

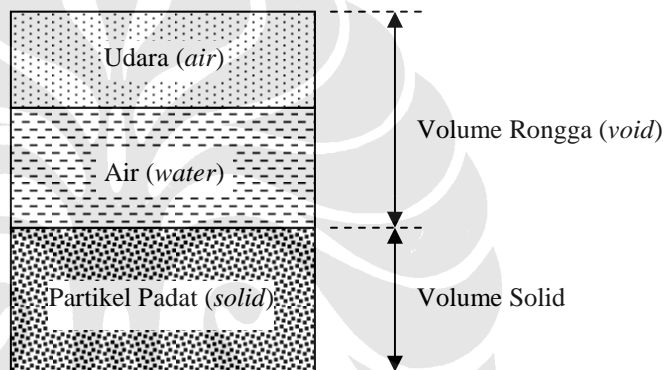
BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Deskripsi Tanah

2.1.1 Tanah Secara Umum

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut.¹



Gambar 2.1 Diagram fase tanah.

2.1.2 Komposisi dan Istilah Tanah Secara Umum

Pada umumnya, tanah adalah campuran partikel-partikel yang terdiri dari salah satu atau seluruh jenis berikut :²

- a) Berangkal (*boulders*) : yaitu potongan batuan besar, biasanya lebih besar dari 250 sampai 300 mm. Untuk kisaran ukuran 150 sampai 250 mm, fragmen batuan ini disebut kerakal (*cobbles*) atau *pebbles*.
- b) Kerikil (*gravel*) : yaitu partikel batuan yang berukuran 5 sampai 150 mm.
- c) Pasir (*sand*) : yaitu partikel batuan yang berukuran 0,074 sampai 5 mm. Berkisar dari kasar (3 sampai 5 mm) sampai halus (< 1 mm).
- d) Lanau (*silt*) : yaitu partikel batuan yang berukuran dari 0,002 sampai 0,074 mm. Lanau (dan lempung) dalam jumlah besar ditemukan dalam deposit

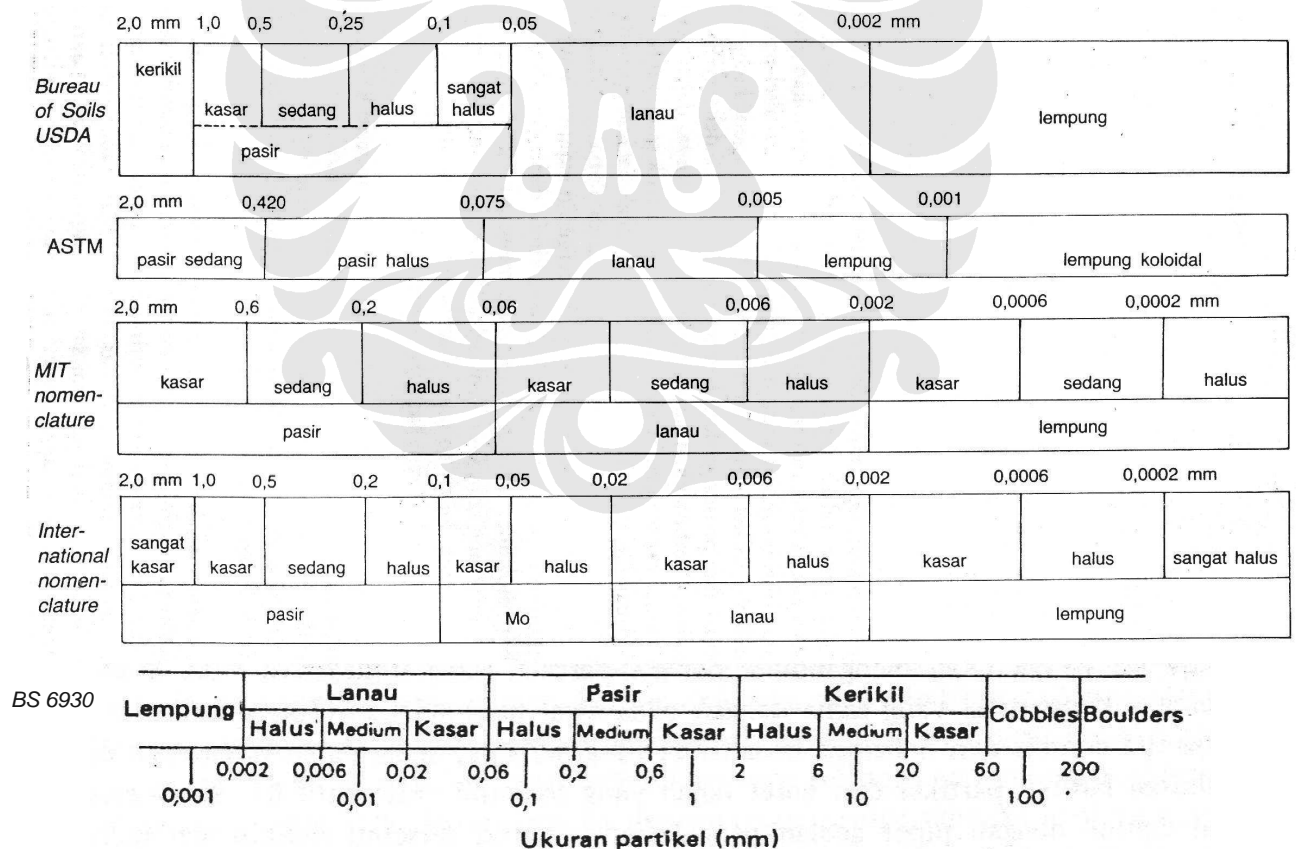
¹ Braja M. Das, *Mekanika Tanah Jilid 1, terj.* (Jakarta:Erlangga,1995), hal.1

² Joseph E. Bowles, *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah, terj.* (Jakarta:Erlangga,1989), hal. 25-26

yang disedimentasikan ke dalam danau atau dekat garis pantai pada muara sungai. Deposit *loess* terjadi bila angin mengangkut partikel-partikel lanau ke suatu lokasi. Angkutan oleh angin ini membatasi ukuran partikel sedemikian rupa sehingga deposit yang dihasilkan mempunyai ukuran butir yang hampir sama.

- e) Lempung (*clay*) : yaitu partikel mineral yang berukuran lebih kecil dari 0,002 mm. Partikel-partikel ini merupakan sumber utama dari kohesi pada tanah yang "kohesif".
- f) Koloid (*colloids*) : yaitu partikel mineral yang "diam", berukuran lebih kecil dari 0,001 mm.

Adapun batas-batas interval dari ukuran butiran / partikel tanah lempung, lanau, pasir, dan kerikil menurut Bureau of Soil USDA, ASTM, M.I.T, *International Nomenclature*, dan *British Standard BS 6930* dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2.2 Klasifikasi butiran menurut sistem USDA, ASTM, MIT *International Nomenclature* dan *British Standard BS 6930*.

Banyak deposit tanah yang mengandung berbagai persentase dari partikel-partikel tersebut di atas. Apabila suatu partikel merupakan deposit yang terbanyak, maka deposit tersebut akan diberi nama partikel tadi, misalnya, pasir, kerikil, kerikil kepasiran, lempung, dan sebagainya.

Tanah yang rentang partikelnya terdiri dari rentang ukuran kerikil dan pasir disebut tanah berbutir kasar (*coarse grained*). Dan bila partikelnya kebanyakan berukuran partikel lanau dan lempung disebut tanah berbutir halus (*fine grained*). Jika mineral lempung terdapat pada suatu tanah, biasanya akan sangat mempengaruhi sifat tanah tersebut, meskipun persentasenya tidak terlalu besar. Secara umum tanah disebut kohesif bila partikel-partikelnya saling melekat setelah dibasahi kemudian dikeringkan dan diperlukan gaya yang cukup besar untuk meremas tanah tersebut, dan ini tidak termasuk tanah yang partikel-partikelnya saling melekat ketika dibasahi akibat tegangan permukaan.

Tanah termasuk tipe pasir atau kerikil (disebut juga tanah berbutir kasar) jika setelah kerakal atau berangkalnya disingkirkan, lebih dari 65% material tersebut berukuran pasir dan kerikil. Tanah termasuk tipe lanau atau lempung (disebut juga tanah berbutir halus) jika setelah kerakal atau berangkalnya disingkirkan, lebih dari 35% material tersebut berukuran lanau dan lempung. Pasir dan kerikil dapat dibagi lagi menjadi fraksi-fraksi kasar, medium, dan halus. Pasir dan kerikil juga dapat dideskripsikan sebagai bergradasi baik, bergradasi buruk, bergradasi seragam, atau bergradasi timpang (*gap-graded*).³

Istilah pasir, lempung, lanau, dan sebagainya, selain digunakan untuk menggambarkan ukuran partikel pada batas yang telah ditentukan, dapat juga digunakan untuk menggambarkan sifat tanah yang khusus, seperti istilah "lempung" untuk jenis tanah yang bersifat kohesif dan plastis, dan "pasir" untuk jenis tanah yang tidak kohesif dan tidak plastis .

2.1.3 Mineral Lempung⁴

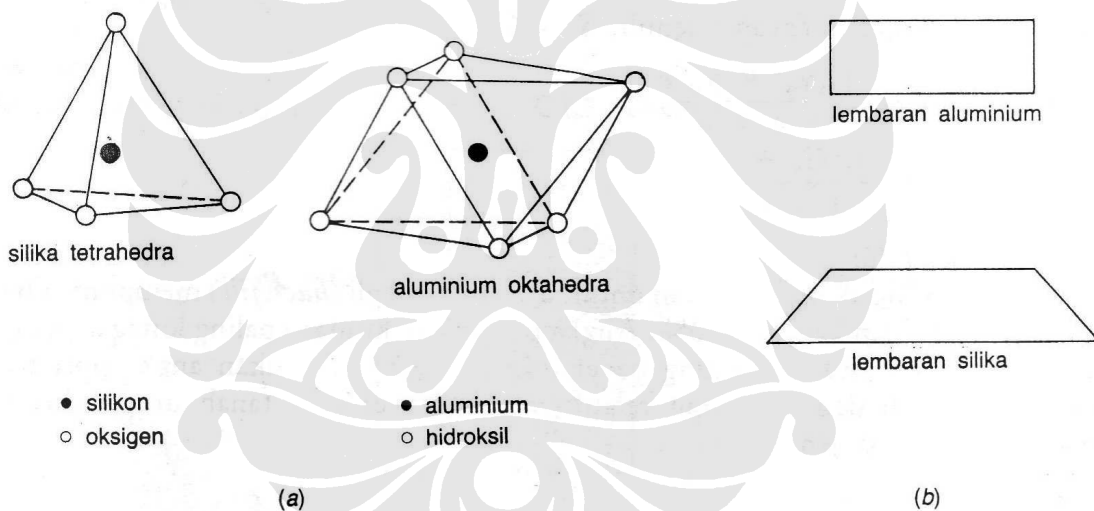
Mineral lempung merupakan pelapukan akibat reaksi kimia yang menghasilkan susunan kelompok partikel berukuran koloid dengan diameter butiran lebih kecil dari 0,002 mm. Partikel lempung dapat berbentuk seperti lembaran yang mempunyai permukaan khusus. Karena itu, tanah lempung mempunyai sifat sangat

³ R.F. Craig, *Mekanika Tanah, terj.* (Jakarta:Erlangga,1991), hal. 11

⁴ Hary C.H., *Mekanika Tanah 1*, (Jakarta:Gramedia,1992), hal. 14-18

dipengaruhi oleh gaya-gaya permukaan. Secara umum terdapat kira-kira 15 macam mineral yang diklasifikasikan sebagai mineral lempung (Kerr, 1959). Di antaranya terdiri dari kelompok-kelompok: *montmorillonite*, *illite*, *kaolinite*, dan *polygorskite*. Kelompok yang lain, yang perlu diketahui adalah: *chlorite*, *vermiculite*, dan *halloysite*.

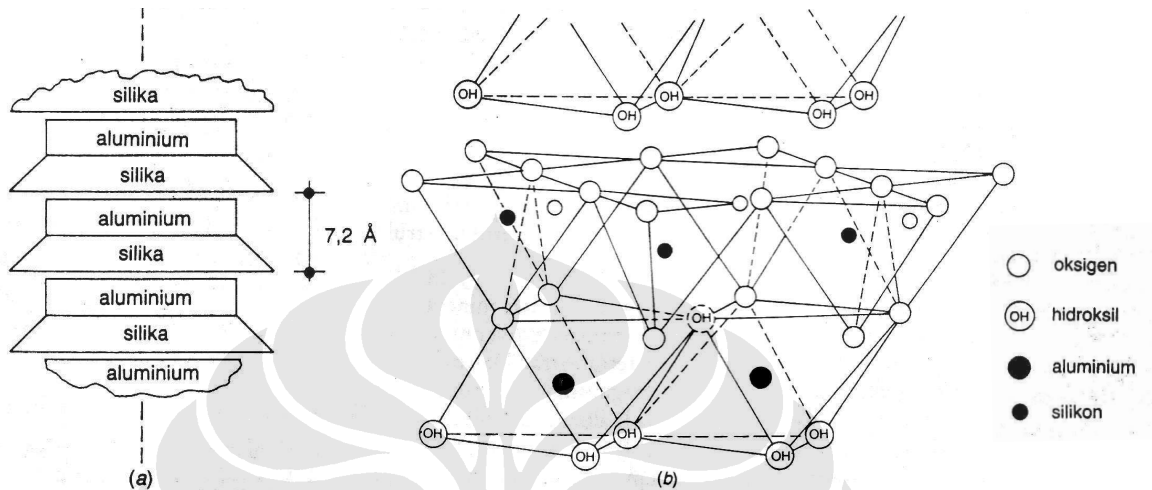
Susunan pada kebanyakan tanah lempung terdiri dari silika tetrahedra dan aluminium oktahedra (Gambar 2.3a). Silika dan aluminium secara parsial dapat digantikan oleh elemen yang lain dalam kesatuannya, keadaan ini dikenal sebagai substitusi isomorf. Kombinasi dari susunan kesatuan dalam bentuk susunan lempeng disajikan dalam simbol, dapat dilihat pada Gambar 2.3b. Bermacam-macam lempung terbentuk oleh kombinasi tumpukan dari susunan lempeng dasarnya dengan bentuk yang berbeda-beda.



Gambar 2.3 Mineral-mineral lempung.

Kaolinite merupakan mineral dari kelompok kaolin, terdiri dari susunan satu lembaran silika tetrahedra dengan satu lembaran aluminium oktahedra, dengan satuan susunan setebal $7,2 \text{ \AA}$ ($1 \text{ \AA} = 10^{-10} \text{ m}$) (Gambar 2.4a). Kedua lembaran terikat bersama-sama, sedemikian rupa sehingga ujung dari lembaran silika dan satu dari lapisan lembaran oktahedra membentuk sebuah lapisan tunggal. Dalam kombinasi lembaran silika dan aluminium, keduanya terikat oleh ikatan hidrogen (Gambar 2.4b). Pada keadaan tertentu, partikel *kaolinite* mungkin lebih

dari seratus tumpukan yang sukar dipisahkan. Karena itu, mineral ini stabil dan air tidak dapat masuk di antara lempengannya untuk menghasilkan pengembangan atau penyusutan pada sel satuannya.

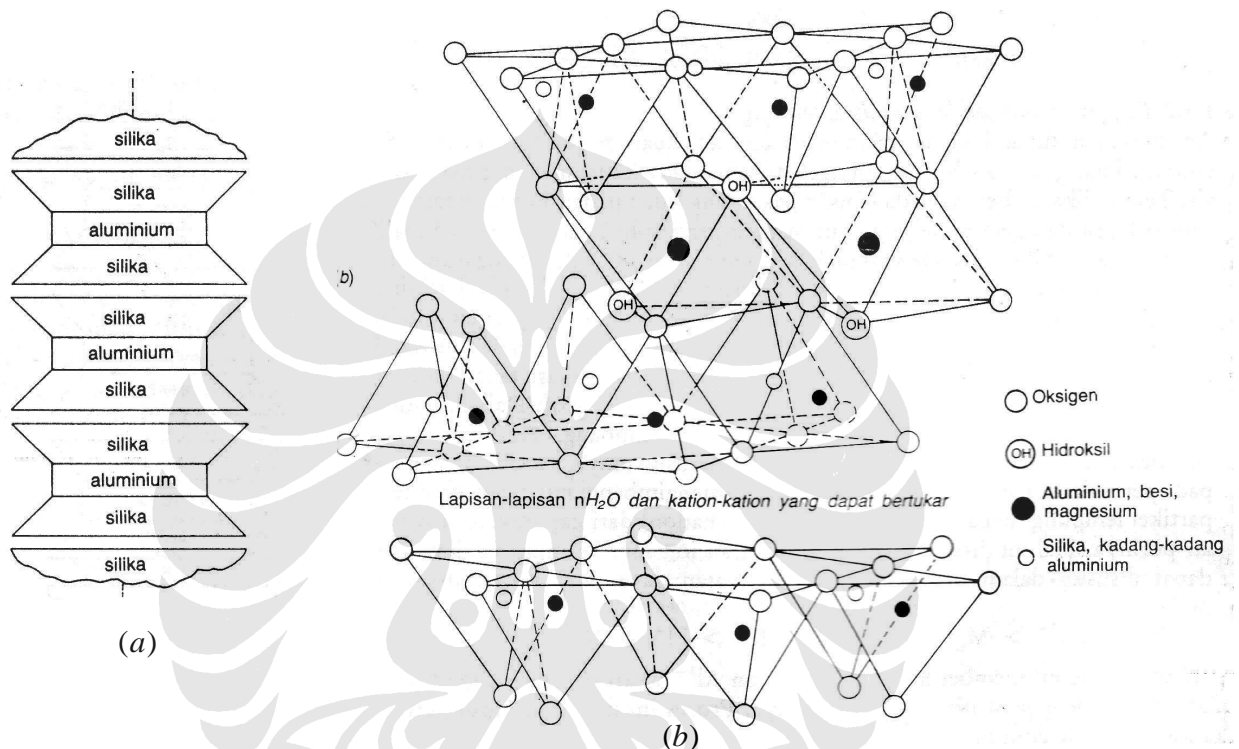


Gambar 2.4 (a) Diagram skematik struktur *kaolinite* (Lambe, 1953).
(b) Struktur atom *kaolinite* (Grim, 1959).

Halloysite hampir sama dengan *kaolinite*, tetapi kesatuan yang berturutan lebih acak ikatannya dan dapat dipisahkan oleh lapisan tunggal molekul air. jika lapisan tunggal air menghilang oleh karena proses penguapan, mineral ini akan berkelakuan lain. Maka, sifat tanah berbutir halus yang mengandung *halloysite* akan berubah secara tajam jika tanah dipanasi sampai menghilangkan lapisan tunggal molekul airnya. Sifat khusus lainnya adalah bahwa bentuk partikelnya menyerupai silinder-silinder memanjang, tidak seperti *kaolinite* yang berbentuk pelat-pelat.

Montmorillonite, disebut juga dengan *smectite*, adalah mineral yang dibentuk oleh dua lembaran silika dan satu lembaran aluminium (*gibbsite*) (Gambar 2.5a). Lembaran oktahedra terletak di antara dua lembaran silika dengan ujung tetrahedra tercampur dengan hidroksil dari lembaran oktahedra untuk membentuk satu lapisan tunggal (Gambar 2.5b). Dalam lembaran oktahedra terdapat substitusi parsial aluminium oleh magnesium. Karena adanya gaya ikatan van der Waals yang lemah di antara ujung lembaran silika dan terdapat kekurangan muatan negatif dalam lembaran oktahedra, air dan ion-ion yang berpindah-pindah dapat masuk dan

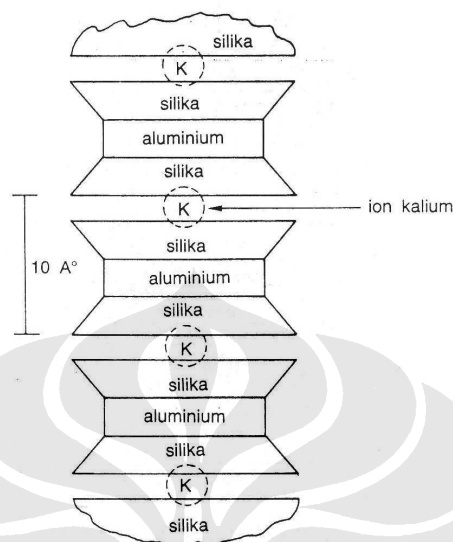
memisahkan lapisannya. Jadi, kristal *montmorillonite* sangat kecil, tapi pada waktu tertentu mempunyai gaya tarik yang kuat terhadap air. Tanah-tanah yang mengandung *montmorillonite* sangat mudah mengembang oleh tambahan kadar air, yang selanjutnya tekanan pengembangannya dapat merusak struktur ringan dan perkerasan jalan raya.



Gambar 2.5 (a) Diagram skematik struktur *montmorillonite* (Lambe, 1953).
 (b) Struktur atom *montmorillonite* (Grim, 1959).

Illite adalah bentuk mineral lempung yang terdiri dari mineral-mineral kelompok *illite*. Bentuk susunan dasarnya terdiri dari sebuah lembaran aluminium oktahedra yang terikat di antara dua lembaran silika tetrahedra. Dalam lembaran oktahedra, terdapat substitusi parsial aluminium oleh magnesium dan besi, dan dalam lembaran tetrahedra terdapat pula substitusi silikon oleh aluminium (Gambar 2.6). Lembaran-lembaran terikat bersama-sama oleh ikatan lemah ion-ion kalium yang terdapat di antara lembaran-lembarannya. Ikatan-ikatan dengan ion kalium (K^+) lebih lemah daripada ikatan hidrogen yang mengikat satuan kristal *kaolinite*, tapi sangat lebih kuat daripada ikatan ionik yang membentuk kristal

montmorillonite. Susunan *illite* tidak mengembang oleh gerakan air di antara lembaran-lembarannya.



Gambar 2.6 Diagram skematik struktur *illite* (Lambe, 1953).

Air biasanya tidak banyak mempengaruhi kelakuan tanah nonkohesif. Sebagai contoh, kuat geser tanah pasir mendekati sama pada kondisi kering maupun jenuh air. Tetapi, jika air berada pada lapisan pasir yang tidak padat, beban dinamis seperti gempa bumi dan getaran lainnya sangat mempengaruhi kuat gesernya. Sebaliknya, tanah butiran halus khususnya tanah lempung akan banyak dipengaruhi oleh air. Karena pada tanah berbutir halus, luas permukaan spesifik menjadi lebih besar, variasi kadar air akan mempengaruhi plastisitas tanahnya. Distribusi ukuran butiran jarang-jarang sebagai faktor yang mempengaruhi kelakuan tanah butiran halus. Batas-batas Atterberg digunakan untuk keperluan identifikasi tanah ini.

2.2 Tegangan Geser

2.2.1 Konsep Tegangan Efektif

Jika tanah berada dalam air, tanah dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas sebagai akibat tekanan air hidrostatik. Berat tanah yang terendam ini, disebut berat tanah efektif dan, sedangkan tegangan yang terjadi akibat berat tanah efektif di

dalam tanahnya, disebut tegangan efektif. Tegangan efektif ini merupakan tegangan yang mempengaruhi kuat geser dan perubahan volume atau penurunan tanahnya.

Terzaghi (1923), memberikan prinsip tegangan efektif (*effective state concept*) yang bekerja pada segumpal tanah. Prinsip ini hanya berlaku pada tanah yang jenuh sempurna, dimana tegangan-tegangan yang berhubungan tersebut adalah:⁵

1. Tegangan normal total (σ) pada bidang tanah, yaitu gaya per satuan luas yang ditransmisikan pada arah normal bidang, dengan menganggap bahwa tanah adalah material padat saja (fase tunggal).
2. Tekanan air pori (u), yaitu tekanan air pengisi pori-pori diantara partikel-partikel padat.
3. Tegangan normal efektif (σ') pada bidang, yang mewakili tegangan yang dijajarkan hanya melalui kerangka tanah saja.

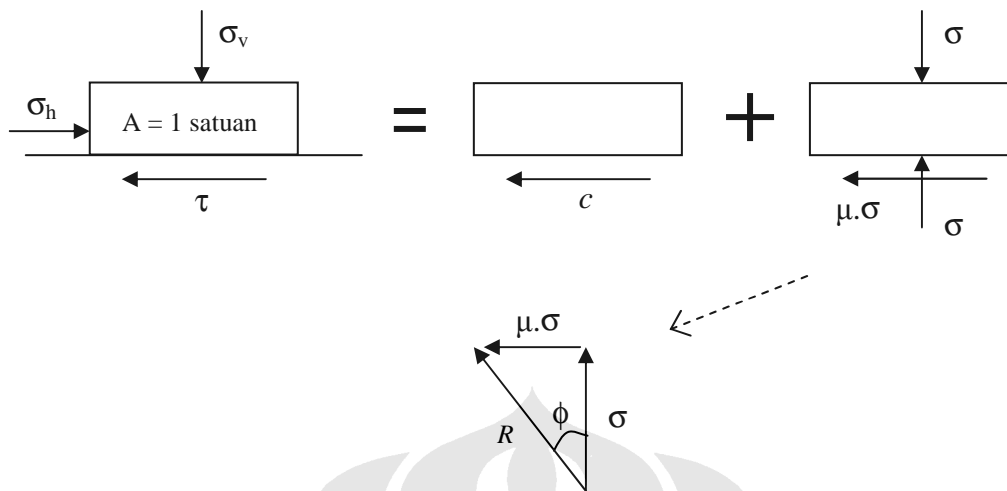
Tegangan total yang bekerja pada tanah jenuh sempurna akan menimbulkan reaksi dari tegangan efektif tanah (σ') dan tegangan air pori (u_w). Sehingga dapat dikatakan komponen tegangan total (σ) normal pada seluruh bidang dalam tanah dibagi menjadi dua bagian yaitu tekanan pori (u_w) dan komponen tegangan efektif (σ') dari struktur tanah, dan dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.1)$$

Air sebagai cairan yang kompresibel, sehingga jika ada tegangan dari luar maka air pori yang terdesak akan mengalir melalui sela-sela partikel padat tanah dan meningkatkan tegangan air pori. Apabila pada elemen tanah tersebut tidak ada drainase maka tegangan air pori akan terus meningkat, tetapi bila pada tanah tersebut ada drainasi maka akan terjadi konsolidasi sampai tercapainya kondisi tekanan pori yang stabil (*steady state-pore pressure*).

⁵ R.F. Craig, *Mekanika Tanah, terj.* (Jakarta:Erlangga,1991), hal. 72-73

2.2.2 Kohesi Tanah Dan Friksi



Gambar 2.7 Hubungan sudut geser dan kohesi dengan tekanan normal.

Ukuran daya tarik antara partikel-partikel tanah kohesif disebut kohesi yang disimbolkan dengan (c). Sedangkan ketahanan terhadap perpindahan relatif pada tanah yang tidak kohesif disebut friksi. Friksi yang diartikan disini adalah gaya gesek (F_f), sebesar :

$$F_f = \mu \cdot \sigma \quad (2.2)$$

Dimana μ = koefisien friksi

σ = gaya normal di antara partikel-partikel

Banyak jenis tanah (termasuk tanah yang tidak kohesif) yang menunjukkan kohesi maupun tahanan geser terhadap perpindahan partikel.

Koefisien geser dalam pekerjaan geoteknis diambil sebagai :

$$\mu = \tan \phi \quad (2.3)$$

Dimana ϕ disebut sebagai sudut tahanan geser dalam dari tanah. Pada tanah, salah satu nilai ϕ dan c mungkin lebih besar dari nol atau nol tetapi tidak mungkin lebih kecil dari nol.

2.2.3 Kekuatan Geser Tanah

Kekuatan geser suatu massa tanah merupakan bentuk perlawanan internal tanah per satuan luas terhadap keruntuhan atau pergeseran sepanjang bidang geser dalam tanah yang dimaksud.

2.2.3.1 Kriteria Keruntuhan Mohr-Coulomb

Mohr (1910) menyajikan sebuah teori tentang keruntuhan pada material yang dinyatakan bahwa keruntuhan terjadi pada suatu material akibat kombinasi kritis antara tegangan normal dan geser, dan bukan hanya akibat tegangan normal maksimum atau tegangan geser maksimum saja. Jadi, hubungan antara tegangan normal (σ) dan geser (τ_f) pada sebuah bidang keruntuhan dapat dinyatakan dalam bentuk berikut (gambar 2.8).⁶

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2.4)$$

Garis keruntuhan (*failure envelope*) yang dinyatakan oleh persamaan 2.4, di atas sebenarnya berbentuk garis lengkung seperti pada gambar 2.4. Untuk sebagian besar masalah mekanika tanah, garis tersebut cukup didekati dengan sebuah garis lurus yang menunjukkan hubungan linier antara tegangan normal (σ) dan geser (τ_f) yang dirumuskan oleh Coulomb (1776) sebagai persamaan :⁷

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (2.5)$$

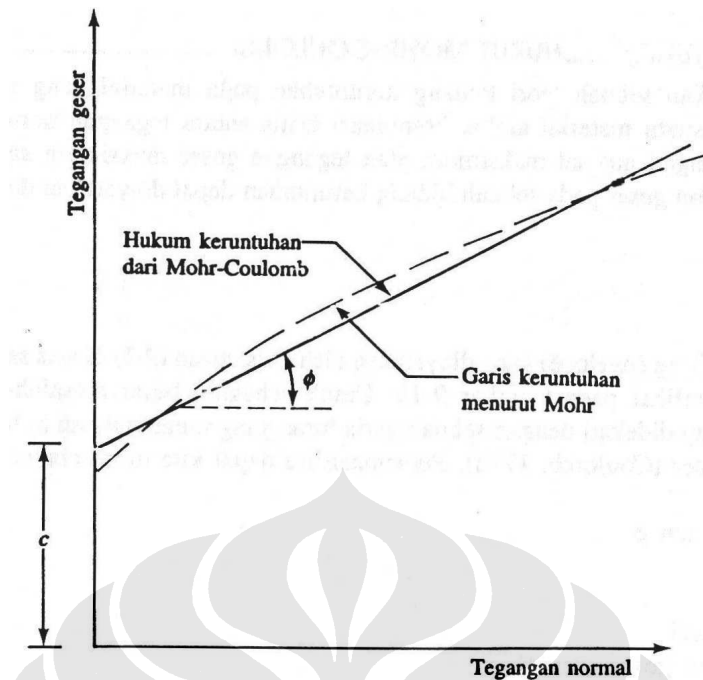
Dengan c = kohesi

ϕ = sudut tahanan geser-internal

Hubungan di atas disebut juga sebagai *kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb*.

⁶ Braja M. Das, *Mekanika Tanah Jilid 2, terj.* (Jakarta:Erlangga,1995), hal.1

⁷ Braja M. Das, *Mekanika Tanah Jilid 2, terj.* (Jakarta:Erlangga,1995), hal.1



Gambar 2.8 Garis keruntuhan menurut Mohr dan hukum keruntuhan Mohr-Coulomb.⁸

Berdasarkan konsep dasar Terzaghi, tegangan geser pada suatu tanah hanya dapat ditahan oleh tegangan partikel-partikel padatnya. Karena itu Terzaghi mengubah rumus kekuatan geser Coulomb dalam bentuk fungsi tegangan normal efektif sebagai berikut :⁹

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (2.6)$$

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.7)$$

dimana c' = kohesi tanah efektif

σ' = tegangan normal efektif

u_w = tekanan air pori

ϕ' = sudut tahanan geser-internal efektif

Dengan demikian keruntuhan akan terjadi pada titik yang mengalami keadaan kritis yang disebabkan oleh kombinasi antara tegangan geser dan tegangan normal efektif.

⁸ Braja M. Das, *Mekanika Tanah Jilid 2, terj.* (Jakarta:Erlangga,1995), hal.2

⁹ R.F. Craig, *Mekanika Tanah, terj.* (Jakarta:Erlangga,1991), hal. 91

Keruntuhan Mohr-Coulomb ini paling sering dipergunakan untuk menganalisa kekuatan geser tanah karena mudah dalam penggunaan dan sederhana. Tetapi metode mempunyai kekurangan yaitu tidak memperhitungkan karakteristik deformasi yang terjadi pada tanah, padahal selain kekuatan geser karakteristik deformasi juga merupakan faktor yang penting dalam stabilitas kekuatan tanah. Kekurangan lain dari metode ini yaitu tidak dapat mengetahui lintasan tegangan pada proses pembebanan, tetapi hanya dapat mengetahui tegangan pada kondisi runtuh saja.

2.2.3.2 Lintasan Tegangan

Garis yang menghubungkan titik-titik puncak yang menerangkan tegangan sesaat pada suatu elemen tanah disebut "lintasan tegangan" (*stress path*). Apabila dipakai tegangan total, maka akan didapat lintasan tegangan total, dan jika dipakai tegangan efektif, maka akan didapat lintasan tegangan efektif.

Pada kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb, kekuatan geser juga dapat dinyatakan dalam tegangan utama besar (σ'_1) dan kecil (σ'_3) pada keadaan runtuh di titik yang ditinjau. Garis yang dihasilkan oleh persamaan 2.6 pada keadaan runtuh merupakan garis singgung terhadap lingkaran Mohr yang menunjukkan keadaan tegangan dengan nilai positif untuk tegangan tekan, seperti diperlihatkan pada gambar 2.9. Koordinat titik singgungnya adalah τ_f dan σ'_f , dimana:¹⁰

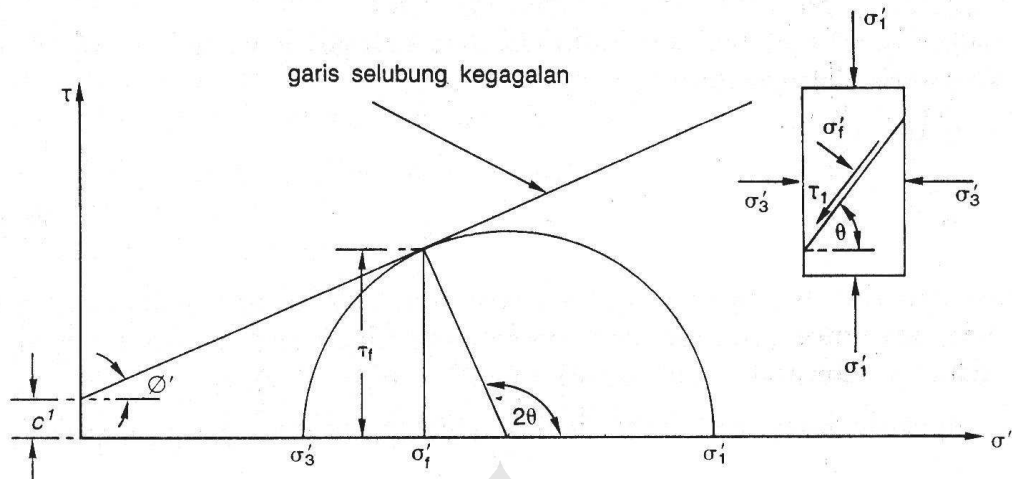
$$\tau_f = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin 2\theta \quad (2.8)$$

$$\sigma'_f = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos 2\theta \quad (2.9)$$

dan θ adalah sudut teoritis antara bidang utama besar dan bidang runtuh, sehingga:

$$\theta = 45^\circ + \frac{1}{2} \phi' \quad (2.10)$$

¹⁰ R.F. Craig, *Mekanika Tanah, terj.* (Jakarta:Erlangga,1991), hal. 91



Gambar 2.9 Kondisi tegangan pada keadaan runtuh.¹¹

Dari gambar 2.9, hubungan antara tegangan utama efektif saat keruntuhan dan parameter-parameter kuat gesernya juga dapat diperoleh. Besarnya nilai parameter kuat geser, dapat ditentukan dari persamaan-persamaan berikut :¹²

$$\sin \phi' = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{c' \cdot \cot \phi' + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)} \quad (2.11)$$

sehingga :

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3) = 2c' \cdot \cos \phi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' \quad (2.12a)$$

atau

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 (45^\circ + \frac{1}{2} \phi') + 2c' \tan (45^\circ + \frac{1}{2} \phi') \quad (2.12b)$$

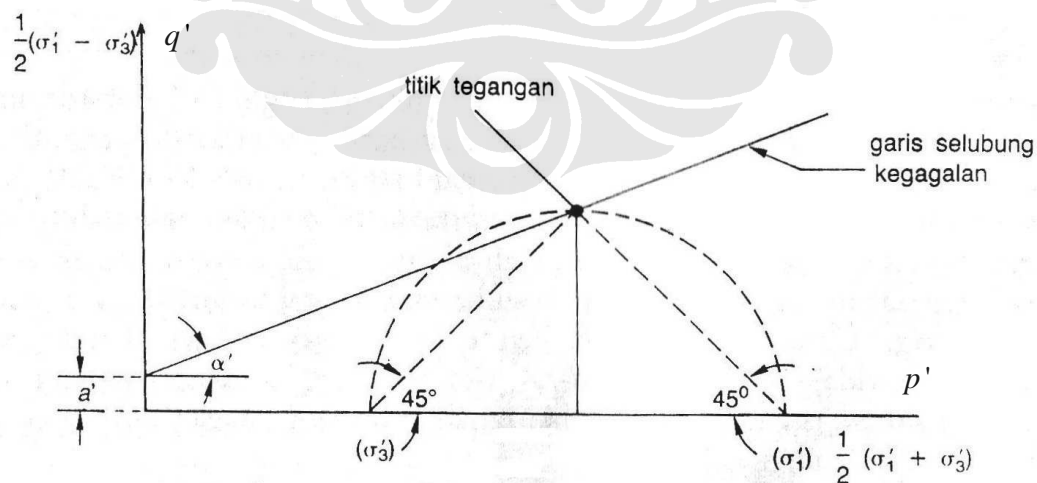
Persamaan di atas (2.12) digunakan untuk kriteria keruntuhan atau kegagalan menurut Mohr-Coulomb. Kriteria tersebut berasumsi bahwa bila sejumlah keadaan tegangan diketahui, di mana masing-masing menghasilkan keruntuhan geser pada tanah, sebuah garis singgung akan dapat digambarkan pada lingkaran Mohr, dan garis singgung tersebut dinamakan *selubung keruntuhan / kegagalan (failure envelope)* tanah atau lintasan tegangan pada kondisi runtuh. Keadaan tegangan tidak mungkin berada di atas selubung keruntuhannya. Kriteria ini tidak mempertimbangkan regangan pada saat atau sebelum terjadinya keruntuhan dan secara tidak langsung menyatakan bahwa tegangan utama menengah efektif (σ'_2)

¹¹ Hary C.H., *Mekanika Tanah 1*, (Jakarta:Gramedia,1992), hal. 171

¹² R.F. Craig, *Mekanika Tanah, terj.* (Jakarta:Erlangga,1991), hal. 92

tidak mempengaruhi kekuatan geser tanah. Selubung keruntuhan untuk tanah tertentu tidak selalu berbentuk garis lurus, tetapi secara perkiraan dapat dibuat menjadi garis lurus, yang diambil dari suatu rentang tegangan serta parameter-parameter kekuatan geser pada rentang tersebut. Secara umum dalam praktek, kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb ini paling sering digunakan karena kesederhanaannya, walaupun bukan merupakan satu-satunya kriteria keruntuhan tanah.

Pada awalnya pemakaian persamaan Mohr-Coulomb seperti diuraikan pada paragraf-paragraf sebelumnya untuk mendapatkan jalur tegangan pada saat runtuh sudah cukup memadai. Namun cara ini memiliki dua kelemahan utama, karena tidak dapat mengetahui nilai-nilai parameter geser c dan ϕ sebelum kita menggambarkan kurvanya, dan kita tidak dapat menggambarkan kurva tersebut sebelum melakukan sejumlah percobaan dan menggambarkan lingkaran-lingkaran Mohr-nya. Simons (1969) untuk pertama kalinya memperkenalkan suatu metode penggambaran lintasan tegangan yang lebih mudah dan praktis¹³. Metode ini memungkinkan penggambaran hasil-hasil segera sesudah percobaan dilakukan, yaitu dengan memakai koordinat tegangan p dan q untuk membuat garis jalur/lintasan tegangan. Absis dan ordinat koordinat tegangan tersebut yaitu $p = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ dan $q = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ lintasan tegangan total, dan $p' = p - u$ dan $q' = q$ untuk lintasan tegangan efektif.

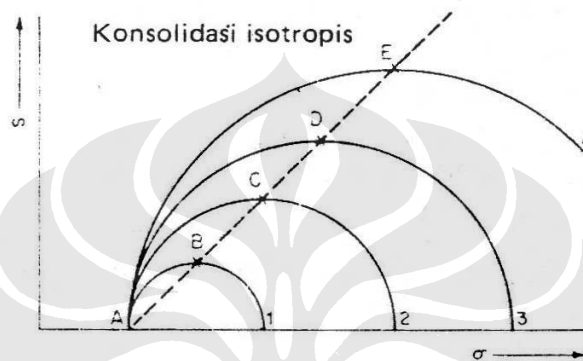


Gambar 2.10 Alternatif yang menggambarkan kondisi tegangan.¹⁴

¹³ Joseph E. Bowles, *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*, terj. (Jakarta: Erlangga, 1989), hal. 427

¹⁴ Hary C.H., *Mekanika Tanah 1*, (Jakarta: Gramedia, 1992), hal. 171

Dengan memplot p terhadap q , maka setiap kondisi tegangan dapat dinyatakan dengan suatu titik tegangan (*stress point*) seperti diperlihatkan pada gambar 2.10. Titik p - q berhubungan langsung dengan lingkaran Mohr, karena titik tersebut merupakan pusat (p) sepanjang sumbu tegangan normal dengan jari-jari (q) = tegangan geser maksimum. Sebuah lintasan tegangan dapat digambarkan berdasarkan uji tekan tunggal sebagai jalur ABCDE dalam gambar 2.11 dengan memakai nilai-nilai σ_1 dari setiap nilai awal sampai σ_1 (runtuh).



Gambar 2.11 Lingkaran Mohr untuk beberapa tahapan uji triaksial pada pengujian tunggal yang digambarkan untuk memperoleh lintasan tegangan ABCDE.¹⁵

Namun pada umumnya adalah membuat lintasan tegangan dari sejumlah percobaan dengan memakai nilai-nilai p - q (titik tegangan) "runtuh" dari setiap percobaan tersebut. Lintasan tegangan tersebut merupakan selubung keruntuhan yang dimodifikasi, yang dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut (untuk kondisi tegangan efektif) :¹⁶

$$\frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) = a' + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \tan \alpha' \quad (2.13)$$

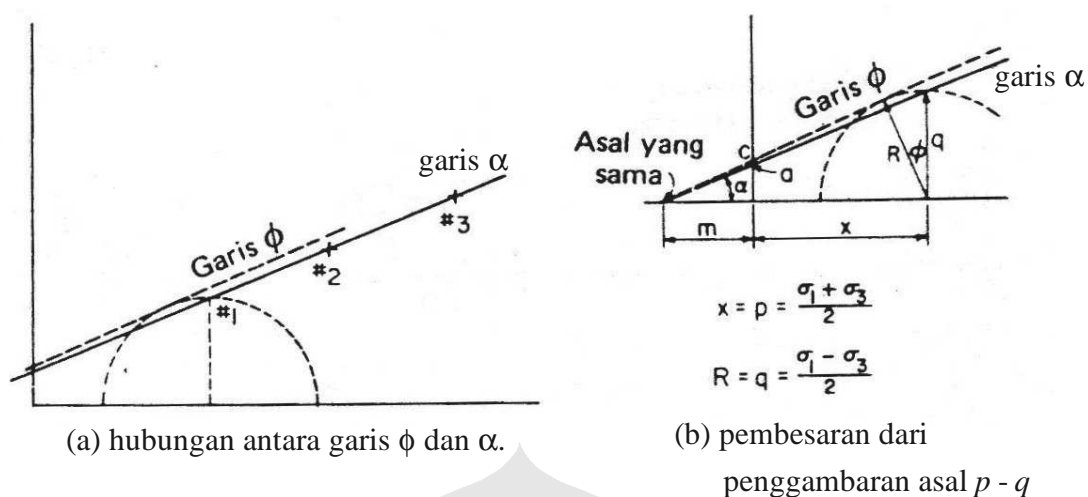
dimana a' dan α' adalah parameter-parameter kekuatan geser yang dimodifikasi. Berdasarkan gambar 2.12, kemudian parameter-parameter kekuatan geser c' dan ϕ' dapat ditentukan, yaitu dengan persamaan :

$$\phi' = \arcsin (\tan \alpha') = \arcsin (a/m) \quad (2.14)$$

$$c' = \frac{a'}{\cos \phi'} \quad (2.15)$$

¹⁵ Joseph E. Bowles, *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*, terj. (Jakarta:Erlangga,1989), hal. 423

¹⁶ Joseph E. Bowles, *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*, terj. (Jakarta:Erlangga,1989), hal. 428



Gambar 2.12 Hubungan antara selubung keruntuhan ϕ dengan selubung keruntuhan α (modifikasi).¹⁷

Penggambaran lintasan tegangan dengan metode ini lebih disukai untuk sebagian besar kasus karena kepraktisannya dan mengurangi keruwetan dalam penggambaran.

2.3 Penentuan Parameter Kuat Geser Tanah Dengan Pengujian Triaksial

Pada umumnya, pengujian triaksial dilakukan menggunakan benda uji tanah dengan diameter kira-kira 3,81 cm (1,5 inchi) dan tinggi 7,62 cm (3 inchi), atau perbandingan antara diameter dan tinggi benda uji sekitar 1 banding 2. Benda uji dimasukkan dalam selubung karet tipis dan diletakkan ke dalam tabung kaca atau plastik. Biasanya, ruang di dalam tabung diisi dengan air atau gliserin. Benda uji mendapat tegangan sel / tegangan keliling (σ_3), dengan jalan penerapan tekanan pada cairan di dalam tabung kaca atau plastiknya. Alat pengujian dihubungkan dengan pengatur drainasi ke dalam maupun ke luar dari benda uji. Untuk menghasilkan kegagalan geser pada benda ujinya, gaya aksial dikerjakan melalui bagian atas benda ujinya. Pemberian beban aksial ini dapat dilakukan dengan 2 cara:¹⁸

- Dengan memberikan beban mati yang berangsur-angsur ditambah (penambahan setiap saat sama) sampai benda uji runtuh (deformasi arah

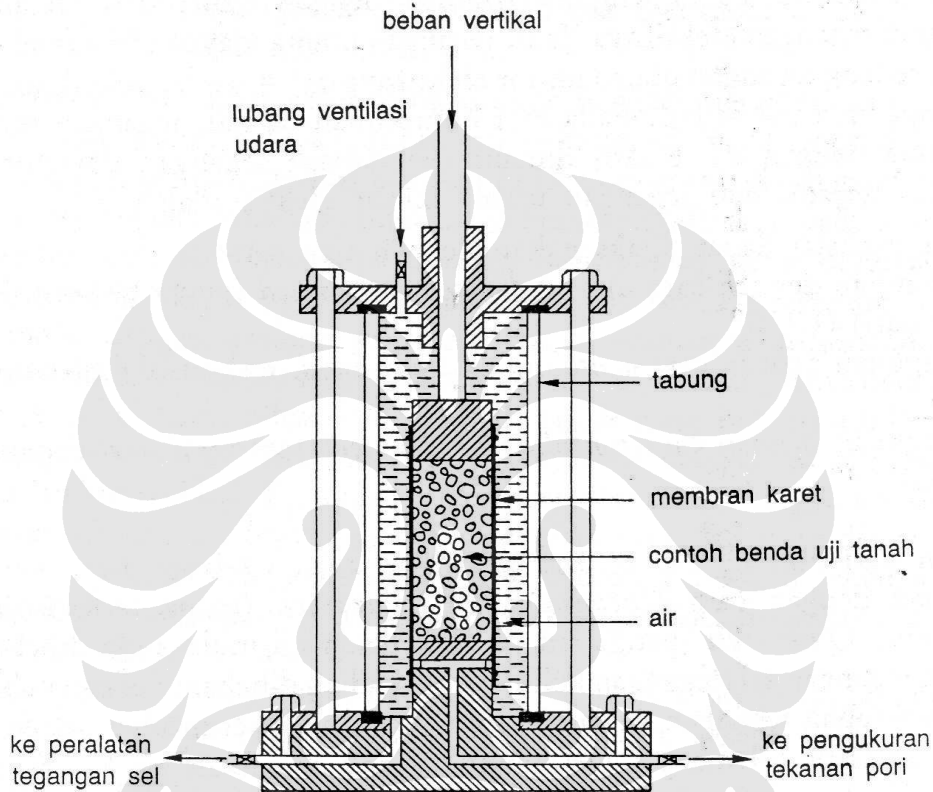
¹⁷ Joseph E. Bowles, *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*, terj. (Jakarta:Erlangga,1989), hal. 429

¹⁸ Braja M. Das, *Mekanika Tanah Jilid 2*, terj. (Jakarta:Erlangga,1995), hal.11

aksial akibat pembebanan ini diukur dengan menggunakan arloji ukur / *dial gauge*).

- b) Dengan memberikan deformasi arah aksial (vertikal) dengan kecepatan deformasi yang tetap dengan bantuan gigi-gigi mesin atau pembebanan hidrolis. Cara ini disebut juga sebagai uji regangan-terkendali.

Diagram skematik dari peralatan pengujian triaksial dapat dilihat pada gambar 2.13.



Gambar 2.13 Alat pengujian triaksial.¹⁹

Tegangan σ_1 disebut tegangan utama mayor (*major principal stress*), tegangan σ_3 disebut tegangan utama minor (*minor principal stress*). Tegangan utama tengah (*intermediate principal stress*) $\sigma_2 = \sigma_3$, merupakan tegangan keliling atau tegangan sel (*confining stress*). Karena tinjauannya hanya dua dimensi, tegangan σ_2 sering tidak diperhitungkan. Tegangan yang terjadi dari selisih σ_1 dan σ_3 atau $(\sigma_1 - \sigma_3)$ disebut tegangan deviator (*deviator stress*) atau beda tegangan (*stress difference*). Regangan aksial diukur selama penerapan tegangan deviatornya. Penambahan regangan ini akan mengakibatkan bertambahnya luas penampang

¹⁹ Hary C.H., *Mekanika Tanah 1*, (Jakarta:Gramedia,1992), hal. 175

melintang benda ujinya. Untuk itu, koreksi penampang benda uji dalam menghitung tegangan deviator harus dilakukan. Jika penampang benda uji awal A_0 , maka penampang benda uji (A) pada regangan tertentu selama pengujian dapat dihitung dengan persamaan berikut :²⁰

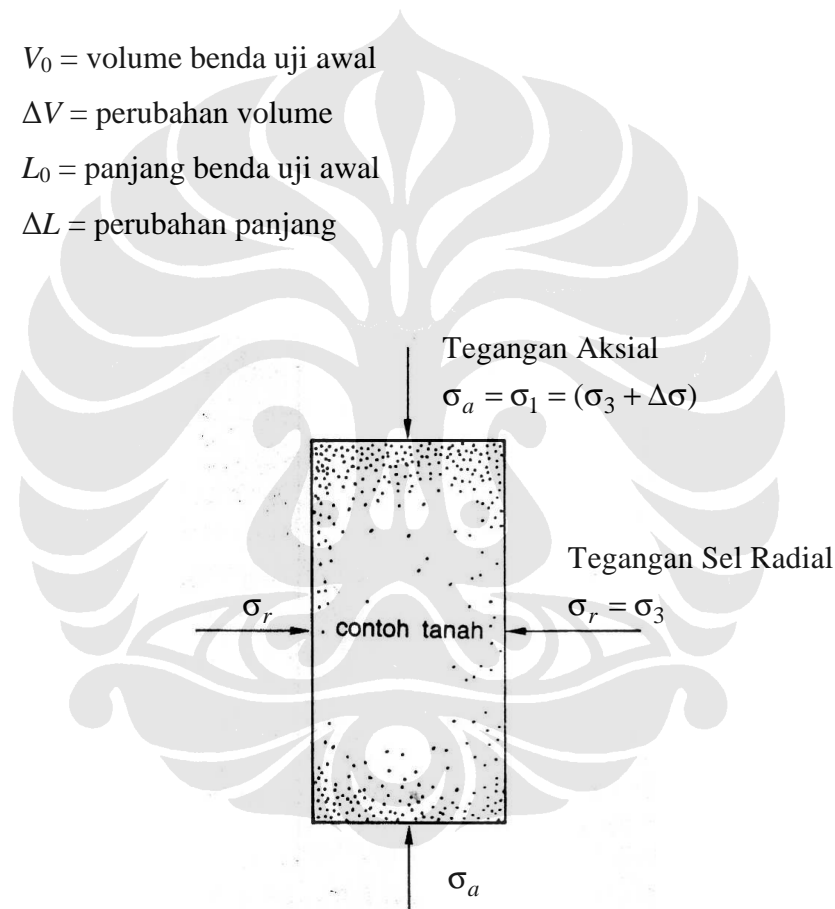
$$A = A_0 \cdot \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_0}}{1 - \frac{\Delta L}{L_0}} \quad (2.16)$$

dimana : V_0 = volume benda uji awal

ΔV = perubahan volume

L_0 = panjang benda uji awal

ΔL = perubahan panjang



Gambar 2.14 Skema pembebanan pada uji triaksial.²¹

Untuk menentukan besarnya kuat geser tanah, dapat digunakan tanah dengan kondisi kering maupun jenuh. Jika katup drainasi dibiarkan terbuka selama penerapan tegangan sel maupun tegangan deviatornya, volume air yang mengalir ke luar dari benda uji yang jenuh selama pengujian, akan memberikan nilai perubahan

²⁰ Hary C.H., *Mekanika Tanah 1*, (Jakarta:Gramedia,1992), hal. 175

²¹ Hary C.H., *Mekanika Tanah 1*, (Jakarta:Gramedia,1992), hal. 177

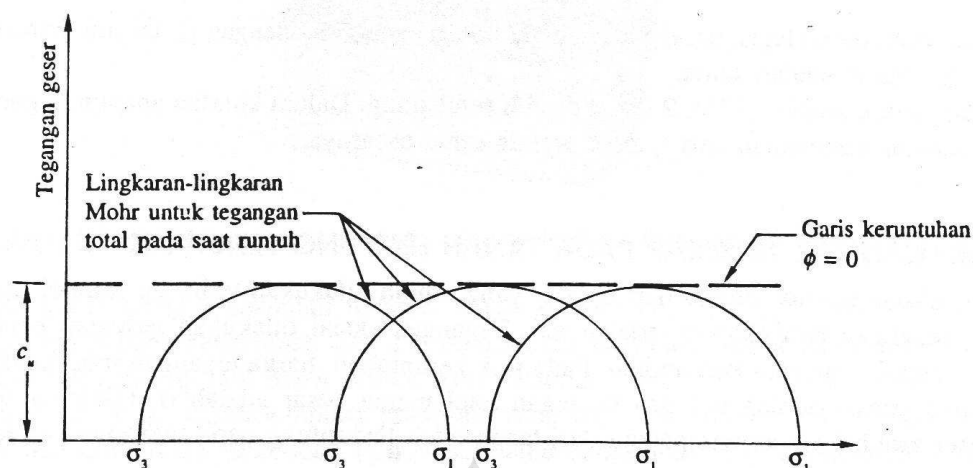
volume benda ujinya. Pada pengujian katup drainasi terbuka atau pengujian *drained* (dengan drainasi), tegangan total akan sama dengan tegangan efektifnya. Sehingga tegangan utama mayor efektifnya $\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$, sedangkan tegangan utama minor efektifnya $\sigma'_3 = \sigma_3$ dan selanjutnya tegangan utama tengahnya $\sigma'_2 = \sigma'_3$. Pada saat keruntuhan terjadi, tegangan utama mayor efektif sama dengan $\sigma_3 + \Delta\sigma_f$ dimana $\Delta\sigma_f$ adalah tegangan deviator pada saat keruntuhan terjadi, dan tegangan utama minor efektif adalah σ'_3 .

Pengujian triaksial dapat dilaksanakan dengan tiga cara, yaitu :²²

A. Pengujian dengan keadaan tanpa terkonsolidasi - tanpa drainase (*Unconsolidated Undrained Test / UU Test*).

Pengujian triaksial dengan cara ini dapat juga disebut pengujian cepat (*Quick test*) karena waktu yang diperlukan untuk melaksanakan pengujiannya relatif lebih cepat dibandingkan pengujian triaksial *CU* dan *CD*. Pada pengujian ini (*UU test*) benda uji mula-mula dibebani dengan penerapan tegangan sel (tegangan keliling), kemudian dibebani dengan beban normal, melalui penerapan tegangan deviator sampai mencapai keruntuhan. Pada saat pemberian tegangan sel dan saat penerapan tegangan deviator selama penggeserannya, tidak diizinkan air keluar dari benda ujinya. Atau dengan kata lain selama pengujian, katup drainasi ditutup. Karena pada pengujiannya air tak diizinkan mengalir ke luar, beban normal tidak ditransfer ke butiran tanahnya. Keadaan tanpa drainasi ini menyebabkan adanya tekanan kelebihan tekanan pori (*excess pore pressure*) dengan tidak ada tahanan geser hasil perlawanan dari butiran tanahnya. Contoh kondisi *Unconsolidated Undrained* di lapangan adalah pembuatan pondasi dangkal yang sebelumnya dilakukan penggalian. Pada penggalian 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.

²² Hary C.H., *Mekanika Tanah 1*, (Jakarta:Gramedia,1992), hal. 176



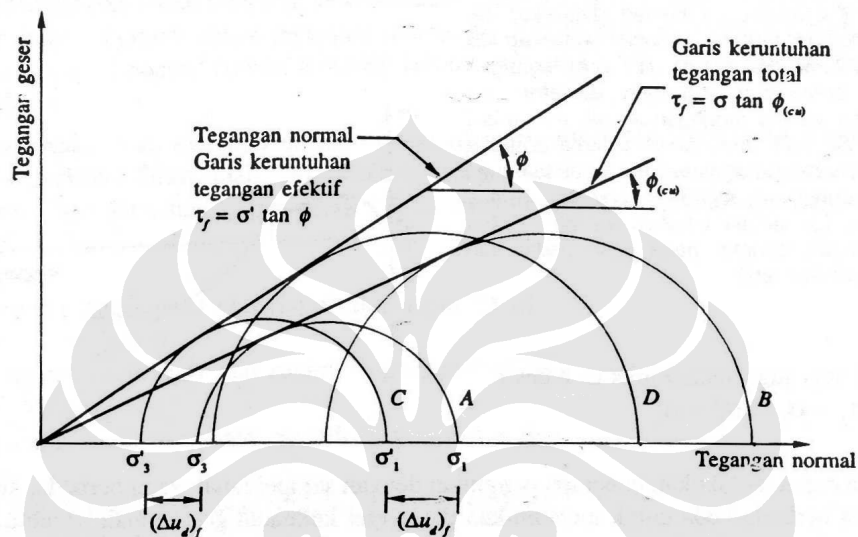
Gambar 2.15 Lingkaran-lingkaran Mohr untuk tegangan total dan garis keruntuhan yang didapat dari uji triaksial *UU*.²³

B. Pengujian dengan keadaan terkonsolidasi - tanpa drainase (*Consolidated Undrained Test / CU Test*).

Pengujian triaksial dengan cara ini dapat juga disebut pengujian terkonsolidasi cepat (*consolidated quick test*). Pada pengujian ini (*CU test*) benda uji mula-mula dibebani dengan tegangan sel tertentu dengan mengizinkan air mengalir ke luar sampai proses konsolidasi selesai. Tegangan deviator kemudian diterapkan dengan drainasi dalam keadaan tertutup sampai benda uji mengalami keruntuhan. Kecepatan pemberian beban ini lebih lambat dibandingkan pada pengujian triaksial *UU*, dan lebih cepat dibandingkan pengujian triaksial *CD*. Karena katup drainasi tertutup, volume tidak akan berubah selama penggeserannya. Pada pengujian dengan cara ini, akan terjadi kelebihan tekanan air pori dalam benda ujinya. Pengukuran tekanan air pori dapat dilakukan selama pengujian berlangsung. Contoh kondisi *Consolidated Undrained* di lapangan adalah proses pembangunan yang dilakukan dengan cepat, sehingga terjadi kenaikan tegangan pori hingga tanah runtuh. Contoh 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

²³ Braja M. Das, *Mekanika Tanah Jilid 2, terj.* (Jakarta:Erlangga,1995), hal.23

bendungan, butiran dari 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 pada saat air pori tidak terdrainase.

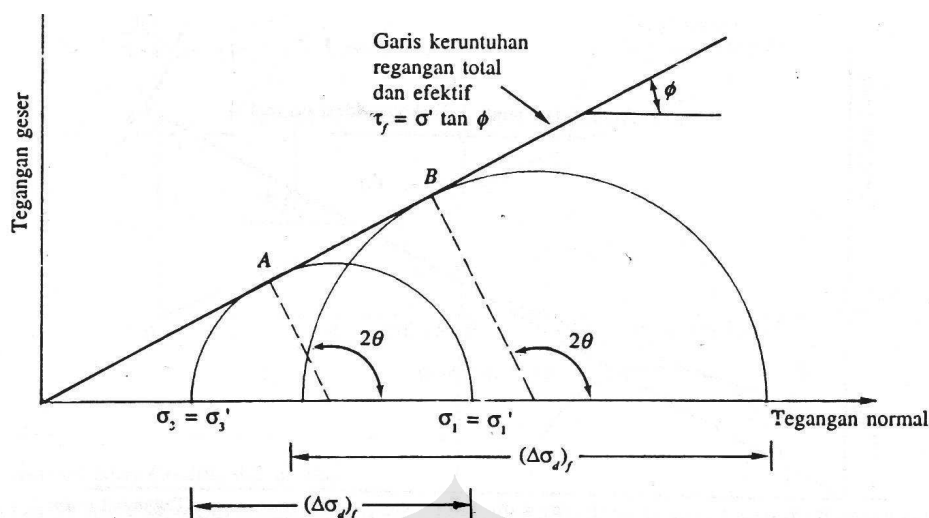


Gambar 2.16 Lingkaran-lingkaran Mohr dan garis keruntuhan untuk tegangan total dan efektif yang didapat dari uji triaksial *CU*.²⁴

C. Pengujian dengan keadaan terkonsolidasi – dengan drainase (*Consolidated Drained Test / CD Test*).

Pada pengujian ini (*CD test*) mula-mula tegangan sel tertentu diterapkan pada benda uji dengan katup drainasi terbuka sampai konsolidasi selesai. Kemudian, dengan katup drainasi tetap terbuka, tegangan deviator diterapkan dengan kecepatan yang rendah (lebih lambat dibandingkan *CU* dan *UU*) sampai benda uji runtuh. Kecepatan pembebanan yang rendah dimaksudkan agar dapat menjamin tekanan air pori nol selama proses penggeserannya. Pada kondisi ini seluruh tegangan selama proses pengujian ditahan oleh gesekan antar butirannya. Contoh kondisi *Consolidated Drained* adalah peristiwa penimbunan selapis demi selapis secara lambat.

²⁴ Braja M. Das, *Mekanika Tanah Jilid 2, terj.* (Jakarta: Erlangga, 1995), hal.20



Gambar 2.17 Lingkaran-lingkaran Mohr dan garis keruntuhan untuk tegangan efektif yang didapat dari uji triaksial *CD* pada pasir dan lempung terkonsolidasi normal.²⁵

Pada pengujian kuat geser tanah, bila terdapat air di dalam tanahnya, pengaruh-pengaruh seperti: jenis pengujian, permeabilitas, kadar air, akan sangat menentukan nilai-nilai kohesi (c) dan sudut gesek dalamnya (ϕ). Parameter-parameter kuat geser yang diukur dengan menggunakan ketiga cara pengujian di atas (*UU*, *CU*, dan *CD*), hanya relevan untuk kasus-kasus di mana kondisi drainasi di lapangannya sesuai dengan kondisi drainasi di laboratorium. Kuat geser tanah pada kondisi drainasi terbuka (*drained*) tidak sama besarnya bila diuji pada kondisi tanpa drainasi (*undrained*). Kondisi tanpa drainasi (*undrained*) dapat digunakan untuk kondisi pembebanan cepat pada tanah permeabilitas rendah, sebelum konsolidasi terjadi. Kondisi dengan drainasi (*drained*) dapat digunakan untuk tanah dengan permeabilitas rendah hanya sesudah konsolidasi di bawah tambahan tegangan totalnya telah betul-betul selesai. Kuat geser tanah yang berpermeabilitas rendah berangsur-angsur berubah dari kuat geser *undrained* menjadi kuat geser *drained* selama kejadian konsolidasi. Pada tanah yang berpermeabilitas tinggi, kondisi dengan drainasi (*drained*) hanya relevan bila tiap tambahan tegangan yang diterapkan pada waktu singkat, diikuti oleh menghamburnya seluruh kelebihan tekanan air pori. Sehingga, tambahan tegangan secara cepat tidak mengakibatkan timbulnya kelebihan tekanan air pori dalam tanahnya.

²⁵ Braja M. Das, *Mekanika Tanah Jilid 2, terj.* (Jakarta: Erlangga, 1995), hal.13

Pada pengujian triaksial konvensional prosedur normal, baik tipe *UU*, *CU*, maupun *CD*, pengujian yang sama pada sampel tanah dapat dilakukan beberapa kali (umumnya 3 buah benda uji) dengan menerapkan nilai tegangan sel σ_3 yang berbeda-beda. Bila nilai tegangan-tegangan utama mayor / besar dan minor / kecil pada setiap uji tersebut dapat diketahui, maka kita dapat menggambar lingkaran-lingkaran Mohr-nya sekaligus didapat pula garis selubung keruntuhannya (*failure envelope*). Koordinat titik singgung garis keruntuhan dengan lingkaran Mohr menunjukkan besarnya tegangan-tegangan (normal dan geser) pada bidang keruntuhan dari tiap-tiap sampel tanah yang diuji.

2.4 Pengujian Triaksial *Multistage* (*Multistage Triaxial Test*)

2.4.1 Deskripsi Umum

Pengujian triaksial *multistage* (*Multistage triaxial test*) adalah salah satu cara pengujian lebih lanjut dari pengujian triaksial konvensional prosedur normal / standar. Pengujian triaksial *multistage* ini dapat dilakukan dengan kondisi atau cara yang sama dengan pengujian triaksial konvensional, yaitu *UU test*, *CU test*, dan *CD test*. Pada pengujian triaksial *multistage*, benda uji yang digunakan hanya satu buah. Sedangkan pada prosedur normalnya umumnya digunakan 3 buah benda uji. Ukuran benda uji yang digunakan pada pengujian triaksial *multistage* ini umumnya berukuran besar, lebih besar jika dibandingkan dengan penggunaan benda uji standar yang umumnya digunakan pada uji triaksial konvensional. Walaupun demikian tidak menutup kemungkinan untuk mengaplikasikan pengujian triaksial metode *multistage* ini pada benda uji standar yang berukuran kecil.

Pengujian-pengujian triaksial *multistage* dengan tegangan efektif yang pernah dilaporkan antara lain oleh Lumb (1964), Kenney dan Watson (1961), Watson dan Kirwan (1962) dan Ruddock (1964). Pada pengujian-pengujian ini memperlihatkan bahwa parameter-parameter kuat geser tanah pada tegangan efektif baik kondisi terdrainasi (c_d, ϕ_d) maupun tidak terdrainasi (c', ϕ') yang didapat dengan pengujian triaksial *multistage* hampir tidak ada bedanya dari yang didapat melalui pengujian triaksial konvensional prosedur normal menggunakan 3 buah benda uji. Akan tetapi faktor-faktor lainnya seperti kompresibilitas, *dilatancy*,

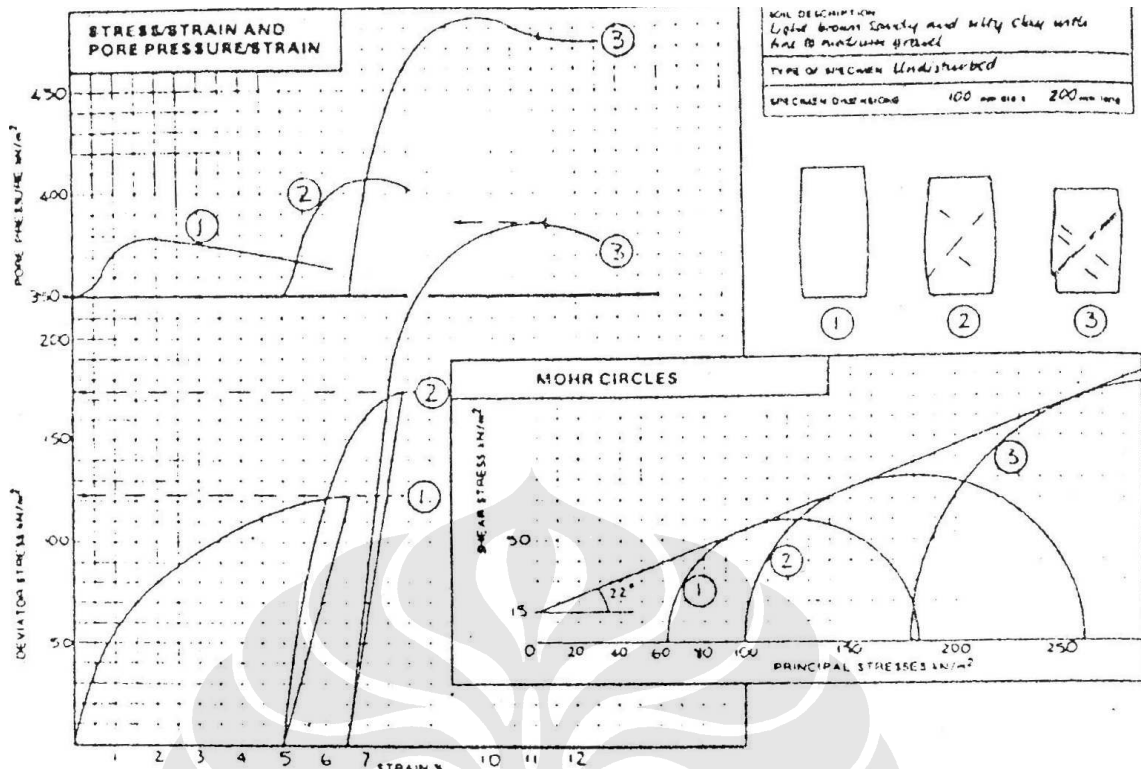
perubahan tekanan pori, dan perubahan rasio rongga (*voids ratio*), tidak dapat dibandingkan dengan sama baiknya dengan pengujian konvensionalnya.²⁶

Keuntungan utama dari pengujian triaksial *multistage* adalah pada penghematan waktu (tahap persiapan dan pengujian) dan bahan yang akan diuji, dimana ketika hanya ada tersedia satu buah benda uji / sampel tanah yang berukuran besar dan saat ukuran benda uji yang kecil tidak dapat dipakai untuk pengujian (hasilnya tidak cukup representatif). Pengujian triaksial *multistage* ini umumnya terbatas hanya pada tanah-tanah yang memiliki tingkat sensitifitas yang rendah dan struktur yang stabil, dan hanya memerlukan regangan dan perubahan volume yang relatif kecil untuk mempengaruhi keruntuhan²⁷. Prosedur pengujian triaksial *multistage* ini dapat dilakukan dengan menggunakan prosedur standarnya pengujian triaksial baik *UU*, *CU*, dan *CD*, karena secara umum tahapan yang dilakukan relatif sama. Biasanya digunakan sampel tanah yang dijenuhkan terlebih dahulu atau tanah yang sudah jenuh sejak awalnya, baik kondisi asli (*undisturb*) maupun kondisi terganggu (*disturb*). Dalam pengujian, normalnya diterapkan 3 tahapan (*stage*), dimana pada tahap yang ketiga pemberian tegangan deviator dilakukan hingga melampaui titik puncaknya. Cara penggambaran lingkaran-lingkaran Mohr dan selubung keruntuhan mirip dengan pada pengujian triaksial prosedur normal. Pada gambar 2.18 ditampilkan contoh penyajian data hasil pengujian triaksial *multistage*.

Faktor penting dalam pengujian triaksial *multistage* adalah pemilihan kriteria yang cocok / tepat untuk "keruntuhan" (*failure*) pada tiap-tiap tahap (*stage*) antara (kecuali tahap akhir). Setiap sampel pengujian sebaiknya dinilai berdasarkan jenis tanah dan aplikasi penggunaannya, terutama mengenai batasan-batasan dari regangannya. Deformasi yang berlebih sebaiknya dihindari selama pengujian pada 2 tahap pertama dari 3 tahapan yang akan dilakukan, dimana pengujian tidak dilanjutkan (dalam hal ini pemberian tegangan deviator) sesaat sebelum mencapai puncak tegangan deviatornya.

²⁶ K.H. Head, *Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 3*, (New York:Wiley,1986), hal.971

²⁷ K.H. Head, *Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 3*, (New York:Wiley,1986), hal.972



Gambar 2.18 Data dalam bentuk grafik dari pengujian triaksial *multistage*.²⁸

2.4.2 Kriteria Keruntuhan²⁹

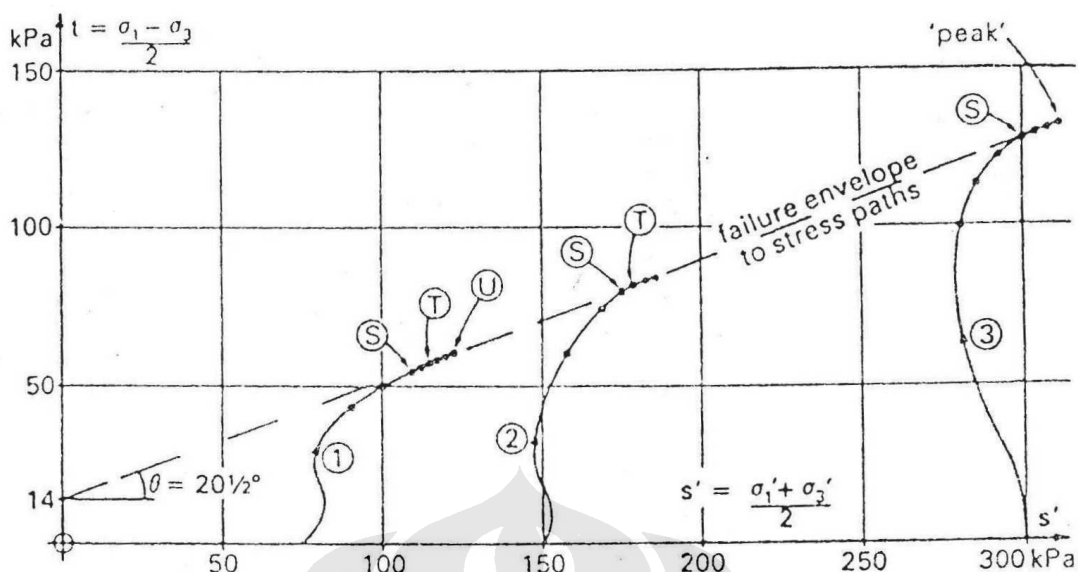
Dalam pengujian triaksial tekan, pada umumnya, regangan maksimum yang diterapkan sebaiknya tidak melebihi sekitar 25%. Ketersediaan dari panjang piston cell adalah salah satu faktor yang membatasinya. Namun beberapa penyimpangan dari sampel itu sendiri ketika berada pada regangan yang cukup besar (lebih dari 20%) dapat menghasilkan nilai yang meragukan dari perhitungan tegangan aksial. Pada pengujian triaksial *multistage* 3 tahap, regangan aksial pada setiap tahap sebaiknya tidak lebih dari sekitar 8%, tetapi regangan ini diperbolehkan untuk diperpanjang ke regangan yang lebih besar pada tahap pertama karena kekakuan tanah sebagai akibat dari konsolidasi lebih lanjut yang kadang menghasilkan keruntuhan tahap-tahap selanjutnya pada regangan yang lebih kecil.

Kriteria keruntuhan untuk tiap sampel sebaiknya diperkirakan berdasarkan jenis tanah dan kondisi lapangannya (*in-situ*). Beberapa kriteria yang mungkin dapat diterapkan adalah :

²⁸ K.H. Head, *Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 3*, (New York:Wiley,1986), hal.974

²⁹ K.H. Head, *Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 3*, (New York:Wiley,1986), hal.974-975

1. Mulai terlihatnya keruntuhan, seperti berkembangnya pembentukan permukaan gelincir pada sampel.
2. Bentuk kurva antara tegangan deviator vs regangan yang mulai merata / datar atau telah mencapai puncaknya.
3. Telah mencapai nilai regangan yang telah ditentukan sebelumnya, seperti untuk 3 tahap berturut-turut 10%, 15%, 20%. Untuk tanah tipe plastis, lebih sesuai digunakan nilai regangan 16%, 18%, dan 20%.
4. Pada pengujian tipe *CU*, kondisi pada rasio tegangan utama maksimum (σ'_1/σ'_3) dapat memberikan indikator yang berguna. Pada tanah yang terkonsolidasi berlebih (*overconsolidated*) nilai rasio maksimum ini terjadi sebelum mencapai tegangan deviator maksimum. Nilai rasio ini sebaiknya digambarkan / diplot terhadap regangan selama proses pengujian.
5. Pada pengujian tipe *CU*, perubahan tekanan air pori dapat juga digunakan sebagai petunjuk. Nilai maksimum tekanan pori berlebih (pada tanah yang *non-dilating*) terjadi saat mencapai sekitar puncak rasio tegangan utama.
6. Pada pengujian tipe *CD*, perilaku perubahan volume juga dapat menjadi petunjuk yang sama, dan kondisi "*critical state*", dimana nilai volume menjadi tetap konstan, juga relevan.
7. Sebagai tambahan untuk penggambaran yang mengacu pada poin 4, 5, dan 6 di atas, penggambaran dengan metode lintasan tegangan (*stress path*) akan sangat berguna terutama pada pengujian kondisi tanpa drainasi (*undrained*) dengan tegangan efektif. Hal ini dapat dilihat pada gambar 2.19. Pada tahap pertama rasio tegangan maksimum dicapai pada titik S, dan rangkaian pembacaan dari titik S sampai U terletak sepanjang garis selubung keruntuhan. Normalnya pada tahap ini (dan juga pada tahap 2) pemberian tegangan deviator akan dihentikan pada titik T, dan garis keruntuhan akan ditetapkan dengan menggunakan tekanan sel yang lebih tinggi tanpa harus terlebih dahulu sampel mengalami deformasi yang besar untuk mencapai tegangan deviator maksimum.



Gambar 2.19 Penggambaran lintasan tegangan pada pengujian tekan *multistage* triaksial *CU*.

2.4.3 Tinjauan Penelitian

Berikut ini ditampilkan dua buah penelitian mengenai penerapan pengujian triaksial *multistage* yang telah dilakukan. Penelitian pertama dilakukan oleh Maurizio Soranzo, peneliti senior dari Universitas Padova Italia. Penelitian kedua dilakukan oleh Hamed S. Saeedy, peneliti departemen teknik sipil Kuwait Institute for Scientific Research dan Mohammed A. Mollah, senior geotechnical engineer kementerian pekerjaan umum Kuwait. Kedua penelitian tersebut dipublikasikan dalam sebuah buku berjudul "*Advance Triaxial Testing of Soil and Rock*" yang dipresentasikan pada simposium *advance triaxial testing of soil and rock* di Louisville, Kentucky, 19-20 Juni 1986, yang disponsori oleh *ASTM committee D-18 on soil an rock*.

2.4.3.1 Penelitian Maurizio Soranzo

Pada penelitiannya yang ditulis dalam paper berjudul "*Result and Interpretation of Multistage Triaxial Compression Tests*", ia membandingkan secara langsung hasil pengujian triaksial tekan *single stage* dan *multistage*, yang dilakukan pada sampel yang homogen. Tanah yang digunakan berjenis lempung (*clay*). Pengujian triaksial yang dilakukan adalah tipe *UU* dan *CIU* (*isotropically consolidated undrained*). Hasil perbandingan secara langsung pengujian triaksial *single stage* dan *multistage* mengindikasikan bahwa pengujian triaksial *multistage* dapat digunakan pada sampel tanah yang mencapai keruntuhan dengan regangan

vertikal lebih besar dari 8% - 10%. Untuk mendemostrasikan kemiripan antara kedua prosedur tersebut, ia menginterpretasikan hasil pengujiannya dalam grafik-grafik. Keseluruhan grafik-grafik tersebut dan paper ini dapat dilihat pada lampiran.

2.4.3.2 Penelitian Hamed S. Saeedy dan Mohammed A. Mollah

Penelitiannya ini ditulis dalam paper berjudul "*Application of Multistage Triaxial Test to Kuwaiti Soil*". Dalam paper tersebut disebutkan bahwa ia menggunakan 48 sampel tanah yang diambil dari 12 lokasi yang berbeda di kota Kuwait dan wilayah Jahra. Keseluruhan sampel tersebut digunakan dalam 4 rangkaian pengujian triaksial konvensional dan *multistage*, kondisi *undrained* dan *drained*, dengan sampel *undisturbed* dan *remoulded*. Tanah yang digunakan sebagai benda uji didominasi oleh pasir dengan kandungan butiran halus yang beragam yang meliputi lempung dan lanau. Dari hasil pengujian-pengujian tersebut dapat dilihat bahwa parameter kuat geser (kohesi dan sudut geser) yang didapat dari kedua pengujian (*multistage* dan konvensional) relatif sama dan karenanya prinsip pengujian triaksial *multistage* ini dapat digunakan untuk menentukan parameter kuat geser pada tanah-tanah di Kuwait. Berikut ditampilkan tabel hasil pengujian kedua metode triaksial (*multistage* dan konvensional) yang dikutip dari paper dimaksud pada halaman 374. Keseluruhan grafik dan tabel serta paper ini dapat dilihat pada lampiran.

Tabel 2.1 Tabel perbandingan parameter kekuatan geser tanah hasil Penelitian Hamed S. Saeedy dan Mohammed A. Mollah.

TABLE 3—Comparison of strength parameters at failure condition.

Test Set	Test Series	Sample Identification	Strength Parameters			
			Cohesion, kPa		Angle of Friction, deg	
			Conventional Test	Multistage Test	Conventional Test	Multistage Test
1	CID-I*	D1	69	59	30.8	31.2
2		D2	12	0	31.6	32.2
3		D3	0	12	33.7	33.4
4		D4	35	23	30.6	30.0
5	CID-II	D5	13	13	36.9	36.0
6		D6	69	58	30.0	30.0
7		D7	36	47	32.7	32.2
8	CIU-I*	U1	23	35	31.5	31.2
9		U2	0	13	33.7	34.0
10		U3	34	57	28.6	28.3
11	CIU-II	U4	24	24	33.0	33.0
12		U5	24	24	32.9	32.9

* CID = isotropically consolidated drained.

* CIU = isotropically consolidated undrained.