

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 DESKRIPSI TANAH LEMPUNG

Tanah terdiri dari butiran-butiran material hasil pelapukan massa batuan *massive*, dimana ukuran butirannya bisa sebesar bongkahan, berangkal, kerikil, pasir, lanau, lempung, dan kontak butirnya tidak tersementasi termasuk bahan organik menurut K. Terzaghi.

Menurut Craig (1987), tanah lempung adalah mineral tanah sebagai kelompok-kelompok partikel kristal koloid berukuran kurang dari 0,002 mm, yang terjadi akibat proses pelapukan kimia pada batuan yang salah satu penyebabnya adalah air yang mengandung asam ataupun alkali, dan karbondioksida. Sedangkan menurut Mitchell (1976), mineral tanah adalah unsur dasar yang digunakan untuk mengetahui perilaku tanah, selain faktor utama untuk mengontrol bentuk, ukuran, sifat fisik, dan sifat kimia dari partikel tanah. Tampak bahwa tanah lempung adalah mineral tanah dari kelompok partikel-partikel berukuran koloid ($< 0,002$ mm), yang hanya dapat dilihat oleh mikroskop electron.

Lapisan tanah yang disebut sebagai lapisan yang lunak adalah lempung (*clay*) atau lanau (*silt*) yang mempunyai harga penetrasi standar (SPT) N yang lebih kecil dari 4 atau tanah organik seperti gambut yang mempunyai kadar air alamiah yang sangat tinggi. Lapisan lunak umumnya terdiri dari tanah yang sebagian besar terdiri dari butiran-butiran yang sangat kecil seperti lempung atau lanau. Pada lapisan lunak, semakin muda umur akumulasinya, semakin tinggi letak muka airnya. Lapisan muda ini juga kurang mengalami pembebanan sehingga sifat mekanisnya buruk dan tidak mampu memikul beban.

Sifat lapisan tanah lunak adalah gaya gesernya yang kecil, kemampuan yang besar, dan koefisien permeabilitas yang kecil. Jadi, bilamana pembebanan konstruksi melampaui daya dukung kritisnya maka dalam jangka waktu yang

lama besarnya penurunan akan meningkat yang akhirnya akan mengakibatkan berbagai kesulitan.

2.1.1 Proses Pembentukan Dan Penyebaran Tanah Lunak di Indonesia

(sumber: Penelitian Penyebaran Tanah Lunak di Indonesia, Saroso, 1984)

Dari tinjauan geologi, tanah yang bersifat lemah biasanya secara alamiah terbentuk dari proses pengendapan sebagai lapisan alluvial yang ditemukan di dataran alluvial, di rawa, dan di danau. Perlapisan tanah semacam ini biasanya dapat berpotensi sebagai jenis tanah lunak.

Endapan tanah lunak di Indonesia terbentuk pada periode Holosen (\pm 11.000 tahun yang lalu) yang umumnya hasil proses fluviatil dan fluviomarin. Tanah lunak hasil proses fluviatil endapannya terdapat sepanjang lembah-lembah aliran sungai, danau-danau, endapan ters atau kipas alluvium. Sedang yang terbentuk oleh proses fluviomarin antara lain endapan-endapan delta, rawa, dan pasir pantai. Proses terpenting dalam pembentukan tanah lunak adalah proses geologi sejak zaman kuartar. Pada zaman tersebut terdiri dari dua periode yaitu, periode Plistosen (2 juta tahun yang lalu) dan Holosen (masa kini). Pada periode Plistosen di Indonesia dikenal terjadinya proses pengangkatan (orogenesa) daratan ke permukaan air laut yang disertai dengan pembentukan pegunungan. Saat itu juga proses pengikisan, transportasi oleh berbagai media dan pengendapan sedimen pada daerah-daerah yang lebih landai dimana proses ini berlanjut hingga sekarang. Hasil pengikisan tersebut berupa terbentuknya lereng punggung-pegunungan yang tajam dan curam. Pada periode tersebut daerah Laut Cina Selatan dan Laut Jawa masih menyatu berbentuk daratan. Sungai-sungai di Sumatera Utara dan Timur bergabung menjadi satu sungai besar yang mengalir ke arah utara. Anak sungai tersebut adalah Sungai Kampar, Sambas, dan beberapa sungai di Kalimantan Barat. Sedangkan sungai-sungai di Kalimantan Selatan (Sungai Barito, Kahayan, dan Sampit) bergabung dengan sungai-sungai di daerah Lampung, sungai-sungai di Jawa bagian Utara menjadi satu sungai besar yang bermuara di daerah utara Bali. Pada periode Holosen terjadi proses pencairan es di dunia yang disertai gerakan vertical dari bumi sehingga banyak pantai dan daratan yang tenggelam maka banyak muara-muara sungai yang berbentuk corong.

Sungai-sungai yang dulunya menyatu menjadi terpisah hingga sekarang. Dengan demikian hamparan tanah lunak sebagian besar menempati daerah-daerah landai Sumatera bagian Timur, Kalimantan bagian Barat-Timur dan Selatan, pantai utara Jawa, Sulawesi Tenggara dan Tengah, Bali bagian Selatan dan Irian Jaya bagian Selatan.

Tanah lunak di Indonesia yang terbentuk pada periode Holosen terdiri dari endapan material lepas bahan rombakan berbagai satuan batuan yang muncul ke permukaan air laut (daratan). Endapan sedimen muda tersebut pada umumnya mudah diurai dan belum terkonsolidasi dimana proses pembentukan (litifikasi) relatif belum cukup lama. Secara garis besarnya endapan tersebut adalah masih termasuk formasi *continental* atau endapan *terrestrial*. Bila ditinjau dari gradasinya, umumnya berbutir halus-sedang dan sebagian besar bercampur dengan bahan-bahan organis. Sebarannya pada daerah-daerah landai, rawa-rawa, jalur meander, dan dataran pantai.

Menurut L.D Wesley (1973) ada 2 (dua) grup tanah lunak di Jawa dan Sumatra yaitu latosols dan andosol yang terbentuk pada daerah berudara tropik dan materialnya mengandung vulkanik. Latosols dari segi fisik berwarna kemerahan, ditemukan pada daerah dengan ketinggian 1.000 m di atas permukaan laut. Andosol, tanah lempung ini berwarna coklat kekuningan, kata andosol berasal dari Bahasa Jepang yang berarti tanah gelap, jenis ini ditemukan pada daerah tinggi dari latosols. Clay fraction yang terkandung dalam kedua jenis tanah ini adalah 70 – 80 % untuk latosols dan 20 – 70 % untuk andosol.

2.1.2 Karakteristik Fisik Tanah Lempung Lunak

Menurut Bowles (1989), mineral-mineral pada tanah lempung umumnya memiliki sifat-sifat sebagai berikut :

1. Hidrasi.

Partikel-partikel lempung dikelilingi oleh lapisan-lapisan molekul air yang disebut sebagai air teradsorpsi. Lapisan ini umumnya mempunyai tebal dua molekul karena itu disebut sebagai lapisan difusi ganda atau lapisan ganda.

2. Aktivitas.

Tepi-tepi mineral lempung mempunyai muatan negatif netto. Ini mengakibatkan terjadinya usaha untuk menyeimbangkan muatan ini dengan tarikan kation. Tarikan ini akan sebanding dengan kekurangan muatan netto dan dapat juga dihubungkan dengan aktivitas lempung tersebut. Aktivitas ini didefinisikan sebagai :

$$Aktivitas = \frac{Indeks\ Plastisitas}{Persentasi\ Lempung} \quad (2.1)$$

dimana persentasi lempung diambil dari fraksi tanah yang $< 2 \mu\text{m}$. Aktivitas juga berhubungan dengan kadar air potensial relatif. Nilai-nilai khas dari aktivitas dapat dilihat pada tabel 2-1 berikut ini :

Tabel 2-1. Nilai-nilai khas dari Aktivitas

Kaolinit	0,4 – 0,5
Illit	0,5 – 1,0
Montmorilonit	1,0 – 7,0

3. Flokulasi dan dispersi.

Flokulasi adalah peristiwa penggumpalan partikel lempung di dalam larutan air akibat mineral lempung umumnya mempunyai $\text{pH} > 7$ dan bersifat alkali tertarik oleh ion-ion H^+ dari air, gaya Van der Waal. Untuk menghindari flokulasi larutan air dapat ditambahkan zat asam. Tiang pancang yang dipancang ke dalam lempung lunak yang jenuh akan membentuk kembali struktur tanah di dalam suatu zona di sekitar tiang tersebut. Kapasitas beban awal biasanya sangat rendah, tetapi sesudah 30 hari atau lebih, beban desain dapat terbentuk akibat adanya adhesi antara lempung dan tiang.

4. Pengaruh air.

Air pada mineral-mineral lempung mempengaruhi flokulasi dan disperse yang terjadi pada partikel lempung.

Untuk meninjau karakteristik tanah lempung maka perlu diketahui sifat fisik atau *Index Properties* dari tanah lempung tersebut, yaitu :

➤ Batas-batas Atterberg (*Atterberg Limits*)

Atterberg (1990), telah meneliti sifat konsistensi mineral lempung pada kadar air yang bervariasi yang dinyatakan dalam batas cair, batas plastis, dan batas susut. Hasil penelitian tersebut dapat dilihat pada tabel 2-2 berikut ini :

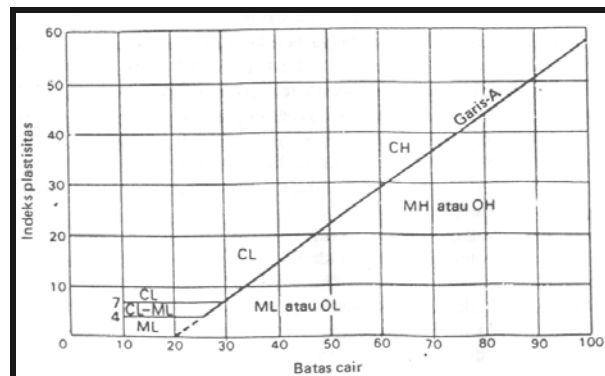
Tabel 2-2. Batas-Batas Atterberg untuk Mineral Lempung [Atterberg, 1990]

Mineral	Batas Cair	Batas Plastis	Batas Susut
Montmorillonite	100 -900	50 – 100	8,5 – 15
Illite	60 – 120	35 – 60	15 – 17
Kaolinite	30 – 110	25 – 40	25 – 29

Berdasarkan tabel tersebut maka dapat dilihat pada gambar 2-1, tanah lempung lunak dapat dikategorikan ke dalam kelompok MH atau OH.

➤ Menurut Sistem Klasifikasi Tanah Unified

Dalam sistem Unified, yang dikembangkan di Amerika Serikat , simbol kelompok terdiri dari huruf-huruf deskriptif primer dan sekunder. Klasifikasi didasarkan atas prosedur-prosedur di laboratorium dan di lapangan. Tanah yang mempertunjukkan karakteristik dari dua kelompok harus diberi klasifikasi pembatas yang ditandai oleh simbol yang dipisahkan oleh tanda hubung.



Gambar 2-1. Grafik plastisitas : Sistem Unified

➤ Berat Jenis (SG)

Nilai *Specific Gravity* yang didasarkan pada tiap-tiap mineral pada tanah lempung lunak dapat dilihat pada tabel 2-3 berikut ini :

Tabel 2-3. Nilai SG untuk tiap mineral tanah lempung lunak

Mineral lempung lunak	Berat jenis (SG)
Kaolinite	2,6 – 2,63
Illite	2,8
Montmorillonite	2,4

➤ Permeabilitas Tanah (*k*)

Struktur tanah, konsistensi ion, dan ketebalan lapisan air yang menempel pada butiran lempung berperan penting dalam menentukan koefisien permeabilitas tanah lempung. Umumnya nilai *k* untuk lempung kurang dari 10^{-6} cm/detik².

➤ Komposisi Tanah

Angka pori, kadar air, dan berat volum kering pada beberapa tipe tanah lempung dapat dilihat pada tabel 2-4 berikut :

Tabel 2-4. Nilai Angka Pori, Kadar Air, dan Berat Volum Kering pada Tanah Lempung

Tipe tanah	Angka pori, <i>e</i>	Kadar air dalam keadaan jenuh	Berat volum kering, (kN/m ³)
Lempung kaku	0,6	21	17
Lempung lunak	0,9 – 1,4	30 – 50	11,5 – 14,5
Lempung organik lembek	2,5 – 3,2	30 – 120	6 – 8

Kesimpulannya adalah tanah kohesif seperti lempung memiliki perbedaan yang cukup mencolok terhadap tanah non kohesif seperti pasir. Perbedaan tersebut adalah :

1. Tahanan friksi tanah kohesif < tanah nonkohesif
2. Kohesi lempung > tanah granular
3. Permeability lempung < tanah berpasir

4. Pengaliran air pada lempung lebih lambat dibandingkan pada tanah berpasir
5. Perubahan volum pada lempung lebih lambat dibandingkan pada tanah granular

2.2 PENENTUAN PARAMETER KUAT GESER TANAH LEMPUNG LUNAK MELALUI UJI TRIAKSIAL

Penentuan parameter-parameter kekuatan geser dapat dilakukan dengan melakukan pengujian-pengujian seperti, dengan menggunakan alat triaksial untuk tanah lempung atau dengan *direct shear* yang cocok untuk tanah pasir. Namun, pada penelitian ini yang digunakan hanyalah uji triaksial saja dikarenakan contoh uji berupa tanah lempung lunak.

Menurut Bowles, nilai kuat geser pada tanah lempung tergantung pada jenis dan keadaan tanah (*undisturbed* atau *remoulded*) serta prosedur pengujian yang dilakukan (*UU, CU, CD*). Selain itu, saturasi pada contoh uji tanah harus diasumsikan 100 % untuk mendapatkan parameter kekuatan geser seperti di lapangan. Namun, tanah pada kenyataannya di lapangan akan mengalami suatu peristiwa pemampatan akibat beban yang dipikulnya. Peristiwa ini biasa disebut konsolidasi. Ada 2 jenis konsolidasi yaitu :

1. Terkonsolidasi normal

Pada kondisi ini, tegangan efektif yang terjadi sekarang merupakan tegangan maksimum yang pernah dialami lempung ($OCR = 1$)

2. Terkonsolidasi berlebih

Pada kondisi konsolidasi ini, tegangan efektif yang terjadi pada masa lalu lebih besar daripada tegangan efektif saat ini ($OCR > 1$)

Nilai OCR (Over Consolidation Ratio) adalah pembagian antara tegangan efektif maksimum masa lalu terhadap tegangan efektif maksimum saat ini.

2.2.1 Uji Kuat Geser Tanah Dengan Alat Triaksial

Untuk mengetahui parameter geser suatu jenis tanah, percobaan yang umum dilakukan adalah uji triaksial. Uji triaksial dibedakan menjadi 3 (tiga)

macam, tergantung dari kondisinya. Namun yang digunakan pada penelitian ini hanyalah uji triaksial tak terkonsolidasi tak terdrainasi (*UU Test*) dan uji triaksial terkonsolidasi tak terdrainasi (*CU Test*). Macam-macam kondisi pada uji triaksial tersebut adalah sebagai berikut :

1. Keadaan tak terkonsolidasi tak terdrainasi (*Unconsolidated Undrained Test/UU Test*)

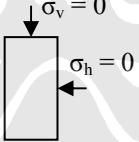

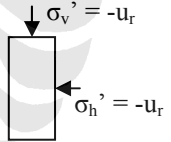
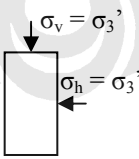

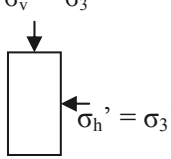
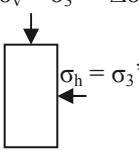

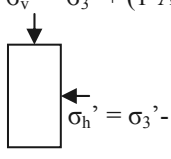
Pada kondisi ini, kondisi tanah yang dilakukan uji dapat berupa tanah jenuh ataupun tak jenuh. Pada kondisi ini *unconsolidated undrained* tanah tidak mengalami proses konsolidasi. Proses kompresi dilakukan di bawah tekanan sel tertentu, lalu digunakan selisih tegangan utama secara tiba-tiba tanpa adanya pengaliran dalam pori-pori tanah. Percepatan kompresi beban (*load rate*) yang diberikan tergolong cepat. Contoh uji kondisi *unconsolidated undrained* di lapangan adalah pembuatan pondasi dangkal yang sebelumnya dilakukan penggalian. Pada penggalian untuk pondasi dangkal, waktu yang dibutuhkan relatif cepat sehingga air dari dalam tanah tidak sempat mengalir. Nilai kuat geser tanah yang didapat merupakan nilai kuat geser tanah dari pembebanan yang dilakukan secara cepat tanpa ada proses konsolidasi.

Setelah Saturasi	$\sigma_v = 0$ $\sigma_h = 0$	$u = u_r$	$\sigma_v' = -u_r$ $\sigma_h' = -u_r$
Pemberian σ_3 tanpa drainasi	$\sigma_v = \sigma_3$ $\sigma_h = \sigma_3$	$u = u_r + B\sigma_3$	$\sigma_v' = -u_r + (1-B)\sigma_3$ $\sigma_h' = -u_r + (1-B)\sigma_3$
Proses kompresi tanpa drainasi	$\sigma_v = \sigma_3 + \Delta\sigma$ $\sigma_h = \sigma_3$	$u = u_r + B\sigma_3 + A\Delta\sigma$	$\sigma_v' = -u_r + (1-B)\sigma_3 + (1-A)\Delta\sigma$ $\sigma_h' = -u_r + (1-B)\sigma_3 - A\Delta\sigma$

Gambar 2-2. Kondisi tegangan pada uji triaksial kondisi tak terkonsolidasi tak terdrainasi (*UU Test*) [Holtz & Kovacs, 1981]

2. Keadaan tak terdrainasi (*Consolidated Undrained Test/CU Test*)

Pada kondisi ini, pengaliran pada contoh uji tanah diperbolehkan di bawah tekanan sel tertentu hingga proses konsolidasi selesai. Kemudian dilakukan proses kompresi dengan selisih tegangan utama masih di bawah tekanan sel tertentu hingga mengalami keruntuhan. Pengujian dapat dilakukan dengan berbagai nilai OCR. Percepatan beban yang diberikan lebih lambat dari kondisi *UU*. Contoh uji kondisi *consolidated undrained* adalah proses pembangunan yang dilakukan dengan cepat, sehingga terjadi kenaikan tegangan pori hingga tanah runtuh. Contoh uji lainnya adalah pada bendungan yang dikosongkan secara tiba-tiba, kemudian diisi kembali dengan air hingga penuh. Pada saat itu, bendungan mengalami pembebanan dari air. Pada proses pengosongan bendungan, butiran tanah akan mengalami tendensi untuk naik ke atas bersama aliran air, hingga menyebabkan air tidak dapat mengalir keluar dari tubuh bendungan. Nilai kuat geser tanah yang didapatkan merupakan nilai kekuatan setelah tanah terkonsolidasi dan saat air pori tidak terdrainasi.

Setelah Saturasi	$\sigma_v = 0$  $\sigma_h = 0$	$u = u_r$ 	$\sigma_v' = -u_r$  $\sigma_h' = -u_r$
Pemberian σ_3 dengan drainasi	$\sigma_v = \sigma_3'$  $\sigma_h = \sigma_3'$	$\Delta u = 0$ 	$\sigma_v' = \sigma_3'$  $\sigma_h' = \sigma_3'$
Proses kompresi tanpa drainasi	$\sigma_v = \sigma_3' + \Delta\sigma$  $\sigma_h = \sigma_3'$	$\Delta u = A\Delta\sigma$ 	$\sigma_v' = \sigma_3' + (1-A)\Delta\sigma$  $\sigma_h' = \sigma_3' - A\Delta\sigma$

Gambar 2-3. Kondisi tegangan pada uji triaksial kondisi terkonsolidasi tak terdrainasi (*CU Test*) [Holtz & Kovacs, 1981]

2.3 METODE LINTASAN TEGANGAN

(sumber: *Mekanika Tanah, R.F. Craig, 1994*)

Kekuatan geser tanah (τ_f) di suatu titik pada suatu bidang tertentu awalnya dikemukakan oleh Coulomb sebagai suatu fungsi linear terhadap tegangan normal (σ_f) pada bidang tersebut pada titik yang sama sebagai berikut :

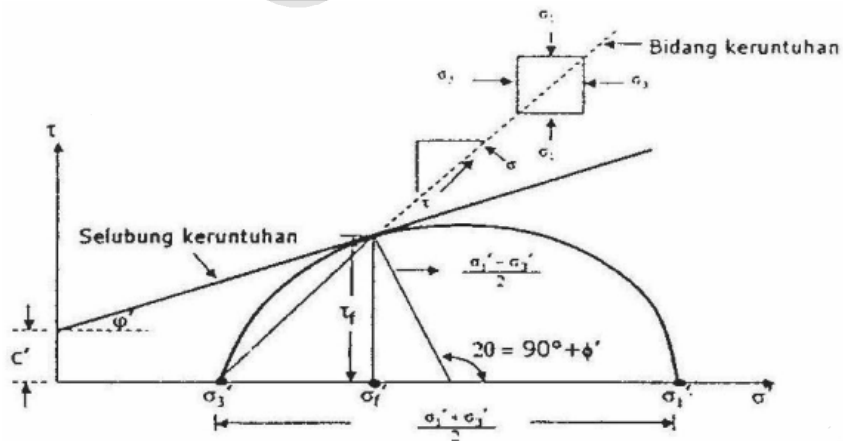
$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \phi \quad (2.2)$$

dimana c dan ϕ adalah parameter-parameter kekuatan geser, yang berturut-turut didefinisikan sebagai kohesi dan sudut tahanan geser. Berdasarkan konsep dasar Terzaghi, tegangan geser pada suatu tanah hanya dapat ditahan oleh tegangan partikel-partikel padatnya. Kekuatan geser tanah dapat juga dinyatakan sebagai fungsi dari tegangan normal efektif sebagai berikut:

$$\tau_f = c' + \sigma_f' \tan \phi' \quad (2.3)$$

dimana c' dan ϕ' adalah parameter-parameter kekuatan geser pada tegangan efektif. Dengan demikian keruntuhan akan terjadi pada titik yang mengalami keadaan kritis yang disebabkan oleh kombinasi antara tegangan geser dan tegangan normal efektif.

Kekuatan geser dapat dinyatakan dalam tegangan utama besar σ_1 dan kecil σ_3 pada keadaan runtuh di titik yang ditinjau. Garis yang dihasilkan pada persamaan 2.3 pada keadaan runtuh merupakan garis singgung terhadap lingkaran Mohr yang menunjukkan keadaan tegangan dengan nilai positif untuk tegangan tekan seperti ditunjukkan pada gambar 2-4 di bawah ini :



Gambar 2-4. Kondisi tegangan pada saat keruntuhan [RF Craig, 1994]

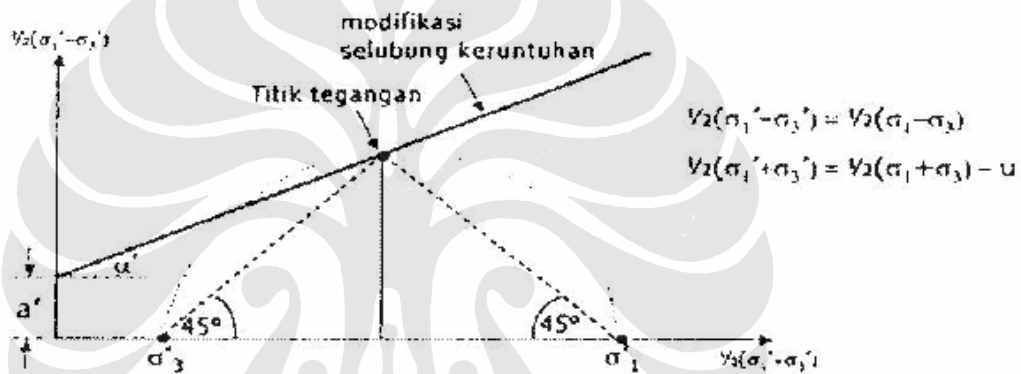
dimana koordinat titik singgungnya adalah τ_f dan σ'_f adalah :

$$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin 2\theta \quad (2.4)$$

$$\sigma'_f = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos 2\theta \quad (2.5)$$

$$\sin \phi' = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{c' \cot \phi' + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)} \quad (2.6)$$

atau dapat dinyatakan seperti gambar 2-5 di bawah ini :



Gambar 2-5. Alternatif yang menggambarkan kondisi tegangan [RF Craig, 1994]

dimana selubung keruntuhan yang dimodifikasi dapat dicari dengan persamaan berikut ini :

$$\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) = a' + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \tan \alpha' \quad (2.7)$$

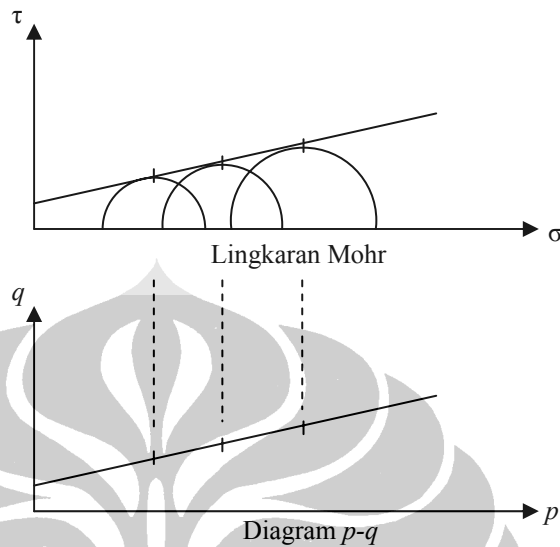
$$\phi' = \sin^{-1}(\tan \alpha') \quad (2.8)$$

$$c' = \frac{\alpha'}{\cos \phi'} \quad (2.9)$$

Selain menggunakan lingkaran Mohr, kondisi tegangan dapat diplot dalam bentuk titik tegangan (stress point) dengan menggunakan koordinat p dan q :

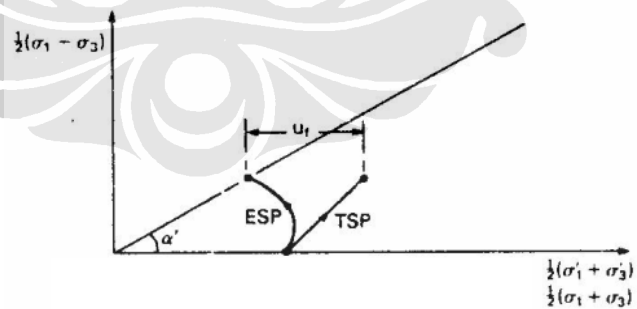
$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.10)$$

dimana p mewakili pusat lingkaran dan q mewakili tegangan geser maksimum. Tempat kedudukan titik-titik p - q untuk satu seri pengujian disebut lintasan tegangan (*stress path*).

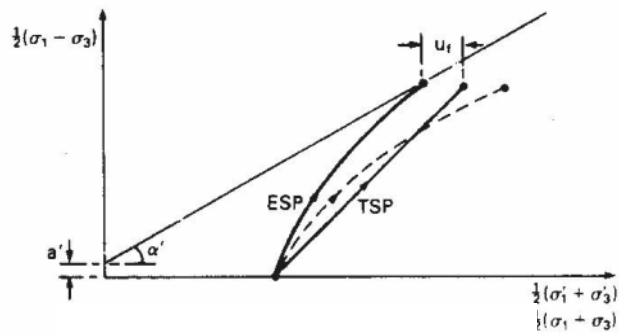


Gambar 2-6. Lintasan tegangan atau *stress path* [RF Craig, 1994]

Berdasarkan lintasan tegangan di atas, beberapa literatur telah membuat penelitian tentang lintasan tegangan pada tanah lempung yang terkonsolidasi dengan uji triaksial.



Gambar 2-7. Bentuk lintasan tegangan untuk tes triaksial terkonsolidasi tak terdrainasi (CU) pada lempung terkonsolidasi normal [RF Craig, 1994]



Gambar 2-8. Bentuk lintasan tegangan untuk tes triaksial terkonsolidasi tak terdrainasi (CU) pada lempung *overconsolidated* [RF Craig, 1994]

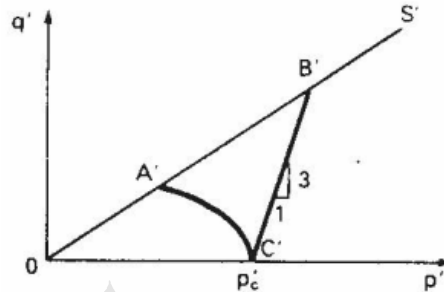
2.4 KONSEP KONDISI KRITIS

(sumber: *Mekanika Tanah, R.F. Craig, 1994*)

Metode lintasan tegangan telah mengalami perkembangan menjadi konsep kondisi kritis (*critical state concept*). Konsep ini dikembangkan oleh Roscoe, Schofield, dan Wroth yang menghubungkan tegangan efektif dan volum spesifik yang bersesuaian ($v = 1 + e$) dari tanah lempung ketika mengalami pergeseran (*shearing*) pada kondisi-kondisi terdrainasi (*drained*) dan tak terdrainasi (*undrained*). Konsep ini mempersatukan karakteristik-karakteristik kekuatan geser dan deformasi. Hal ini merupakan idealisasi dari observasi pola-pola perilaku lempung jenuh yang tertetak kembali pada uji tekan triaksial, tetapi diasumsikan bahwa hal tersebut di atas berlaku juga untuk lempung tidak terganggu. Semua alur tegangan efektif mencapai atau mendekati satu garis pada permukaan yang mendefinisikan suatu kondisi lempung berada pada volum konstan untuk tegangan efektif yang konstan. Garis ini disebut dengan garis kondisi kritis (*critical state concept*).

Suatu contoh uji yang mengalami tekanan isotropis dan mengalami penambahan tekanan aksial tertentu, akan mengalami keruntuhan (*failure*) pada suatu titik yang berada atau mendekati garis kondisi kritis seperti yang ditunjukkan pada gambar 2-9. Pada gambar ini ditunjukkan ketika serangkaian uji terkonsolidasi tak terdrainasi dilakukan pada contoh uji yang masing-masing dikonsolidasikan pada harga p'_c yang berbeda, semua alur tegangan akan

memiliki bentuk-bentuk yang sama dan keadaan tegangan saat runtuh akan terletak atau mendekati garis lurus OS'.



Gambar 2-9. Lintasan tegangan efektif pada lempung terkonsolidasi normal [RF Craig, 1994]

dimana :

C'A' : kondisi terkonsolidasi-tak terdrainasi

C'B' : kondisi terdrainasi

A' dan B' : titik-titik keruntuhan

OS' : garis keruntuhan

Proyeksi garis kondisi kritis (OS') pada bidang q'-p' :

$$q' = M \times p \quad (2.11)$$

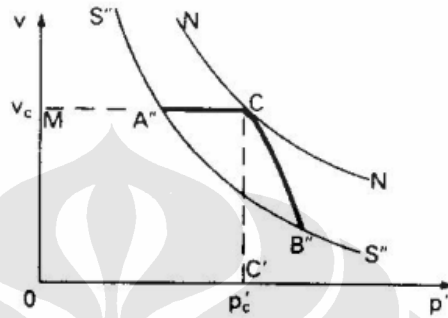
dimana M adalah kemiringan OS'.

Kondisi tegangan dapat diplot dalam bentuk titik tegangan (stress point) dengan menggunakan koordinat p dan q :

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \quad (2.12)$$

Gambar 2-9 di atas akan menghasilkan suatu kurva konsolidasi isotopis pada gambar 2-10. Volum contoh uji selama pemberian selisih tegangan utama pada uji terkonsolidasi terdrainasi lempung jenuh akan tetap, karena itu hubungan antara v dan p' akan diwakili oleh satu garis horisontal yang berawal pada titik (C) pada kurva konsolidasi yang bersesuaian dengan p'_c dan akan berakhir pada titik

(A'') yang mewakili nilai p' pada saat runtuh. Selama uji terdrainasi volum contoh uji tanah akan berkurang dan hubungan antara v dan p' akan diwakili oleh kurva CB'' . Jika serangkaian uji CU dan CD dilakukan pada beberapa contoh uji yang masing-masing dikonsolidasikan pada nilai p'_c yang berlainan, titik-titik yang mewakili nilai v dan p' pada saat runtuh akan terletak pada atau mendekati kurva $S'' S''$ yang berbentuk sama dengan kurva konsolidasi (NN).

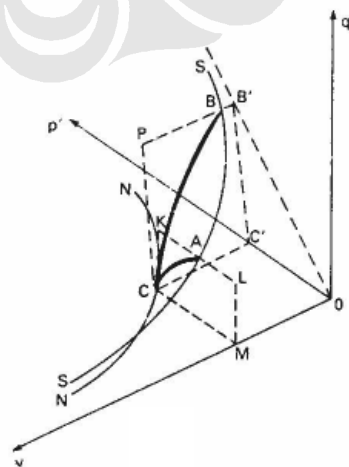


Gambar 2-10. Kurva konsolidasi pada lempung terkonsolidasi normal [RF Craig, 1994]

dimana :

- NN : kondisi terkonsolidasi isotropis
- CB'' : contoh uji mengecil pada kondisi terdrainasi
- $S'' S''$: failure line
- p'_c : tekanan konsolidasi

Dari gambar 2-9 dan 2-10 dikombinasikan dalam plot 3 dimensi akan menghasilkan gambar 2-11 :



Gambar 2-11. Plot tiga dimensi dari gambar 10 [RF Craig, 1994]

dimana :

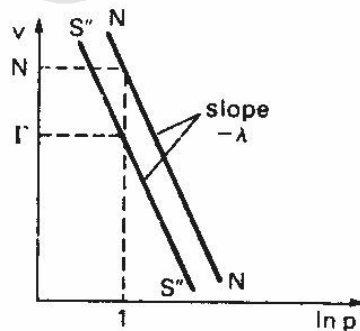
- SS : garis kondisi kritis (*Critical State Line*)
- CA : lintasan tegangan untuk kondisi takterdrainasi
- CB : lintasan tegangan untuk kondisi terdrainasi
- NN-SS : bidang batas

Kurva SS yang merupakan garis kondisi kritis (*Critical State Line*) adalah tempat terjadinya keruntuhan geser dan keruntuhan berturutan pada tegangan efektif konstan. Alur tegangan untuk uji terkonsolidasi-tak terdrainasi terletak pada bidang CKLM sejajar dengan bidang $q'-p'$, dimana nilai v konstan selama bagian tak terdrainasi dari uji tersebut. Alur tegangan untuk uji terdrainasi terletak pada suatu bidang yang tegak lurus terhadap bidang $q'-p'$ dengan kemiringa 3 : 1 ke arah sumbu q' . Kedua alur tersebut bermula pada titik C pada kurva konsolidasi normal NN yang terletak pada bidang $v-p'$.

Jika proyeksi garis kondisi kritis pada bidang $v-p'$ diplot kembali pada bidang $v - \ln p'$, maka proyeksi tersebut akan berbentuk garis lurus sejajar dengan garis konsolidasi normal yang bersesuaian (gradien $-\lambda$) seperti pada gambar 2-12. Persamaan garis kondisi kritis, dalam v dan p' dapat ditulis sebagai berikut :

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2.12)$$

dimana Γ adalah nilai v pada garis kondisi kritis di mana $p' = 1 \text{ kN/m}^2$.



Gambar 2-12. Proyeksi *critical state line* bidang $v - p'$ pada bidang $v - \ln p'$ [RF Craig, 1994]

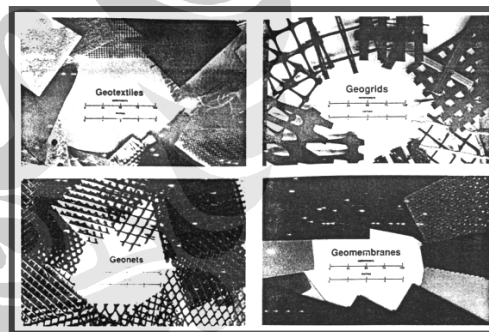
2.5 MATERIAL GEOSINTETIK

(sumber: Koerner, Robert M. *Designing With Geosynthetics*. 1994)

Menurut ASTM D4439, pengertian geosintetik adalah sebuah produk planar yang dibuat dari material polimer yang digunakan pada tanah, batuan, bumi, atau rekayasa geoteknik lainnya yang berhubungan dengan material sebagai salah satu bagian dari *man-made project*, struktur, atau sistem. Material yang digunakan untuk pembuatan geosintetik umumnya dihasilkan oleh industri plastik seperti polimer, karet, *fiber-glass*, dan material alam yang terkadang dipakai.

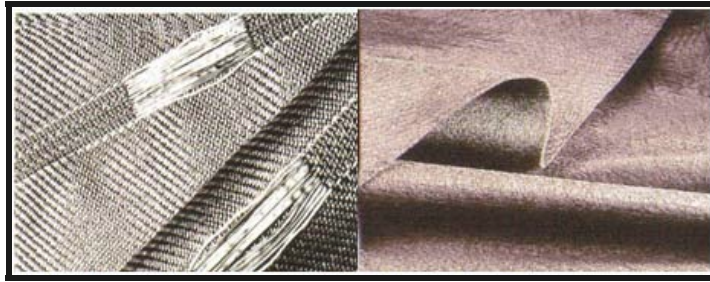
Para ahli di bidang geosintetik, mendefinisikan geosintetik sebagai material yang umumnya berbentuk lembaran terbuat dari polimer sintetik (plastik), seperti Polipropilin, Poliester, Polietilen, dan sebagainya yang difungsikan untuk menyelesaikan permasalahan yang dihadapi oleh konstruksi yang berkaitan dengan tanah. Koerner (1994) membuat pengelompokan geosintetik yang umumnya didasarkan atas struktur material yaitu sebagai berikut:

1. Geotekstil (*woven* dan *nonwoven*)
2. Geogrid
3. Geomembran
4. *Geonet*
5. *Geosynthetic Clay Liner (GCL)*
6. *Geo-Pipe*
7. *Geocomposite*
8. dan sebagainya



Gambar 2-13. Berbagai jenis geosintetik [Koerner, 1994]

Dari berbagai jenis material geosintetik tersebut, jenis yang umumnya dan cocok untuk digunakan sebagai material perkuatan adalah jenis geotekstil dan geomembran. Hal tersebut disebabkan oleh formulasi material tersebut yang mempunyai kuat tarik yang tinggi dan tingkat elongasi dan *creep* yang rendah. Namun pada penelitian ini hanya digunakan geotekstil jenis *woven 150 gsm*.



Gambar 2-14. Tipe geotekstil *woven* (kiri) dan *nonwoven* (kanan)
[www.multibangunpatria.com]

Berikut tabel yang menggambarkan polimer-polimer yang digunakan dalam membuat geosintetik :

Tabel 2-5. Tipe-tipe polimer yang digunakan pada pembuatan geosintetik

Polymer	Repeating Unit	Types of Geosynthetics	
Polyethylene (PE)	$\left[\begin{array}{c} \text{H} \quad \text{H} \\ \quad \\ -\text{C}-\text{C}- \\ \quad \\ \text{H} \quad \text{H} \end{array} \right]_n$	<ul style="list-style-type: none"> ● Geotextiles ● Geogrids ● Geonets 	<ul style="list-style-type: none"> ● Geomembranes ● Geopipe ● Geocomposites
Polypropylene (PP)	$\left[\begin{array}{c} \text{H} \quad \text{CH}_3 \\ \quad \\ -\text{C}-\text{C}- \\ \quad \\ \text{H} \quad \text{H} \end{array} \right]_n$	<ul style="list-style-type: none"> ● Geotextiles ● Geogrids 	<ul style="list-style-type: none"> ● Geomembranes ● Geocomposites
Polyvinyl chloride (PVC)	$\left[\begin{array}{c} \text{H} \quad \text{Cl} \\ \quad \\ -\text{C}-\text{C}- \\ \quad \\ \text{H} \quad \text{H} \end{array} \right]_n$	<ul style="list-style-type: none"> ● Geomembranes ● Geopipe 	<ul style="list-style-type: none"> ● Geocomposites
Polyester (polyethylene terephthalate) PET	$\left[\text{O}-\text{R}-\text{O}-\overset{\text{O}}{\parallel}{\text{C}}-\text{R}'-\overset{\text{O}}{\parallel}{\text{C}} \right]_n$	<ul style="list-style-type: none"> ● Geotextiles 	<ul style="list-style-type: none"> ● Geogrids
Polyamide PA (nylon 6/6)	$\left[\begin{array}{c} \text{H} \quad \text{H} \quad \text{O} \quad \text{O} \\ \quad \quad \quad \\ -\text{N}-(\text{CH}_2)_6-\text{N}-\text{C}-\text{C}-(\text{CH}_2)_4-\text{C}- \\ \quad \quad \quad \\ \text{H} \quad \text{H} \quad \text{O} \quad \text{O} \end{array} \right]_n$	<ul style="list-style-type: none"> ● Geotextiles ● Geogrids 	<ul style="list-style-type: none"> ● Geocomposites
Polystyrene (PS)	$\left[\begin{array}{c} \text{H} \quad \text{H} \\ \quad \\ -\text{C}-\text{C}- \\ \quad \\ \text{H} \quad \text{C}_6\text{H}_5 \end{array} \right]_n$	<ul style="list-style-type: none"> ● Geocomposites 	

Sumber : Robert M Koerner, 1994

Dari polimer-polimer di atas, berat rata-rata molekul dan distribusi statistiknya sangat menentukan dalam menentukan perilaku dari polimer, yaitu :

1. Meningkatkan berat rata-rata molekul dapat menyebabkan :
 - a. Meningkatkan kekuatan tekstil
 - b. Meningkatkan elongasi atau pemanjangan/kelenturan

- c. Meningkatkan kekuatan terhadap tabrakan (*impact*)
 - d. Meningkatkan ketahanan terhadap retak (*crack*) akibat tegangan
 - e. Meningkatkan ketahanan terhadap panas
 - f. Menurunkan *flow behavior*
 - g. Menurunkan *processability*
2. Memperkecil distribusi berat molekul dapat menyebabkan :
- a. Meningkatkan kekuatan terhadap tabrakan
 - b. Menurunkan ketahanan terhadap retak (*crack*) akibat tegangan
 - c. Menurunkan *flow behavior*
 - d. Menurunkan *processability*

2.5.1 Definisi Geotekstil

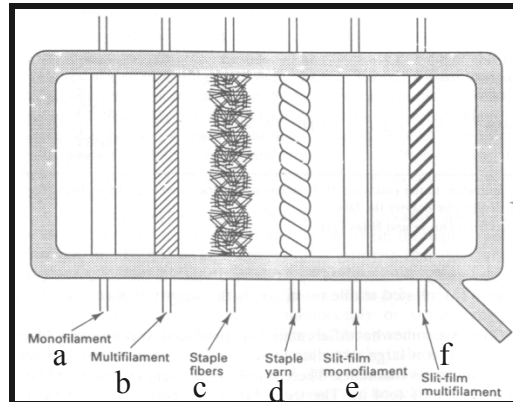
Menurut ASTM D4439, geotekstil didefinisikan sebagai geosintetik permeabel yang terdiri dari anyaman tekstil (*solely of textiles*). Dalam pembuatan geotekstil ada 3 hal penting yang perlu diperhatikan yaitu tipe polimer yang digunakan, tipe serat yang digunakan, dan cara penenunan/penganyamannya.

Dalam pembuatan serat untuk pembuatan geotekstil, susunan dari material polimer-nya adalah :

- *Polypropylene* (= 83%)
- *Polyester* (= 14%)
- *Polyethylene* (= 2%)
- *Polymide (nylon)* (= 1%)
-

Terdapat berbagai macam serat yang umum digunakan dalam pembuatan geotekstil yaitu sebagai berikut :

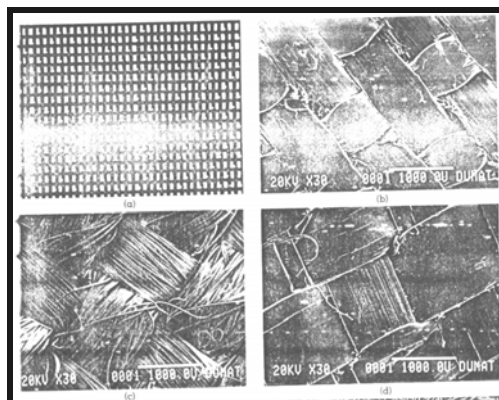
1. *Monofilament*
2. *Multifilament*
3. *Staple Yarn*
4. *Slit-film Monofilament*
5. *Slit-film Multifilament*



Gambar 2-15. Tipe-tipe serat polimer yang digunakan pada pembuatan geotekstil [Koerner, 1994]

Geotekstil umumnya dibuat dari *polypropylene* atau polimer *polyester* yang dibentuk menjadi serat atau tenunan/anyaman dan akhirnya akan menjadi 2 jenis yaitu *woven* dan *nonwoven*. Berikut beberapa pilihan cara dalam menenun/menganyam serat yaitu :

1. *Woven monofilament* (gambar 2-15a)
2. *Woven multifilament* (gambar 2-15b)
3. *Woven slit-film monofilament* (gambar 2-15e)
4. *Woven slit-film multifilament* (gambar 2-15f)
5. *Nonwoven continuous filament heat bounded*
6. *Nonwoven continuous filament needle punched*
7. *Nonwoven staple needle punched*
8. *Nonwoven resin-bounded*
9. *Other woven or nonwoven combinations*
10. *Knitted (rare)*

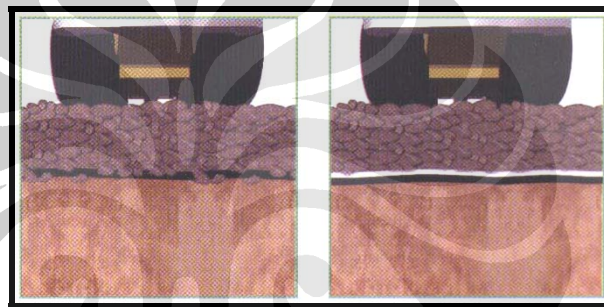


Gambar 2-16. Tipe-tipe tenunan dalam pembuatan geotekstil [Koerner, 1994]

Menurut Koerner (1994), geosintetik memiliki 5 fungsi utama yaitu sebagai pemisah (*separation*), perkuatan (*reinforcement*), filtrasi (*filtration*), drainasi (*drainage*), dan penghalang cairan (*liquid barrier*). Sedangkan menurut salah satu perusahaan pembuat geosintetik yaitu *GeoForce* adalah sebagai berikut:

1. Sebagai lapisan pelindung

Perlindungan terhadap tanah dasar sangatlah tepat menggunakan geomembran *HDPE* yang dilapisi oleh geotekstil *non woven* untuk mencegah kerusakan coblosan geomembran tersebut. Penentuan geotekstil *non woven* berdasarkan berat tiap m² dan ketebalannya. Tipe geotekstil *non woven* yang umum dipakai adalah *mechanical bonded-needle punched* dari bahan *polypropylene* maupun *HDPE*.

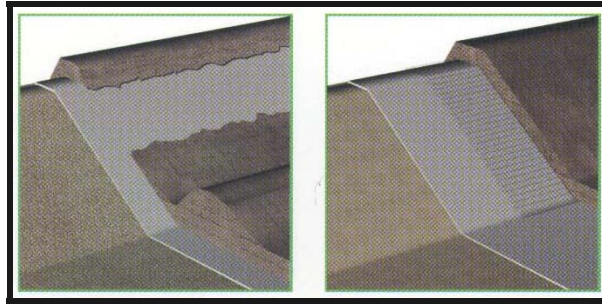


Gambar 2-17. Contoh fungsi geotekstil sebagai lapisan pelindung tanah dasar

[www.geoforce.com]

2. Sebagai perkuatan lereng

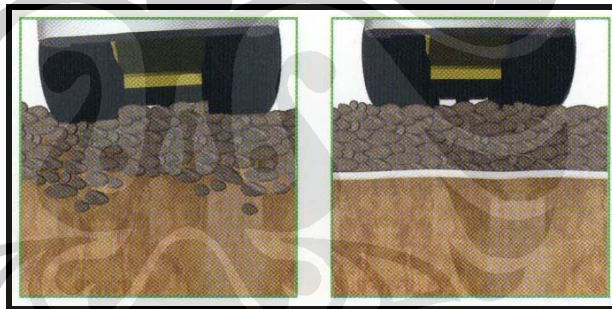
Geosintetik ditempatkan di antara lapisan tanah untuk merekayasa parameter mekanik tanah dengan mempergunakan kuat tarik geosintetik dan meminimalkan deformasi tanah. Geotekstil, geogrid dan bahan perpaduan keduanya, yang digunakan pada aplikasi ini, seperti halnya dinding penahan tanah, stabilisasi lereng maupun perkuatan pondasi tanah dasar yang mempunyai daya dukung rendah. Dengan menggunakan geosintetik ini kita dapat melakukan penghematan yaitu dengan mengurangi tebal material timbunan *selected* dengan menggunakan kekuatan tariknya.



Gambar 2-18. Contoh penggunaan geotekstil sebagai perkuatan lereng [www.geoforce.com]

3. Sebagai pemisah

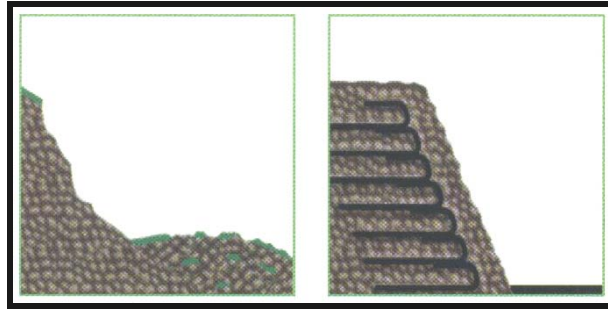
Sebagai material pemisah, geotekstil digunakan untuk menghindari tercampurnya material tanah yang berbeda. Geotekstil *non woven* dapat memanjang sesuai dengan kapasitas mulurnya, dapat disesuaikan fungsi aplikasinya yang tergantung dengan tanah yang akan dipisahkan. Misalkan gravel pada konstruksi badan jalan kereta api, pencegahan pada timbunan tanah dasar lunak, reklamasi, timbunan jalan, dan lain-lain.



Gambar 2-19. Contoh penggunaan geotekstil sebagai pemisah material yang berbeda [www.geoforce.com]

4. Sebagai *retaining wall*

Perpaduan antara geogrid dan blok beton sebagai permukaan dinding penahan tanah tegak lurus, akan memberikan nilai tambah ekonomis dan estetika. Pada prinsipnya, memotong garis keruntuhan tanah, perkuatan dengan kuat tarik geogrid yang sesuai dengan perencanaan akan memberikan nilai keamanan minimal 1,5. Parameter tanah yang menentukan adalah sudut geser, berat jenis dan nilai kohesi tanah.



Gambar 2-20. Contoh penggunaan geotekstil sebagai retaining wall [www.geoforce.com]

5. Sebagai perkuatan pada tanah dasar lunak

Perlindungan konstruksi pada tanah dasar lunak untuk menghindari penggerusan tanah dasar (*scouring*) ataupun kegagalan tumpuan akibat daya dukung tanah dasar rendah, adalah tepat dengan menggunakan geogrid dua arah (*biaxial*). Dengan menggunakan kekuatan tarik geogrid dapat membantu menyebarkan beban konstruksi dan disalurkan secara merata pada tanah dasar lunak. Sekaligus, membantu meminimalkan pengaruh penurunan tanah dasar setempat (*differential settlement*) yang dapat mengakibatkan kerusakan konstruksi di atasnya, penurunan menjadi relatif merata sehingga dapat meratakan beban konstruksinya.



Gambar 2-21. Contoh geotekstil sebagai perkuatan pada tanah dasar lunak [www.geoforce.com]

Pada penelitian ini, geotekstil lebih difokuskan pada fungsi dasarnya yaitu memperkuat lapisan tanah khususnya lempung lunak pada konstruksi tanah timbunan. Jika dalam penelitian ini nantinya dihasilkan suatu perubahan nilai parameter kekuatan geser yang besar maka geotekstil pun akan cocok pula pada fungsi-fungsi lainnya.

2.5.2 Karakteristik Geotekstil

Pemilihan geotekstil untuk perkuatan dipengaruhi oleh 2 faktor yaitu faktor internal dan eksternal. Faktor internal geotekstil terdiri dari : kuat tarik geotekstil, sifat perpanjangan (*creep*), struktur geotekstil dan daya tahan terhadap faktor lingkungan, sedangkan faktor eksternal adalah jenis bahan timbunan yang berinteraksi dengan geotekstil. Struktur geotekstil, yaitu jenis anyam (*woven*) atau niranyam (*non-woven*) juga mempengaruhi pada pemilihan geotekstil untuk perkuatan. Kondisi lingkungan juga memberikan reduksi terhadap kuat tarik geotekstil karena reaksi kimia antara geotekstil dengan lingkungan disekitarnya. Sinar ultra violet, air laut, kondisi asam atau basa serta mikro organisme seperti bakteri dapat mengurangi kekuatan geotekstil. Waktu pembebanan juga mengurangi kekuatan geotekstil karena akan terjadi degradasi pada geotekstil oleh faktor *fatigue* dan *aging*. Untuk menutupi kekurangan tersebut, tidak seluruh kuat tarik geotekstil yang tersedia dapat dimanfaatkan dalam perencanaan konstruksi perkuatan.

Tabel 2-6. Kebutuhan kekuatan minimum geotekstil yang disarankan

Type	Strength Test Method	Class A ¹	Class B ²
Grab Tensile	ASTM D 4632	200	90
Elongation (%)	ASTM D 4632	15	15
Puncture	ASTM D 4833	80	40
Tear	ASTM D 4533	50	30
Abrasion	ASTM D 3884	55	25
Seam	ASTM D 4632	180	80
Burst	ASTM D 3786	320	140

¹ Fabrics are used under conditions more severe than Class B such as drop height less than 3 feet and stone weights should not exceed 250 pounds.
² Fabric is protected by a sand cushion or by zero drop height.

Sumber : Department of Defense, USA

Tabel 2-7. Nilai-nilai properties pada geotekstil yang ada di pasaran

	Standard Units	SI Units
Physical properties		
Specific gravity		0.9 to 1.7
Mass per unit area	4-20 oz./y.l. ²	130-700 g/m ²
Thickness	10-300 mils	0.25-7.5 mm
Stiffness	nil-22 lb.-mils	nil-25,000 mg-cm
Mechanical properties		
Compressibility		nil to high
Tensile strength (grab)	100-1000 lb.	0.45-4.5 kN
Tensile strength (wide width)	50-1000 lb./in.	9-180 kN/m
Confined tensile strength	100-1000 lb./in.	18-180 kN/m
Seam strength		50-100% of tensile
Fatigue strength		50-100% of tensile
Burst strength	50-750 lb./in. ²	350-5200 kPa
Tear strength	20-300 lb.	90-1300 N
Impact strength	10-150 ft.-lb.	14-200 J
Puncture strength	10-100 lb.	45-450 N
Friction behavior		60-100% of soil friction
Pullout behavior		50-100% of geotextile strength
Hydraulic properties		
Porosity (nonwovens)		50-95%
Percent open area (wovens)		1-36%
Apparent opening size (sieve size)		#10-#200
Permittivity		0.02-2.2 s ⁻¹
Permittivity under load		0.01-3.0 s ⁻¹
Transmissivity	0.1 to 20 × 10 ⁻³ ft. ³ /min.-ft.	0.01 to 2.0 × 10 ⁻³ m ³ /min.-m
Soil retention: turbidity curtains		m.b.e.*
Soil retention: silt fences		m.b.e.
Endurance properties		
Installation damage		0 to 70% of fabric strength
Creep response		g.n.p. ^b if <40% strength is being used
Confined creep response		g.n.p. if <50% strength is being used
Stress relaxation		g.n.p. if <40% strength is being used
Abrasion		50-100% of geotextile strength
Long-term clogging		m.b.e. for critical conditions
Gradient ratio clogging		m.b.e. for critical conditions
Hydraulic conductivity ratio		0.3 to 0.6 appear acceptable
Degradation properties		
Temperature degradation		High temperature accelerates degradation
Oxidative degradation		m.b.e. for long service lifetimes
Hydrolysis degradation		m.b.e. for long service lifetimes
Chemical degradation		g.n.p. unless aggressive chemicals
Radioactive degradation		g.n.p.
Biological degradation		g.n.p.
Sunlight (UV) degradation		Major problem unless protected
Synergistic effects		m.b.e.
General aging		Track record to date is excellent

*m.b.e.: must be evaluated

^bg.n.p.: generally no problem

Sumber : Robert M Koerner, 1994

Penelitian ini menggunakan geotekstil jenis *woven* tipe 150 gsm yang berasal dari PT. Multibangun Rekatama Patria. Geotekstil ini berbentuk seperti terpal plastik dan berwarna hitam. Karakteristik kedua geotekstil tersebut dapat dilihat pada tabel 2-8 di bawah ini :

Tabel 2-8. Karakteristik geotekstil woven yang digunakan pada penelitian

PROPERTIES	TEST METHOD	UNIT	M 150	M 200	M 250	M 300	M 350
PHYSICAL							
Mass		gr/m ²	150	200	250	300	350
Material (warp & weft)			PP	PP	PP	PP	PP
Colour			Black	Black	Black	Black	Black
MECHANICAL							
Strip Tensile Strength	ASTM D 1682-64						
Warp Direction		N/5cm	1600	2200	2700	3200	3600
Weft Direction			1200	1700	2330	2950	3150
Elongation at Max Load	ASTM D 1682-64						
Warp Direction		%	24	27	29	30	31
Weft Direction			16	20	22	24	25
Grab Tensile Strength	ASTM D 4632-91						
Warp Direction		N/2,5 cm	1200	1900	2200	2500	2800
Weft Direction			1100	1800	2100	2350	2500
Elongation at Max Load	ASTM D 4632-91						
Warp Direction		%	19	20	23	25	27
Weft Direction			18	17	15	14	12
Trapezoidal Tear Strength	ASTM D 4533-85						
Warp Direction		N	540	690	710	720	725
Weft Direction			500	550	610	615	620
HYDRAULIC							
Water Permittivity	ASTM D 4491-92	s-l	0.2	0.27	0.35	0.49	0.52
Apparent Pore Size O ₉₀		micron	295	235	200	175	150
CHEMICAL							
Effect of soil natural acidity or alkalinity			Nil	Nil	Nil	Nil	Nil
Effect on UV light			Stabilized	Stabilized	Stabilized	Stabilized	Stabilized
PACKAGING							
Roll Length		m ²	200	200	200	200	200
Roll Width		m	3.8	4	4	4	4
Roll Area		m	760	800	800	800	800
Roll Weight (approx.)		Kg	114	152	190	228	266

Sumber : PT Multibangun Rekatama Patria

2.5.3 Uji-Uji Pada Geotekstil

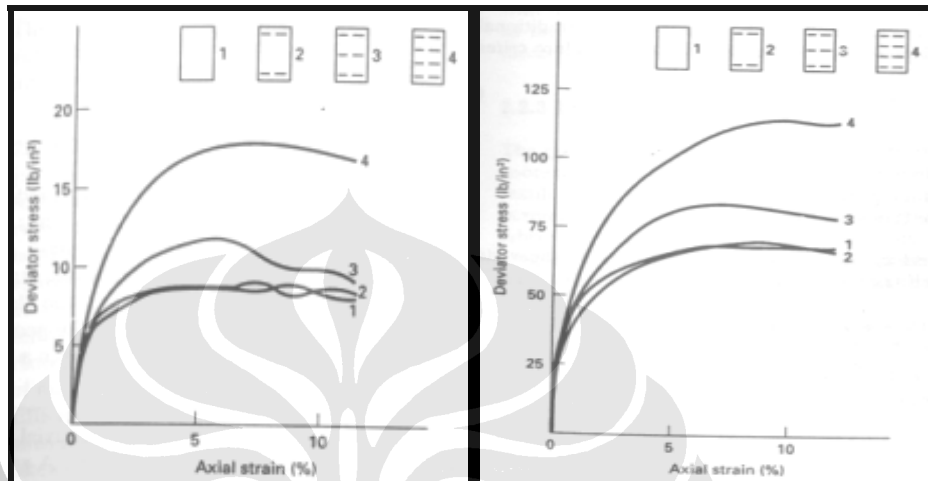
Geotekstil umumnya telah mengalami percobaan pengujian kekuatan di laboratorium sebelum digunakan di lapangan. Percobaan tersebut meliputi antara lain :

- Pengujian tarik jalur (*strip tensile test*)
- Pengujian regangan bidang (*plane shear stress*)
- Pengujian robekan tepi (*wing wear test*)
- Pengujian tarik cengkram bidang (*grab tensile test*)

Berikut ini adalah beberapa penelitian yang pernah dilakukan oleh para ilmuwan :

❖ Uji Direct Shear Pada Tanah Pasir oleh Robert M. Koerner (1994)

Koerner yang melakukan uji coba terhadap beberapa contoh uji tanah yaitu tanah pasir dengan $\rho = 3 \text{ lb/in}^2$ (21 kPa) dan $\rho = 30 \text{ lb/in}^2$ (210 kPa) dengan uji *direct shear*. Berikut grafik hasil uji coba *direct shear* oleh Koerner :



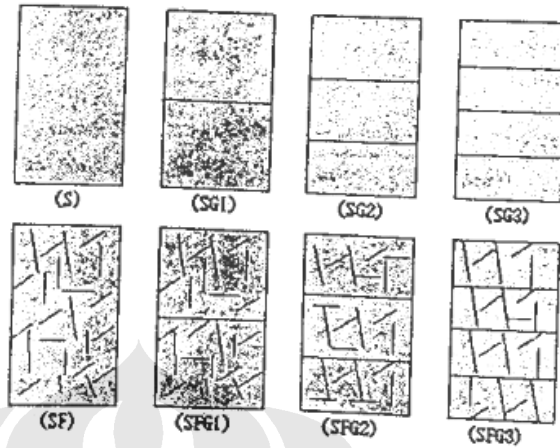
Gambar 2-22. Grafik pengaruh geotekstil dengan berbagai macam lokasi berbeda pada contoh uji pasir $\rho = 3 \text{ lb/in}^2$ (21 kPa) (kiri) dan $\rho = 30 \text{ lb/in}^2$ (210 kPa) berdasarkan uji geser langsung (*direct shear*) [Koerner, 1994]

Dari grafik di atas dapat disimpulkan bahwa semakin banyak lapisan geotekstil yang diberikan pada tanah maka tanah tersebut akan memberikan regangan yang sama namun mampu menahan beban/tegangan lebih besar hingga 60% dibandingkan dengan tanah yang tidak diberikan lapisan geotekstil.

❖ *Shear Strength Characteristics of Composite Reinforced Soils* oleh P.W. Chang & K.S. Cha, T.S. Park, dan Y.K. Park (2003) pada *proceeding 12th Asian Regional Conf. On Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*.

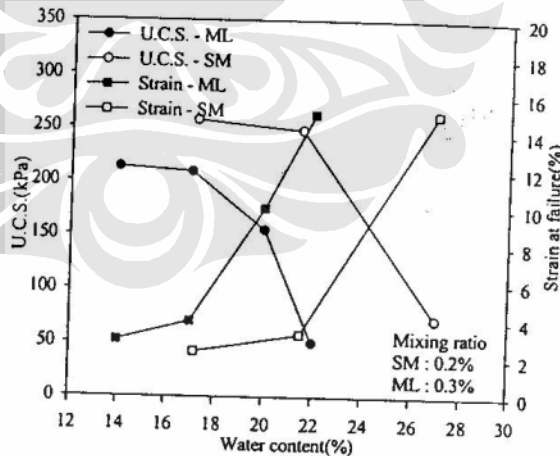
Chang *et al.* melakukan uji coba perkuatan tanah komposit pada 2 jenis tanah yaitu *silty sand* (SM) dan *silt* (ML). Percobaan dilakukan dengan menggunakan 3 jenis perkuatan yaitu dengan geotekstil, fiber, dan campuran keduanya. Tes laboratorium yang dilakukan adalah tes *compaction*, *uniaxial*, dan *triaxial CD*. Tata cara peletakan material perkuatan pada uji triaksial dapat dilihat pada gambar 23 dimana S, F, G adalah *soil*, *fiber*, dan geotekstil.

Sedangkan 1, 2, 3 melambangkan jumlah geotekstil yang diberikan pada setiap contoh uji.



Gambar 2-23. Penempatan geotekstil dan fiber pada uji triaksial terkonsolidasi terdrainasi [Chang, 2003]

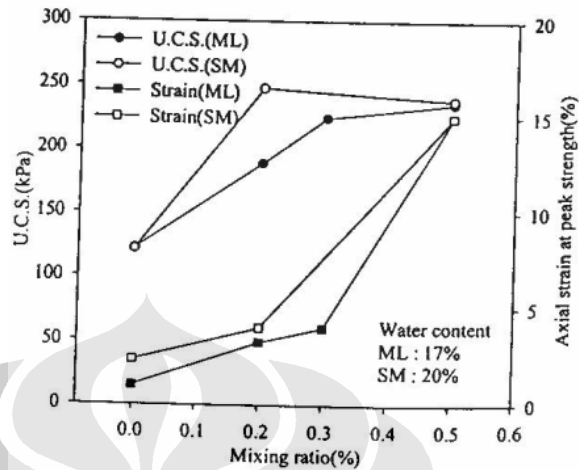
Uji *unconfined compression strength* dilakukan untuk menganalisa perilaku tanah perkuatan fiber berdasarkan kadar air dan rasio pencampuran. Kadar air dipertahankan pada rentang (-5%) s/d (+5%) dan *mixing ratio* 0%, 0.2%, dan 0.5% untuk SM dan 0%, 0.2%, 0.3%, dan 0.5% ML. Hasil tes dapat dilihat pada gambar 2-24.



Gambar 2-24. *Unconfined Compression Strength* (U.C.S) terhadap kadar air [Chang, 2003]

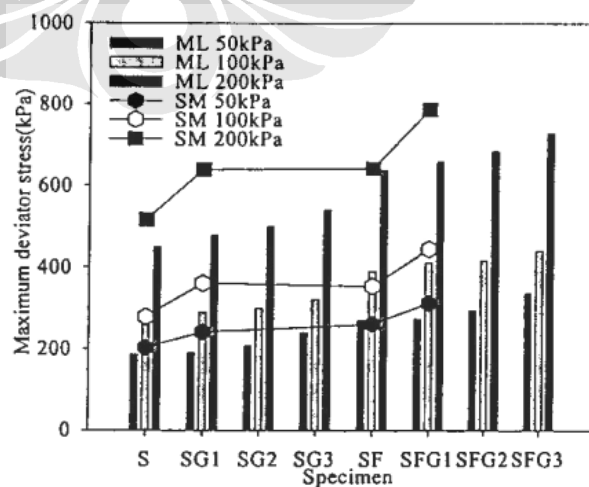
Uji Triaksial Terkonsolidasi Terdrainasi (*CD*) dilakukan untuk mempelajari perilaku mekanikal dari tanah perkuatan. Contoh uji dibuat dengan A-1 energi compaction proctor standar dengan diameter 50 mm dan

tinggi 100 mm. Penempatan geotekstil dikontrol pada $1/2 \sim 1/4H$ (H = tinggi contoh uji) dan diletakkan secara horisontal pada contoh uji. Hasil tes dapat dilihat pada gambar 2-25.



Gambar 2-25. *Unconfined compression strength* dan *axial strain* terhadap *mixing ratio* pada uji triaksial terkonsolidasi terdrainasi (CD) [Chang, 2003]

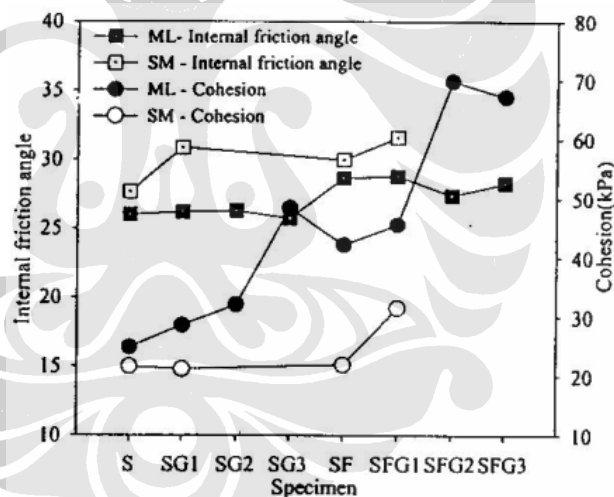
Tegangan deviator maksimum pada kekuatan puncak dengan tegangan *confining* ditunjukkan pada gambar 2-26. Kekuatan geser meningkat seiring bertambahnya jumlah bidang perkuatan pada contoh uji ML dan kekuatan geser terbesar ditunjukkan pada tanah perkuatan komposit. Persamaan nilai tegangan deviator maksimum ditunjukkan pada SG1 dan SF pada contoh uji SM, tetapi peningkatan kekuatan dengan geotekstil pada contoh uji ML tidak signifikan.



Gambar 2-26. Tegangan deviator maksimum terhadap contoh uji triaksial terkonsolidasi terdrainasi (CD) [Chang, 2003]

Rasio tegangan deviator tanah dengan perkuatan dan tanpa perkuatan berdasarkan tegangan *confining* ditunjukkan pada gambar 2-27. Peningkatan yang terjadi (tekanan *confining* 200 kPa) pada tanah perkuatan fiber dan perkuatan geotekstil terhadap tanah yang tidak diperkuat adalah 25%, dan 54% pada tanah perkuatan komposit pada contoh uji SM. Peningkatan 5-20% terjadi pada contoh uji ML seiring peningkatan jumlah geotekstil, 40% pada perkuatan fiber, dan 45~66% pada perkuatan komposit.

Efek peningkatan kekuatan terhadap sudut geser dalam dan kohesi contoh uji ditunjukkan pada gambar 2-27. Kohesi meningkat 10 kPa dan sudut geser dalam meningkat 3 derajat untuk perkuatan komposit pada contoh uji SM. Sedangkan pada contoh uji ML terjadi sedikit peningkatan sudut geser tanah yaitu di bawah 3 derajat namun kohesi meningkat secara signifikan sebesar 15~43 kPa.



Gambar 2-27. Sudut geser dalam dan kohesi terhadap bermacam-macam contoh uji triaksial terkonsolidasi terdrainasi (CD) [Chang, 2003]