukan hanya pendekatan atau asumsi sederhana yang biasanya dengan adanya faktor keamanan terhadap kestabilan eksternal dan internal akan menjamin bahwa deformasi yang terjadi masih dalam batas toleransi. Analisa deformasi vertikal didapatkan dari perhitungan konvensional settlement. Dimana hasilnya akan mempengaruhi terhadap pemilihan facing, koneksi facing atau proses penimbunan.

3.8 STABILITAS EKSTERNAL

Empat bentuk kegagalan yang dipertimbangkan seperti saat melakukan desain dinding perkuatan tanah tipe gravitasi konvensional adalah sebagai berikut :

- a. Stabilitas geser
- b. Stabilitas guling
- c. Stabilitas terhadap daya dukung
- d. Stabilitas global (*deep seated stability*)

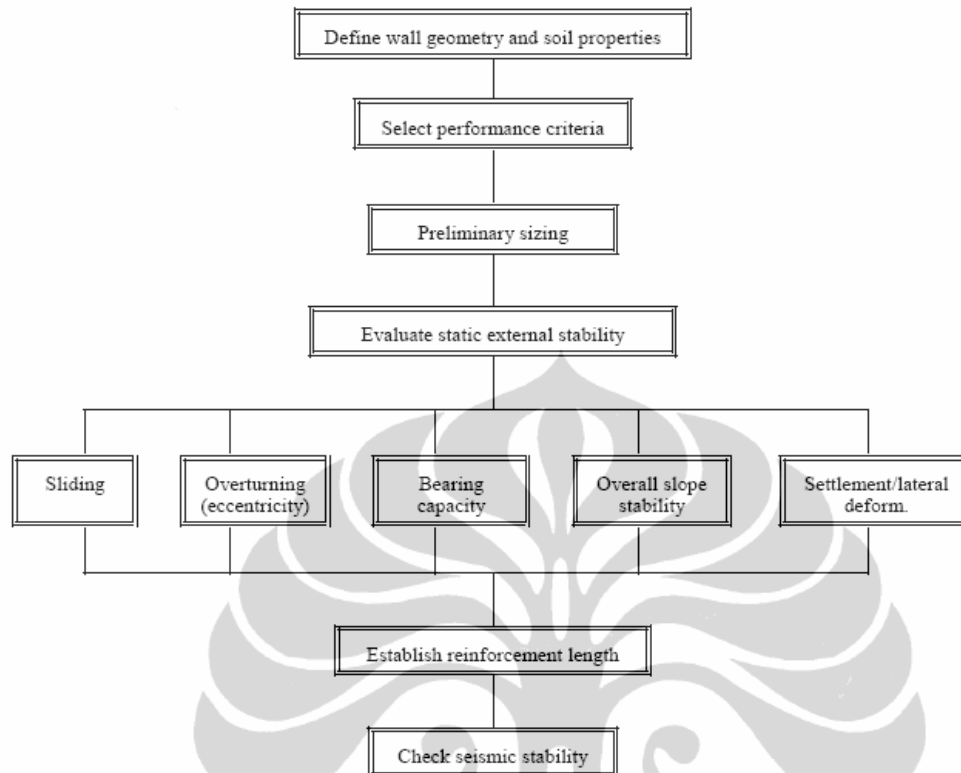
Macam-macam bentuk di atas dapat diskemakan seperti gambar:



Gambar 3.7. Potensi Mekanisme Kegagalan

Sumber: FHWA-NHI-00-043 (2001)

Urutan di dalam melakukan desain terhadap kestabilan eksternal adalah sebagai berikut :



Gambar 3.8. Tahapan Disain Terhadap Kestabilan Eksternal

Sumber: FHWA-NHI-00-043 (2001)

3.8.1 Mendefinisikan geometrik dinding dan properti tanah

- a. Tinggi dinding.
- b. Timbunan tanah di atas sistem dinding perkuatan, beban hidup, beban mati dan beban-beban yang lainnya.
- c. Beban gempa bumi.
- d. Propertis tanah dasar/pondasi (γ, c, φ) .
- e. Propertis tanah timbunan (γ, c, φ) .
- f. Propertis timbunan di belakang sistem dinding penahan tanah (γ, c, φ) .
- g. Kondisi muka air tanah.

3.8.2 Memiliki kriteria kehandalan sistem dinding penahan tanah

- a. Faktor keamanan dari stabilitas eksternal (*sliding, bearing capacity*)

- b. Faktor keamanan global
- c. Diferensial settlement maksimum
- d. Pergerakan horisontal maksimum.
- e. Faktor keamanan terhadap beban gempa.
- f. Umur rencana.

3.8.3 Perkiraan dimensi sistem dinding perkuatan tanah

Proses perkiraan ukuran dimulai dengan perkiraan panjang penjangkaran. Sebagai perkiraan awal panjang dari material perkuatan yang diperlukan adalah lebih besar atau sama dengan $0.70 H$ dan 2.50 m, dimana H adalah tinggi disain dari struktur dinding penahan tanah. Jika struktur terdapat surcharge timbunan tanah miring atau terdapat beban titik, pada umumnya membutuhkan perkuatan yang lebih panjang yakni $0.80 H$ hingga $1.10 H$.

3.8.4 Tekanan tanah lateral untuk kestabilan eksternal

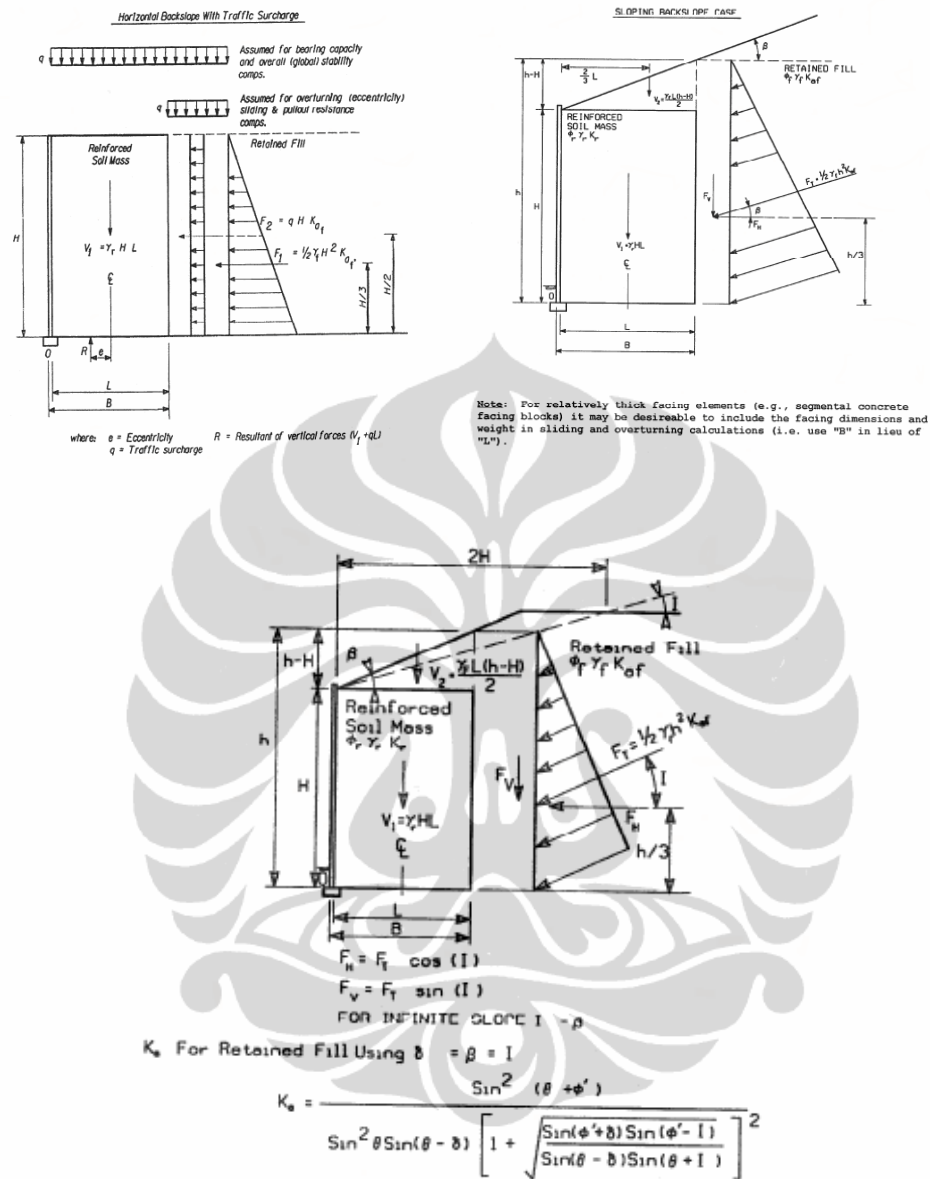
Perhitungan stabilitas untuk dinding dengan permukaan facing vertikal diasumsikan bahwa massa dinding perkuatan tanah berperilaku sebagai struktur kaku dengan tekanan tanah bekerja pada bagian belakang sistem perkuatan tanah. Besarnya koefisien tekanan tanah aktif (K_a) dihitung untuk dinding vertikal (didefinisikan sebagai dinding jika kemiringan facingnya kurang dari 8 derajat) adalah:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (3.8)$$

Sedangkan untuk dinding vertikal dengan adanya beban surcharge miring:

$$K_a = \cos \beta \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}} \right] \quad (3.9)$$

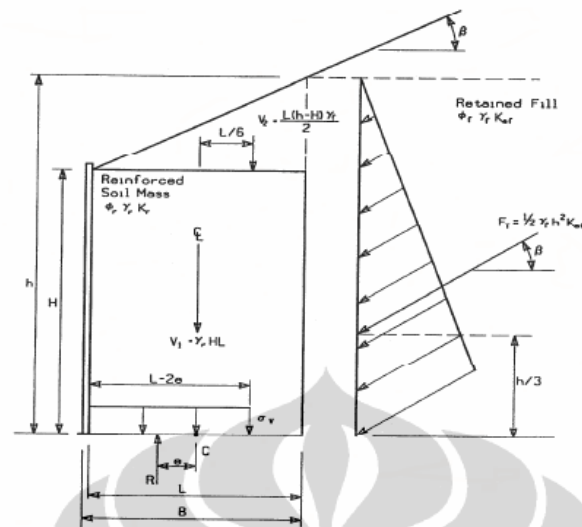
Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada dinding perkuatan tanah adalah seperti pada gambar-gambar 3.9 berikut ini:



Gambar 3.9. Gaya-Gaya Dalam Analisa Kestabilan Eksternal

Sumber: FHWA-NHI-00-043 (2001)

Perhitungan tekanan vertikal pada dasar dinding didefinisikan berdasarkan tinggi seperti gambar di bawah ini:



κ = resultant of vertical forces

Note: For relatively thick facing elements (e.g., segmental concrete facing blocks) it may be desirable to include the facing dimensions and weight in bearing capacity calculations (i.e., use "B" in lieu of "L").

Gambar 3.10. Perhitungan Gaya Vertikal

Sumber: FHWA-NHI-00-043 (2001)

Dan sebagai catatan bahwa berat dari facing diabaikan di dalam perhitungan disain. Langkah perhitungan dilakukan sebagai berikut:

1. Hitung $F_T = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$ (3.8)
2. Hitung eksentrisitas, e sebagai resultante gaya pada dasar dengan menjumlahlah momen:

$$e = \frac{F_T (\cos \beta) \frac{h}{3} - F_T (\sin \beta) \frac{L}{2} - V_2 \left(\frac{L}{6} \right)}{V_1 + V_2 + F_T \sin \beta} \quad (3.9)$$

3. Nilai e , harus lebih kecil dari $L/6$ pada tanah dan $L/4$ pada pondasi batuan. Jika e lebih besar dari persyaratan tersebut, maka pajang material perkuatan harus ditambah.
4. Hitung tegangan merata vertikal equivalent pada dasar sebesar :

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \beta}{L - 2e} \quad (3.10)$$

5. Jika ada pengaruh beban tambahan dan beban titik, maka juga harus ditambahkan.

3.8.5 Kestabilan geser

Kontrol ukuran perkiraan awal dengan mempertimbangkan geser pada dasar lapisan dasar lapisan:

$$FS_{sliding} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} \geq 1.5 \quad (3.11)$$

Dimana P_R = total gaya panahan, dan P_d total gaya pendorong. Langkah perhitungan (lihat gambar V.5) adalah sebagai berikut:

1. Hitung $F_T = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$ (3.12)

2. Dimana $h = H + L \tan \beta$ (3.13)

3. Hitung gaya pendorong (*driving force*)

$$P_d = F_H = F_T \cos \beta$$

4. Tetapkan properti friksi paling kritis pada dasar sistem perkuatan, pilih yang paling minimum dari tiga kemungkinan ini:

- geser pada dasar fondasi, jika nilai c dan ϕ_r -nya lebih rendah dari tanah timbunan,
- geser sepanjang tanah timbunan yang diperkuat (ϕ_r),
- untuk tipe perkuatan lembaran, geser antara material perkuatan paling bawah dengan tanah fondasi (δ) atau tanah timbunan mana yang lebih kecil.

5. Hitung gaya yang menahan (*resisting force*)

$$P_R = (V_1 + V_2 + F_T \sin \beta) \mu \quad (3.14)$$

Dengan μ adalah nilai minimum dari $\tan \phi_f$, atau $\tan \phi_r$, atau $\tan \delta$.

6. Hitung faktor keamanannya ($FS_{sliding}$) sesuai persamaan di atas.

7. Jika nilai $FS_{sliding}$ -nya tidak memenuhi maka panjang perkuatannya harus ditambah dan perhitungan diulang.

4.8.6 Kapasitas daya dukung tanah pondasi

Terdapat dua bentuk kegagalan daya dukung yakni : gagal geser umum (*general shear failure*) dan gagal geser lokal (*local shear failure*). Untuk menjaga

kegagalan geser umum kapasitas daya dukung, bahwa tegangan vertikal pada dasar sistem perkuatan tanah tidak melebihi daya dukung tanah ijin.

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (3.15)$$

Nilai FS tidak boleh kurang dari 2.5. Nilai lebih kecil dari 2.5 dapat diterima jika di dalam analisa geoteknik perhitungan settlement masih dalam batas toleran.

Tahap perhitungan dengan adanya surcharge miring adalah sebagai berikut:

1. Dapatkan eksentrisitas yang merupakan hasil resultante gaya pada dasar dinding. Dan harus diingat bahwa eksentrisitas pada saat perhitungan awal tidak boleh lebih dari $L/6$.

2. Hitung tegangan vertikal σ_v pada dasar:

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \beta}{L - 2e} \quad (3.16)$$

3. Tentukan kapasitas daya dukung ultimate q_{ult} menggunakan metode klasik:

$$q_{ult} = c_f N_c + 0.5(L) \gamma_f N_\gamma \quad (3.17)$$

dimana c_f adalah kohesi, γ_f adalah berat unit tanah dan N_c dan N_γ adalah koefisien daya dukung tanah yang merupakan fungsi dari ϕ .

4. Kontrol bahwa

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (3.18)$$

5. Seperti diindikasikan pada tahap 2 dan 3, bahwa σ_v dapat berkurang dan q_{ult} dapat bertambah dikarenakan panjang dari perkuatan yang digunakan. Jika kondisinya tidak dapat tercapai serta penambahan panjang perkuatan memberikan penambahan cost yang signifikan maka diperlukan usaha perbaikan tanah dasar.

Untuk menjaga tidak terjadi gagal geser lokal maka harus dikontrol bahwa:

$$\gamma H \leq 3c \quad (3.19)$$

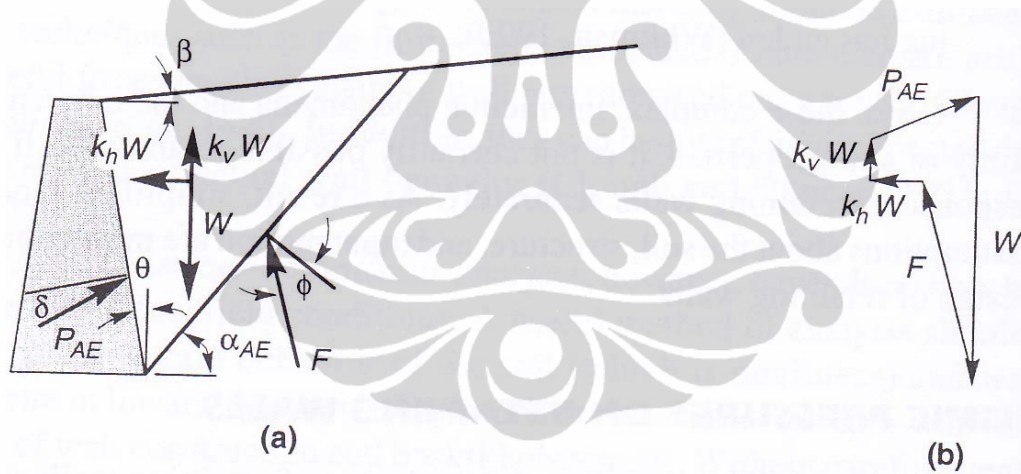
persamaan ini untuk menjaga agar pergerakan horisontal pada tanah dasar kohesif yang lunak. Jika tidak memenuhi maka harus dilakukan usaha perbaikan tanah.

3.8.7 Stabilitas global

Stabilitas global ditentukan dengan analisa rotasi atau wedge yang dengan menggunakan analisa stabilitas lereng klasik. Beberapa program komputer sangat membantu didalam melakukan analisa ini misal nya Slope/W dan GGU Stability. Dimana massa tanah yang diperkuat dianggap sebagai massa tanah rigid komposit. Minimum faktor keamanan dari analisa ini adalah 1.3, jika kurang maka harus dilakukan usaha perbaikan tanah dasar atau menambah panjang perkuatan.

3.8.8 Beban gempa

Selama terjadi gempa, timbunan yang diperkuat akan mengalami gaya horizontal P_{AE} sebagai tambahan terhadap gaya statiknya. Selain itu, massa tanah juga akan mengalami gaya inersia horizontal ($k_h W$) dan vertikal ($k_v W$).



Gambar 3.11. Gaya Gempa Untuk Analisa Kestabilan Eksternal

Sumber : Kramer (1996)

Persamaan koefisien tekanan tanah aktif Coulomb dapat dimodifikasi untuk perhitungan tekanan lateral yang disebabkan oleh gempa bumi. Modifikasi ini dikenal dengan metode pseudostatik dari Mononobe Okabe.

Dimana persamaan koefisien tekanan tanah aktif menjadi:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (3.20)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (3.21)$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \quad (3.22)$$

Untuk nilai k_h dan k_v :

$$k_h = \frac{a_h}{g} \quad k_v = \frac{a_v}{g} \quad (3.23)$$

Penentuan koefisien pseudostatik menurut Hynes-Griffin dan Franklin (1984) diambil nilai :

$$k_h = \frac{0.5a_{\max}}{g} \quad (3.24)$$

Tahapan melakukan evaluasi terhadap kestabilan eksternal adalah sebagai berikut:

1. Pilih percepatan tanah dasar (a_{\max}) baik arah horizontal dan vertikal sesuai dengan code yang berlaku untuk daerah bersangkutan, dalam hal ini dapat mengacu ke SNI 1726-2002.
2. Hitung koefisien tekanan tanah lateral akibat adanya gempa (K_{AE})
3. Hitung gaya lateral akibat gempa (P_{AE})
4. Memisahkan gaya akibat tambahan beban gempa (ΔP_{AE}) dan beban geostatiknya (P_a).
5. Pusat gaya beban geostatik adalah H/3 sedangkan akibat karena gempa H/2.
6. Cek ulang kestabilan terhadap geser, eksentrisitas, daya dukung dan stabilitas global.
7. Biasanya faktor keamanan nilainya cukup sebesar 75% dari persyaratan untuk beban statiknya.

3.9 KESTABILAN INTERNAL

Kegagalan internal dari sistem dinding penahan tanah dengan menggunakan material perkuatan tanah dapat terjadi dalam dua bentuk yang berbeda yakni :

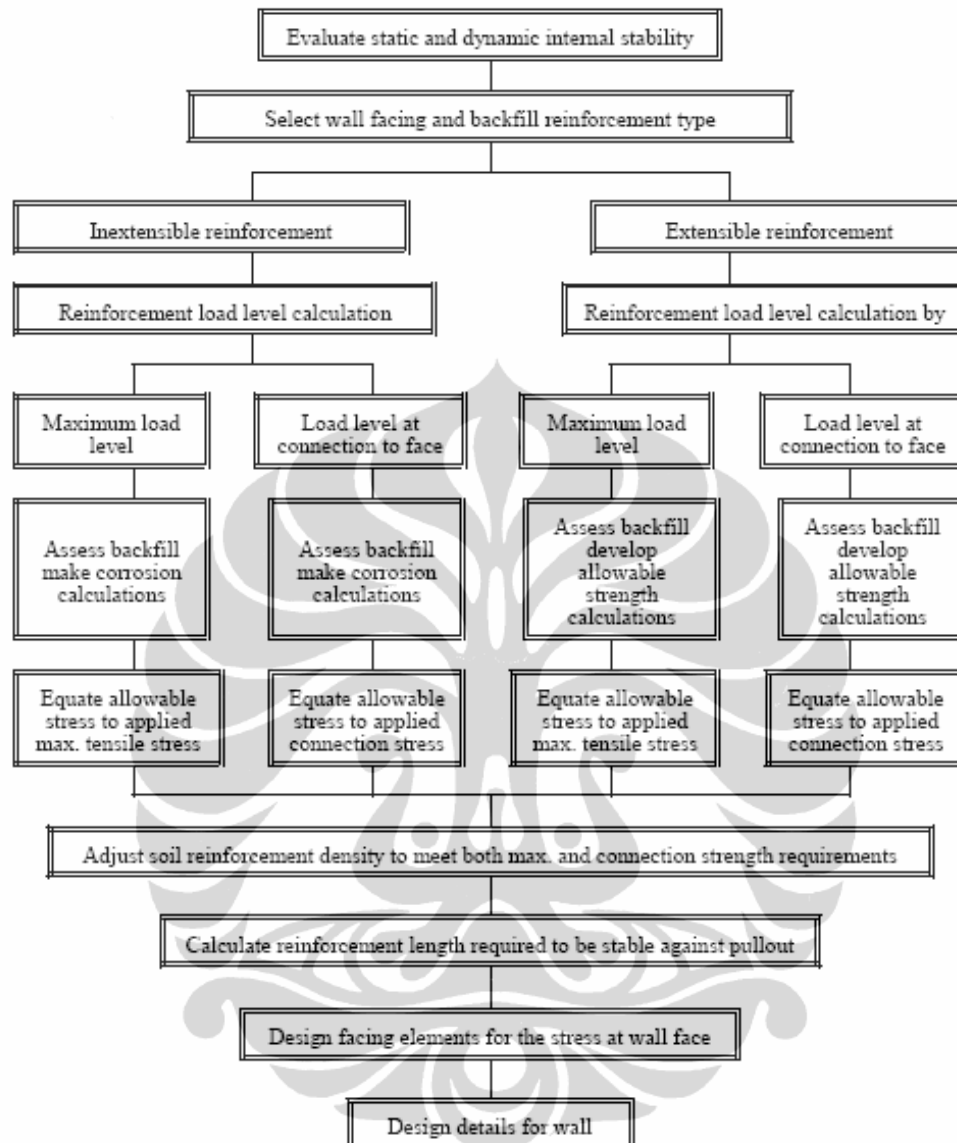
- a. Gaya tarik yang terjadi pada material perkuatan tanah sangat besar sehingga terjadi perpanjangan (*elongation*) yang berlebihan dan akhirnya putus yang selanjutnya menyebabkan pergerakan yang sangat besar dan memungkinkan struktur menjadi runtuh. Kegagalan ini disebut kegagalan oleh karena elongasi atau putus dari material perkuatan.
- b. Gaya tarik yang terjadi di dalam material perkuatan menjadi lebih besar dari tahanan cabut (*pull out resistance*) yang diperlukan menarik keluar material perkuatan dari dalam massa tanah. Kegagalan ini disebut sebagai kegagalan oleh cabut (*pull out*).

Proses disain untuk meninjau kestabilan internal terdiri dari perhitungan gaya tarik maksimum yang terjadi, penentuan lokasi permukaan slip kritis dan ketahanan yang diberikan oleh material perkuatan yakni kapasitas cabut (*pull out*) dan kuat tarik.

Langkah-langkah proses disain untuk meninjau kestabilan internal:

- a. Pilih tipe material perkuatan (*inextensible* dan *extensible*)
- b. Pilih lokasi bidang permukaan gagal kritis.
- c. Pilih spasi perkuatan yang sesuai dengan tipe facing-nya
- d. Hitung gaya tarik maksimum pada tiap level perkuatan, baik karena beban statik dan dinamik.
- e. Hitung gaya maksimum yang terjadi pada koneksi di elemen facing
- f. Hitung kapasitas cabut pada setiap level material perkuatan.

Secara skematik, tahapan disain stabilitas internal dapat diilustrasikan sebagai berikut:



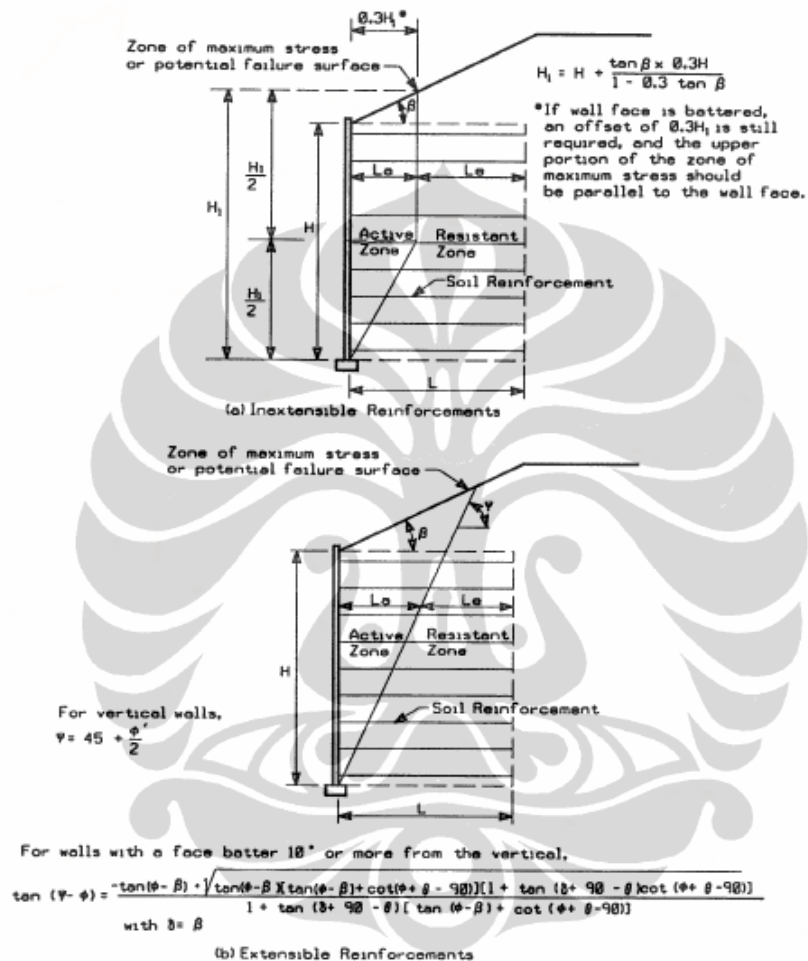
Gambar 3.12 Skema Tahapan Disain Stabilitas Internal

Sumber: FHWA-NHI-00-043 (2001)

3.9.1 Permukaan Slip Kritis

Pada permukaan slip paling kritis di dalam sistem dinding perkuatan lereng diasumsikan akan terjadi gaya tarik maksimum pada material perkuatan tanah. Bentuk dan lokasi dan garis ini adalah merupakan asumsi yang diketahui dari sejumlah pengujian dan studi teoritis. Pada perkuatan tipe inekstensible garis

keruntuhan terjadi dalam dua garis bilinear dan pada tipe extensible berupa garis linier. Seperti dalam gambar di bawah ini:



Gambar 3.13. Lokasi Potensi Permukaan Keruntuhan Untuk Kestabilan Internal

Sumber: FHWA-NHI-00-043 (2001)

3.9.2 Perhitungan Gaya Tarik Maksimum Pada Lapisan Material Perkuatan

Koefisien tekanan tanah aktif ditetapkan menggunakan persamaan Coulumb dengan mengasumsikan tidak adanya friksi pada dinding dan nilai sudut kemiringan tanah timbunan di belakang dinding β sama dengan nol. Jika dinding vertikal maka dapat digunakan persamaan Rankine :

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.25)$$

Tahap kalkulasi adalah sebagai berikut:

1. Hitung tegangan yang terjadi pada setiap elevasi perkuatan sepanjang garis keruntuhan dari berat timbunan yang ditahan (γZ) ditambah jika ada beban merata surcharge q dan beban titik.

$$\sigma_H = K_a \sigma_v + \Delta \sigma_h \quad (3.26)$$

dimana,

$$\sigma_v = \gamma Z + \sigma_2 + q + \Delta \sigma_v \quad (3.27)$$

2. Hitung tarik maksimum pada setiap lapis perkuatan per unir lebar pada setiap spasi vertikal, dari :

$$T_{\max} = \sigma_H \cdot S_v \quad (3.28)$$

T_{\max} juga dapat dihitung per unit panjang dinding:

$$T_{\max} = \frac{\sigma_H \cdot S_v}{R_c} \quad (3.29)$$

Atau dapat juga dihitung berdasarkan luasan panel yang digunakan, jika n adalah jumlah perkuatan dalam setiap panel:

$$T_{\max} = \frac{\sigma_H \cdot A_t}{n} \quad (3.30)$$

3. Hitung stabilitas internal terhadap putusnya perkuatan:

$$T_a \geq \frac{T_{\max}}{R_c} \quad (3.31)$$

Dimana R_c adalah rasio ter-cover b/S_h dimana b adalah lebar material perkuatan dan S_h adalah jarak horisontal. Jika menggunakan full coverage maka nilai $R_c = 1$. T_a adalah kuat tarik ijin per unit lebar material perkuatan.

3.9.3 Stabilitas Internal Terhadap Kegagalan *Pull Out*

Stabilitas terhadap *pull out* dari material perkuatan membutuhkan kriteria yang mencukupi untuk :

$$T_{\max} = \frac{1}{FS} F * \gamma Z_p L_e C R_c \alpha \quad (3.32)$$

dimana,

$$FS = \text{faktor keamanan terhadap pull out} \geq 1.5$$

- T_{max} = Gaya tarik maksimum dari material perkuatan
 C = 2 untuk strip, geogrid dan material perkuatan tipe sheet.
 α = faktor skala
 F^* = faktor ketahanan pull out
 R_c = coverage ration
 γZ_p = tekanan timbunan (*over burden*), termasuk beban mati merata.
 L_e = panjang penjangkaran dalam zone penahan.

Oleh karena itu, panjang penjangkaran yang diperlukan didalam zone penahan dapat ditentukan sebagai berikut :

$$L_e = \frac{1.5T_{max}}{CF * \gamma Z_p R_c \alpha} \geq 1m \quad (3.33)$$

Sebagai catatan bahwa beban lalu lintas dan beban hidup lainnya tidak diperhitugan di dalam perhitungan ini. Sehingga panjang total material perkuatan adalah :

$$L = L_a + L_e \quad (3.34)$$

Pada tipe *extensible*, maka nilai L_a adalah,

$$L_a = (H - Z) \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right), \quad (3.35)$$

dimana Z adalah kedalaman elevasi material perkuatan.

Untuk tipe *inextensible* dari dasar hingga $H/2$ adalah:

$$L_a = 0.6(H - Z) \quad (3.36)$$

Sedangkan untuk $H/2$ hingga puncak:

$$L_a = 0.3H \quad (3.37)$$

Nilai L_a didapat dari gambar 5.8 di atas.

3.9.4 Beban Gempa

Beban gempa juga harus diperhitungkan dan secara prinsip beban dinamik yang terjadi dapat dihitung seperti pada perhitungan terhadap kestabilan eksternal seperti penjelasan item 3.8.8.