

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Tanah**

##### **3.1.1 Pengertian Umum**

Tanah dari pandangan ilmu Teknik Sipil merupakan himpunan mineral, bahan organik dan endapan-endapan yang relative lepas (*loose*) yang terletak di atas batu dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap-ngendap diantara partikel-partikel. Ruang diantara partikel-partikel dapat berisi air, udara, ataupun yang lainnya (Hardiyatmo, 2002).

Dalam pengertian teknik secara umum, “tanah” didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut. Tanah berguna sebagai bahan bangunan pada berbagai macam pekerjaan teknik sipil, disamping itu tanah berfungsi sebagai pendukung pondasi dari bangunan (Das, 1988).

##### **3.1.2 Klasifikasi Tanah**

Sistem klasifikasi tanah adalah suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi mempunyai sifat yang serupa kedalam kelompok dan subkelompok berdasarkan pemakaiannya. Sebagian besar sistem klasifikasi tanah yang telah dikembangkan untuk tujuan rekayasa didasarkan pada sifat-sifat indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran dan plastisitas.

Ada beberapa macam sistem klasifikasi tanah yang umumnya digunakan sebagai hasil pengembangan dari sistem klasifikasi yang sudah ada. Sistem-sistem tersebut adalah sistem klasifikasi berdasarkan AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Official*) dan sistem klasifikasi tanah berdasarkan USCS (*Unified Soil Clasification System*).

### 1. Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO

Sistem klasifikasi AASHTO awalnya membagi tanah kedalam 8 kelompok, A-1 sampai A-8 termasuk subkelompok. Sistem yang direvisi (*Proc. 25 th Annual Meeting of Highway Research Board, 1945*) mempertahankan delapan kelompok dasar tanah tadi tapi menambahkan dua subkelompok dalam A-1, empat kelompok dalam A-2, dan dua subkelompok dalam A-7. Kelompok A-8 tidak diperlihatkan tetapi merupakan gambut atau rawang yang ditentukan berdasarkan klasifikasi visual. Tanah-tanah dalam tiap kelompoknya dievaluasi terhadap indeks kelompok, yang dihitung dengan rumus-rumus empiris. Pengujian yang dilakukan hanya analisis saringan dan batas-batas Atterberg (Bowles, 1984). Sistem klasifikasi tanah berdasarkan AASHTO dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

**Tabel 3.1 Sistem Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO**

<b>Klasifikasi Umum</b>	<b>Material Berbutir Kasar (35% atau kurang lolos saringan No. 200)</b>						
Klasifikasi Group	A-1		A-3	A-2			
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Analisa ayakan (% lolos) :							
No. 10	Max 50	-	-	-	-	-	-
No. 40	Max 30	Max 50	Min 51	-	-	-	-
No. 200	Max 15	Max 25	Max 10	Max 35	Max 35	Max 35	Max 35
Karakteristik fraksi lolos saringan No.40 :							
Batas Cair (LL)	-			Max 40	Min 41	Max 40	Min 41
Indeks Plastisitas (PI)	Max 6		N.P.	Max 10	Max 10	Min 11	Min 11
Jenis Material Pokok	Batu pecah, kerikil dan pasir		Pasir halus	Kerikil dan Pasir Kelanauan atau Kelempungan			
Tingkat kegunaan sebagai subgrade	Sangat baik hingga baik						

Sumber: Das (1994)

**Lanjutan Tabel 3.1 Sistem Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO**

<b>Klasifikasi Umum</b>	<b>Material Lanau-Lempung (lebih dari 35% lolos saringan No. 200)</b>			
Klasifikasi Group	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
Analisa ayakan (% lolos) :				
No. 10	-	-	-	-
No. 40	-	-	-	-
No. 200	Min 36	Min 36	Min 36	Min 36
Karakteristik fraksi lolos saringan No.40 :				
Batas Cair (LL)	Max 40	Min 41	Max 40	Min 41
Indeks Plastisitas (PI)	Max 10	Max 10	Min 11	Min 11
Jenis Material Pokok	Tanah Lanau		Tanah Lempung	
Tingkat kegunaan sebagai subgrade	Cukup baik hingga buruk			

Sumber: Das (1994)

Tabel 3.1 merupakan sistem klasifikasi tanah berdasarkan AASHTO. Tanah A-1 sampai A-3 adalah tanah berbutir (granular) dengan tidak lebih dari 35 persen bahan lolos saringan No.200. Bahan khas dalam kelompok A-1 adalah campuran bergradasi baik dari kerikil, pasir kasar, pasir halus, dan suatu bahan pengikat (binder) yang mempunyai plastisitas sangat kecil atau tidak sama sekali ( $I_p \leq 6$ ). Kelompok A-3 terdiri dari campuran pasir halus, bergradasi buruk, dengan sebagian kecil pasir kasar dan kerikil, fraksi lanau yang merupakan bahan tidak plastis lolos saringan No.200. Kelompok A-2 juga merupakan bahan berbutir tetapi dengan jumlah bahan yang lolos saringan No.200 yang cukup banyak (tidak lebih dari 35 persen). Bahan ini terletak diantara bahan dalam kelompok A-1 dan A-3 dan bahan lanau – lempung dari kelompok A-4 sampai A-7.

Kelompok A-4 sampai A-7 adalah tanah berbutir halus dengan lebih dari 35 persen bahan lolos saringan No.200.

## 2. Klasifikasi Tanah Berdasarkan USCS

Dalam sistem ini, *Cassagrande* membagi tanah menjadi 3 (tiga) kelompok (Sukirman, 1992) sebagai berikut.

- a. Tanah berbutir kasar, < 50% lolos saringan No. 200.
- b. Tanah berbutir halus, > 50% lolos saringan No. 200.
- c. Tanah organik yang dapat dikenal dari warna, bau dan sisa-sisa tumbuh-tumbuhan yang terkandung didalamnya.

Sistem klasifikasi tanah ini yang paling banyak dipakai untuk pekerjaan teknik fondasi seperti bendungan, bangunan dan konstruksi yang sejenis. Sistem ini biasa digunakan untuk desain lapangan udara dan spesifikasi pekerjaan tanah untuk jalan. Klasifikasi berdasarkan *Unified System*, tanah dikelompokkan sebagai berikut.

- a. Kerikil dan pasir termasuk dalam golongan tanah ini dimana tanah yang 50% bahannya tertahan pada ayakan No.200. Simbol dari kelompok ini diawali dengan huruf G untuk kerikil (*gravel*) atau tanah berkerikil, dan huruf S untuk pasir (*sand*) atau tanah berpasir.
- b. Merupakan tanah dimana lebih dari 50% berat total contoh tanah lolos ayakan No. 200. Simbol dari kelompok ini diawali huruf M untuk lanau (*silt*) anorganik, huruf C untuk lempung (*clay*) anorganik dan huruf O untuk lanau organik dan lempung organik. Simbol PT digunakan untuk tanah gambut (*peat*) dan tanah-tanah lain dengan kadar organik tinggi. Tanda L untuk plastisitas rendah dan tanda H untuk plastisitas tinggi. Adapun simbol-simbol lain yang digunakan dalam klasifikasi tanah adalah:

W : *Well graded* (tanah dengan gradasi baik)

P : *Poorly graded* (tanah dengan gradasi buruk)

L : *Low plasticity* (plastisitas rendah)

H : *High plasticity* (plastisitas tinggi)

Klasifikasi tanah berdasarkan sistem USCS dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.2 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem USCS

Divisi Utama		Simbol Kelompok	Nama Jenis	
Tanah berbutir kasar 50% butiran berhaban saringan No. 200 (0,075 mm)	Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar bertahan saringan No. 4 (4,75 mm)	Kerikil bersih (hanya kerikil)	GW	Kerikil bergradasi baik dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
		Kerikil dengan butiran halus	GP	Kerikil bergradasi buruk dan campuran kerikil-pasir, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
			GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lanau
		Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung	GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung
	Pasir lebih dari 50% fraksi kasar lolos saringan No. 4 (4,75 mm)		Pasir bersih (hanya pasir)	SW
		Pasir dengan butiran halus	SP	Pasir bergradasi buruk dan pasir berkerikil, sedikit atau sama sekali tidak mengandung butiran halus
			SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau
	Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan No. 200 (0,075 mm)	Lanau dan Lempung Batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau anorganik, pasir halus sekali, serbuk batuan, pasir halus berlanau atau berlempung
			CL	Lempung anorganik dengan plastisitas rendah sampai dengan sedang lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung "kurus" ( <i>lean clays</i> )
			OL	Lanau organik dan lempung berlanau dengan plastisitas rendah
Lanau dan Lempung Batas cair lebih dari 50%		MH	Lanau anorganik atau pasir halus diatomae, atau lanau diatomae, lanau yang elastis	
		CH	Lempung anorganik dengan plastisitas tinggi, lempung "gemuk" ( <i>fat clays</i> )	
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai dengan tinggi	
Tanah-tanah dengan kandungan organik sangat tinggi		PT	<i>Peat</i> (gambut), <i>muck</i> , dan tanah-tanah lain dengan kandungan organik tinggi	

Sumber: Hardiyatmo (2010)

**Lanjutan Tabel 3.2 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem USCS**

		<b>Kriteria Klasifikasi</b>		
Klasifikasi berdasarkan persentas butiran halus  Kurang dari 5% lolos ayakan No. 200 Lebih dari 12% lolos ayakan No. 200 5% sampel 12% lolos ayakan No.200	GW, GP, SW, SP GM, GC, SM, SC Klasifikasi perbatasan yang memerlukan penggunaan dari simbol	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Lebih besar dari 4  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3		
		Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW		
		Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI < 4$	Batas-batas <i>Atterberg</i> yang digambar dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda	
		Batas-batas <i>Atterberg</i> di atas garis A atau $PI > 7$		
			$C_u = D_{60}/D_{10}$ Lebih besar dari 6  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3	
		Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW		
		Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI < 4$	Batas-batas <i>Atterberg</i> yang digambar dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda	
		Batas-batas <i>Atterberg</i> di atas garis A atau $PI > 7$		

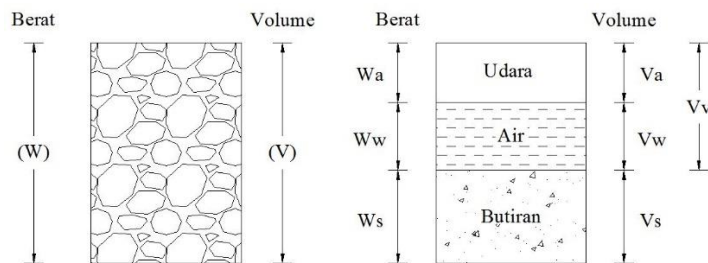
Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan kasar. Batas *Atterberg* yang termasuk dalam daerah yang diarsir berarti Batasan klasifikasinya Menggunakan simbol.  
 Persamaan garis A :  $PI = 0,78(LL-20)$

The figure is a Plasticity Chart with Plasticity Index (PI) on the y-axis (0 to 60) and Liquid Limit (LL) on the x-axis (0 to 110). A solid line labeled 'A' LINE is defined by the equation PI = 0.78(LL - 20). A dashed line labeled 'U' LINE is also shown. The chart is divided into several regions: CL or ML (shaded area below PI=7 and LL < 25), ML or OL (below PI=7 and LL > 25), CH or OH (above PI=7 and LL < 50), MH or OH (above PI=7 and LL > 50), and CL or OL (above PI=7 and LL < 40). The regions CH or OH and MH or OH are shaded.

Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat dalam ASTM Designation D-2488  
 Sumber: Hardiyatmo (2010)

### 3.1.3 Parameter Tanah

Berdasarkan Hardiyatmo (2002) segumpal tanah dapat terdiri dari dua atau tiga bagian. Dalam tanah yang kering, maka tanah hanya terdiri dari dua bagian, yaitu butiran-butiran tanah dan pori-pori udara. Dalam tanah yang jenuh juga terdapat dua bagian, yaitu bagian padat atau butiran dan air pori. Dalam keadaan tidak jenuh, tanah terdiri dari tiga bagian, yaitu bagian padat (butiran), pori-pori udara, dan air pori. Bagian-bagian tanah dapat digambar dalam bentuk diagram fase memperlihatkan elemen tanah yang mempunyai volume  $V$  dan berat total  $W$  yang ditunjukkan dalam Gambar 3.1 berikut.



**Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah**  
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Dari memperhatikan gambar tersebut dapat dibentuk Persamaan 3.1, Persamaan 3.2 dan Persamaan 3.3 berikut.

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

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

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

dengan:

$W_s$  = berat butiran padat

$W_w$  = berat air

$V_s$  = volume butiran padat

$V_w$  = volume air

$V_a$  = volume udara

1. Berat volume lembab atau basah ( $\gamma_b$ )

Berat volume lembab atau basah ( $\gamma_b$ ), adalah perbandingan antara berat butiran tanah termasuk air dan udara ( $W$ ) dengan volume total tanah ( $V$ ), dapat dituliskan dengan Persamaan 3.4.

$$\gamma_b = \frac{W}{V} \quad (3.4)$$

2. Berat volume jenuh air ( $\gamma_{sat}$ )

Untuk berat volume jenuh air ( $S = 100\%$ ), maka dapat diperoleh Persamaan 3.5.

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w(G_s + e)}{1 + e} \quad (3.5)$$

3. Modulus Young

Nilai modulus young menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari *triaxial test* pada kondisi *undrained*. Nilai modulus elastisitas ( $E_s$ ) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data sondir seperti terlihat pada Tabel 3.3 berikut.

**Tabel 3.3 Nilai Perkiraan Modulus Elastis Tanah**

Macam Tanah	E (kN/m <sup>2</sup> )
<i>Lempung :</i>	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
<i>Pasir :</i>	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
<i>Pasir dan kerikil :</i>	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 140000
<i>Lanau</i>	2000 – 20000
<i>Loess</i>	15000 – 60000
<i>Cadas</i>	140000 - 1400000

Sumber: Bowles (1977)



Terdapat beberapa usulan nilai  $E$  yang diberikan oleh peneliti yang lain. Bowles (1977) mengusulkan persamaan yang dihasilkan dari pengumpulan data pengujian kerucut statis (sondir), seperti pada Persamaan 3.6 dan Persamaan 3.7.

$$E = 3 q_c \text{ (untuk pasir)} \quad (3.6)$$

$$E = 2 \text{ sampai } 8 q_c \text{ (untuk lempung)} \quad (3.7)$$

Dengan  $q_c$  dalam  $\text{kg/cm}^2$ . Nilai perkiraan modulus elastis dapat pula diperoleh dari uji SPT. Mitchell dan Gardner (1975) mengusulkan nilai modulus elastis yang dihubungkan dengan nilai SPT dengan Persamaan 3.8 dan Persamaan 3.9.

$$E = 10 (N + 15) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir)} \quad (3.8)$$

$$E = 6 (N + 5) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir berlempung)} \quad (3.9)$$

#### 4. Angka poisson ( $\mu$ )

Angka poisson dapat dihitung dari pengukuran regangan kompresi aksial dan regangan lateral selama uji triaksial. Nilai poisson ratio dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti yang dapat dilihat pada Tabel 3.4.

**Tabel 3.4 Perkiraan Angka Poisson Tanah**

Macam Tanah	Angka Poisson ( $\mu$ )
Lempung jenuh	0,40 – 0,50
Lempung tak jenuh	0,10 – 0,30
Lempung berpasir	0,20 – 0,30
Lanau	0,30 – 0,35
Pasir padat	0,20 – 0,40
Pasir kasar ( $e = 0,4 - 0,7$ )	0,15
Pasir halus ( $e = 0,4 - 0,7$ )	0,25
Batu	0,10 – 0,40
Loess	0,10 – 0,30

Sumber: Bowles (1977)

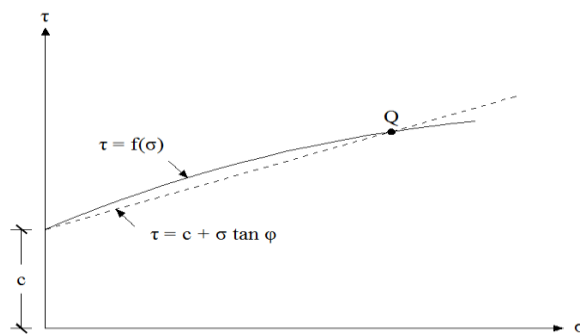
#### 5. Kuat geser tanah

Menurut Hardiyatmo (2010) parameter kuat geser tanah diperlukan untuk analisis kapasitas dukungan tanah, stabilitas lereng dan gaya dorong pada dinding penahan tanah. Menurut teori Mohr (1910) dalam Hardiyatmo (2010) kondisi keruntuhan bahan terjadi akibat adanya kombinasi keadaan kritis tegangan geser pada bidang runtuhnya, dinyatakan oleh Persamaan 3.10 berikut.

$$\tau = f(\sigma) \quad (3.10)$$

Kuat geser tanah adalah gaya perlawanan yang dilakukan oleh butir-butir tanah terhadap desakan atau tarikan. Dengan dasar pengertian tersebut, Coloumb (1776) mendefinisikan  $\tau$  sebagai Persamaan 3.11 dan digambarkan dengan grafik seperti pada Gambar 3. 2 berikut ini.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg}(\varphi) \quad (3.11)$$



**Gambar 3.2 Grafik Kriteria Kegagalan Mohr dan Coloumb**  
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

dengan:

$\tau$  = kuat geser tanah ( $\text{kN/m}^2$ )

$c$  = kohesi tanah ( $\text{kN/m}^2$ )

$\varphi$  = sudut gesek dalam tanah ( $^\circ$ )

$\sigma$  = tegangan normal pada bidang runtuh ( $\text{kN/m}^2$ )

Kekuatan geser tanah memiliki variabel kohesi dan sudut geser dalam. Sudut geser dalam bersamaan dengan kohesi menentukan ketahanan tanah akibat tegangan yang bekerja berupa tekanan lateral tanah. Nilai ini juga didapat dari pengukuran *engineering properties* tanah berupa *triaxial test* dan *direct shear test*. Untuk lebih jelasnya ditunjukkan pada Tabel 3.5.

**Tabel 3.5 Hubungan Antara Sudut Geser Dalam dengan Jenis Tanah**

Jenis Tanah	Sudut Geser Dalam
Kerikil kepasiran	35 – 40
Kerikil kerakal	35 – 40
Pasir padat	35 – 40
Pasir lepas	30
Lempung	25 – 30
Lanau	20 – 25

Sumber: Das (1994)

## 6. Kohesi ( $c$ )

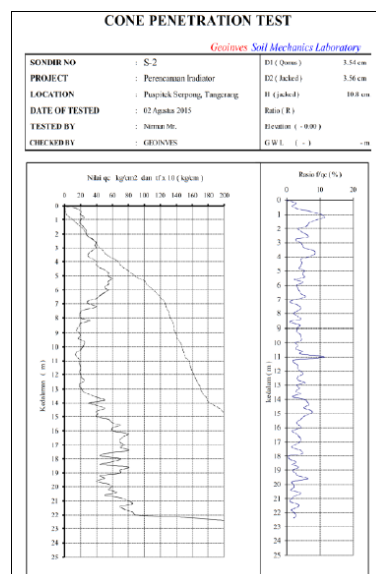
Kohesi merupakan gaya tarik antar partikel tanah. Bersama dengan sudut geser dalam, kohesi merupakan parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah dalam hal ini berupa gerakan lateral tanah. Nilai ini didapat dari pengujian *triaxial test* dan *direct shear test*.

### 3.1.4 Sondir Tanah

Sondir adalah alat yang berbentuk silinder dengan ujungnya berupa konus. Dalam uji sondir, tiang alat akan ditekan kedalam tanah dan kemudian perlawanan tanah terhadap ujung sondir (tahanan ujung) dan gesekan pada selimut selinder (tahanan friksi).

Sondir merupakan representasi atau model dari pondasi tiang dalam skala kecil. Awal mula sondir dikenal dari teknik pendugaan yang telah dikembangkan di Swedia pada tahun 1917 oleh *Swedish State Railways* dan kemudian oleh *Danish Railways* tahun 1927. Karena kondisi tanah lempung yang lunak dan banyaknya penggunaan pondasi tiang, pada tahun 1934 orang-orang Belanda memperkenalkan alat sondir sebagaimana yang kita kenal sekarang. Metode ini dikenal dengan nama *Static Penetration Test* dan kemudian dinamakan sondir.

Uji daya dukung tanah menggunakan sondir dilakukan dengan mengambil data pada setiap kedalaman 20 cm, dengan kedalaman maksimal pada 20 meter. Data sondir yang diperoleh adalah nilai perlawanan konus setiap lapisan dan gesekannya dengan kecepatan penetrasi 15-20 mm permenit (Shierly, 1987). Laporan hasil uji sondir akan disajikan dalam bentuk grafik sondir yang terdiri dari grafik perlawanan konus, grafik friksi atau gesekan, dan grafik rasio friksi. Pada penelitian ini dilakukan uji sondir pada titik 9+125 yang digunakan pada penelitian ini dapat dilihat pada Lampiran 4. Untuk contoh hasil data uji sondir dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut.



**Gambar 3.3 Contoh Hasil Uji Sondir**  
(Sumber: Prayogo, 2016)

## 3.2 Tanah Lempung

### 3.2.1 Umum

Tanah lempung mempunyai diameter butir efektif lebih kecil dari 0,002 mm, sebagian besar terdiri dari partikel mikroskopik dan submikroskopik yang berbentuk lempengan-lempengan pipih dan merupakan partikel-partikel dari mika, mineral-mineral lempung dan mineral lainnya. Tanah lempung sangat keras dalam keadaan kering, bersifat plastis pada kadar air sedang, sedangkan pada keadaan air yang lebih tinggi tanah lempung akan bersifat lengket (kohesif) dan sangat lunak. (Terzaghi, 1987).

Sumber utama mineral lempung adalah pelapukan kimia dari batuan yang mengandung *felspar ortoklas*, *felspar plagioklas* dan *mika* yang semuanya disebut dengan silikat alumunium kompleks. Pelapukan batuan ini menghasilkan sejumlah besar mineral lempung dengan sifat daya gabung yang sama terhadap air, tetapi dalam jumlah yang sangat berbeda.

Frakasi tanah yang mempunyai diameter lebih kecil dari 0,002 mm ini dapat menimbulkan pengertian berbeda. Hal ini berkenaan dengan mineral lempung yang merupakan substansi kristal, terutama dihasilkan dari proses pelapukan kimia pada pembentukan mineral batuan, biasanya tidak terdapat ukuran partikel besar (Young & Warkentin, 1975).

### 3.2.2 Mineral Lempung

Mineral-mineral lempung merupakan produk pelapukan batuan yang terbentuk dari penguraian kimawi mineral-mineral silikat lainnya dan selanjutnya tersangkut ke lokasi pengendapan oleh berbagai kekuatan. Mineral-mineral lempung digolongkan ke dalam golongan besar yaitu sebagai berikut.

#### 1. *Kaolinite*

*Kaolinite* merupakan anggota kelompok *kaolinite serpentin*, yaitu *hidrus alumino silikat* dengan rumus kimia  $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ . Kekokohan sifat struktur dari partikel *kaolinite* menyebabkan sifat-sifat plastisitas dan daya pengembangan atau menyusut *kaolinite* menjadi rendah.

#### 2. *Illite*

*Illite* dengan rumus kimia  $\text{K}_y\text{Al}_2(\text{Fe}_2\text{Mg}_2\text{Mg}_3)(\text{Si}_{4y}\text{Al}_y)\text{O}_{10}(\text{OH})_2$  adalah mineral bermika yang sering dikenal sebagai *mika tanha* dan merupakan mika yang berukuran lempung. Istilah *illite* dipakai untuk tanah berbutir halus, sedangkan tanah berbutir kasar disebut *mika hidrus*.

#### 3. *Montmorilonite*

Mineral ini memiliki potensi plastisitas dan mengembang atau menyusut yang tinggi sehingga bersifat plastis pada keadaan basah dan keras pada keadaan kering. Rumus kimia *montmorilonite* adalah  $\text{Al}_2\text{Mg}(\text{Si}_4\text{O}_{10})(\text{OH})_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$ .

### 3.2.3 Pengaruh Kandungan Air Terhadap Lempung

Air akan menentukan sifat plastisitas lempung. Fenomena utama dari lempung adalah bahwa massanya yang telah mengering dari suatu kadar air awal mempunyai kekuatan yang cukup besar. Apabila bongkahan ini dipecah menjadi partikel-partikel kecil, bahan tersebut akan berperilaku sebagai bahan yang tidak kohesif. Apabila air ditambahkan kembali, bahan tersebut akan menjadi plastis dengan kekuatan yang lebih kecil dibandingkan dengan kekuatan yang lebih kering. Apabila lempung basah ini dikeringkan lagi, akan terbentuk bongkahan yang keras dan kuat. Terlihat bahwa kerapatan yang lebih tinggi akibat pemampatan, akan memberikan kekuatan yang sangat tinggi. Dengan demikian air akan mempunyai pengaruh yang penting terhadap mineral lempung.

Perilaku tanah berbutir halus sangat dipengaruhi oleh kandungan airnya. Tingkatan plastis tanah dapat ditentukan apabila batas plastis dan batas cairnya telah diketahui. Dengan melihat perbedaan antara batas cair dan batas plastis suatu tanah dapat ditentukan indeks plastisitasnya (PI) yaitu pengurangan dari batas cair dengan batas plastisnya.

Berdasarkan nilai indeks plastisitasnya, Atterberg membagi tingkatan plastis tanah dalam selang antara 0% sampai lebih besar dari 17%, sedangkan menurut Burmsiter tingkat plastis tanah dibedakan dalam selang antara 0% sampai lebih besar dari 40%.

### 3.2.4 Pengaruh Perubahan Volume pada Tanah Lempung

Setiap tanah kohesif akan mudah mengalami penyusutan sehingga menyebabkan terjadinya perubahan volume, terutama pada tanah yang mengandung mineral lempung *montmorillonite*. Lempung sebagai tanah ekspansif yaitu tanah yang mudah mengembang, mempunyai sifat sangat keras pada keadaan kering akibat tegangan penyusutan. Hal ini akan menyebabkan retakan-retakan akibat penyusutan, yang akan mempengaruhi tingkat kejenuhan tanah akibat infiltrasi dari permukaan.

Sifat pengembangan dan penyusutan tanah lempung yang menyebabkan perubahan volume pada umumnya tergantung pada sifat plastisitasnya. Semakin plastis mineral lempung akan semakin potensial untuk menyusut dan mengembang. Pada Tabel 3.6 dapat dilihat hubungan antara potensi perubahan volume terhadap indeks plastisitasnya. Jika tanah mempunyai indeks plastis lebih besar dari 20 maka perlu adanya perbaikan-perbaikan tanah, salah satunya dengan stabilisasi tanah. Perubahan indeks plastisitas akibat volume dapat dilihat pada Tabel 3.6 berikut.

**Tabel 3.6 Hubungan Antara Batas Atterberg dan Potensi Volume**

Indeks Plastisitas			
Potensi Perubahan Volume	Daerah Kering	Daerah Lembab	Batas Susut (SL)
Kecil	0 – 15	0 – 30	> 12
Sedang	15 – 30	30 -50	10 – 12
Tinggi	> 30	> 50	< 10

Sumber: Holtz & Gibbs (1956)

### **3.3 Lereng**

#### **3.3.1 Umum**

Lereng merupakan suatu permukaan tanah yang memiliki perbedaan elevasi cukup besar pada kedua titik yang berjarak relatif kecil, sehingga menimbulkan sudut tertentu terhadap bidang horizontal dan tidak dilindungi. Lereng atau talud dapat terbentuk secara alamiah karena proses geologi atau karena dibuat oleh manusia karena tujuan tertentu. Macam-macam lereng menurut kejadiannya adalah sebagai berikut ini.

##### **1. Lereng Alami**

Lereng alam terbentuk karena proses alam. Lereng alam yang telah ada selama bertahun-tahun dapat tiba-tiba runtuh dikarenakan adanya perubahan topografi, gempa, aliran air tanah, hilangnya kuat geser, perubahan tegangan, dan cuaca.

##### **2. Lereng buatan dengan tanah asli**

Lereng ini dibuat dari tanah asli dengan memotong tanah tersebut untuk pembuatan jalan atau saluran air untuk irigasi.

##### **3. Lereng buatan dengan tanah yang dipadatkan**

Tanah yang dipadatkan biasanya digunakan untuk tanggul-tanggul jalan raya atau bendungan.

#### **3.3.2 Kelongsoran Lereng**

Kelongsoran lereng dapat terjadi karena penyebab utama adalah kelongsoran lereng akibat pengaruh dalam (*internal effect*) dan akibat pengaruh luar (*external effect*). Selain penyebab tersebut, kelongsoran lereng juga dapat terjadi akibat adanya beberapa pengaruh, diantaranya adalah sebagai berikut.

##### **1. Pengaruh iklim**

Di dekat permukaan tanah, kuat geser tanah berubah dari waktu ke waktu bergantung pada iklim. Beberapa jenis tanah mengembang saat musim hujan, dan menyusut pada musim kemarau. Pada musim hujan kuat geser tanah ini menjadi sangat rendah dibandingkan dengan musim kemarau. Oleh karena itu, kuat geser tanah yang dipakai pada analisis stabilitas lereng harus didasarkan pada kuat geser tanah yang terendah yaitu pada musim hujan, atau kuat geser pada saat tanah jenuh air.

## 2. Pengaruh air

Pengaruh aliran air atau rembesan menjadi faktor sangat penting dalam stabilitas lereng, namun pengaruh ini sulit diidentifikasi dengan baik. Telah diketahui bahwa rembesan air yang terjadi di dalam tanah menyebabkan gaya rembesan yang sangat berpengaruh pada stabilitas lereng. Erosi permukaan lereng dapat menyebabkan terkikisnya tanah permukaan yang mengurangi tinggi lereng, sehingga menambah stabilitas lereng. Sebaliknya, erosi yang memotong kaki lereng dapat menambah tinggi lereng, sehingga mengurangi stabilitas lereng.

## 3. Pengaruh rangkak (*creep*)

Di dekat permukaan tanah yang miring, tanah dipengaruhi siklus kembang susut. Siklus ini dapat terjadi oleh akibat perubahan temperatur, perubahan dari musim kemarau ke musim hujan, dan di daerah dingin dapat diakibatkan oleh pengaruh pembekuan air. Saat tanah mengembang, tanah naik sehingga melawan gaya-gaya gravitasi. Saat tanah menyusut, tanah turun dibantu oleh gaya gravitasi. Hasil dari gerakan keduanya adalah gerakan perlahan lereng turun ke arah bawah. Kedalaman zona rangkak bervariasi dari beberapa sentimeter sampai beberapa meter bergantung pada sifat tanah dan kondisi iklim.

### 3.3.3 Angka Keamanan (*Safety Factor*)

Dalam analisis kemantapan lereng dengan permukaan gelincir yang diasumsikan sebagai lengkungan lingkaran, maka gaya yang mendorong massa tanah di atas lengkungan lingkaran sehingga menggelincir harus dibandingkan dengan gaya geser sepanjang lengkungan lingkaran yang menahan longsoran itu.

Karena gaya dorong dan gaya tahan berbeda sehubungan dengan kedudukan dan jari-jari lengkungan lingkaran, maka harus dilakukan analisa kemantapan dengan mengubah-ubah kedudukan dan jari-jari lengkungan lingkaran untuk beberapa harga dengan cara coba-coba. Berbagai metode diusulkan untuk perbandingan antara gaya dorong dan gaya penahan. Berdasarkan Hardiyatmo (2002) faktor keamanan didefinisikan sebagai nilai banding antara gaya yang menahan dan gaya yang menggerakkan seperti pada Persamaan 3.12 berikut.

$$F = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (3.12)$$



dengan:

$\tau$  = tahanan geser yang dapat dikerahkan tanah ( $\text{kN/m}^2$ ),

$\tau_d$  = tegangan geser yang terjadi akibat berat tanah ( $\text{kN/m}^2$ ), dan

$F$  = faktor aman.

Menurut teori Mohr-Coulomb dalam Hardiyatmo (2002), tahanan terhadap tegangan geser ( $\tau$ ) yang dapat dikerahkan oleh tanah, sepanjang bidang longsornya, dinyatakan oleh Persamaan 3.13 berikut ini.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (3.13)$$

dengan:

$\tau$  = tegangan geser ( $\text{kN/m}^2$ ),

$c$  = kohesi ( $\text{kN/m}^2$ ),

$\phi$  = sudut gesek dalam tanah ( $^\circ$ ), dan

$\sigma$  = tegangan normal ( $\text{kN/m}^2$ ).

Dengan cara yang sama, dapat dituliskan persamaan tegangan geser yang terjadi ( $\tau_d$ ) akibat beban tanah dan beban-beban lain pada bidang longsornya dengan menggunakan Persamaan 3.14 berikut ini.

$$\tau_d = c_d + \sigma \operatorname{tg} \phi_d \quad (3.14)$$

dengan:

$\tau_d$  = tegangan geser ( $\text{kN/m}^2$ ),

$c_d$  = kohesi ( $\text{kN/m}^2$ ),

$\phi_d$  = sudut gesek dalam tanah ( $^\circ$ ), dan

$\sigma$  = tegangan normal ( $\text{kN/m}^2$ ).

Substitusi persamaan (3.13) dan (3.14) ke persamaan (3.12), maka diperoleh faktor aman dengan Persamaan 3.15 berikut ini.

$$F = \frac{c + \sigma \operatorname{tg} \phi}{c_d + \sigma \operatorname{tg} \phi_d} \quad (3.15)$$

Faktor keamanan suatu lereng dapat dilihat dari Tabel 3.7 yang dibuat sesuai dengan besar kestabilan suatu lereng sebagai berikut.

**Tabel 3.7 Pengaruh Jenis Lereng Terhadap Besarnya Safety Factor**

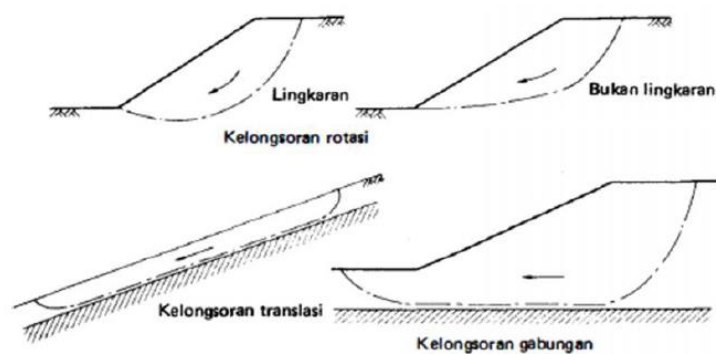
Faktor Keamanan (F)	Keadaan Lereng
$F < 1,00$	Lereng dalam kondisi tidak mantap (lereng <i>labil</i> )
$1,00 < F < 1,20$	Lereng dalam kondisi kemantapan diragukan
$1,30 < F < 1,40$	Lereng dalam kondisi memuaskan
$1,50 < F < 1,70$	Lereng dalam kondisi mantap (lereng <i>stabil</i> )

Sumber: Sosrodarsono (2003)

Pada penelitian kali ini lereng pada timbunan untuk jalan tol akan digunakan nilai *safety factor*  $> 1,3$  dengan keadaan lereng dalam kondisi memuaskan.

### 3.3.4 Stabilitas Lereng

Gaya-gaya gravitasi dan rembesan (*seepage*) cenderung menyebabkan ketidakstabilan pada lereng alami, lereng yang dibentuk dengan cara penggalian, pada lereng tanggul serta pada bendungan tanah. Tipe keruntuhan lereng yang terjadi digambarkan pada Gambar 3.4 sebagai berikut.



**Gambar 3.4 Tipe-Tipe Keruntuhan Lereng**

(Sumber : Santoso Budi, 1998)

Dalam keruntuhan rotasi (*rotational slip*) tanah akan bergerak menurut bidang gelincir yang mempunyai bentuk busur lingkaran. Longsoran tipe ini biasanya terjadi pada daerah dimana lapisan tanah, keras atau lapisan yang bersifat lebih kedap air didapati cukup dalam. Material longsoran berupa tanah pelapuk, kadang-kadang juga batuan yang masih segar. Longsoran tipe ini sering juga terjadi pada tanah timbunan yang cukup tinggi dan terletak diatas lapisan lembek yang

cukup tebal. Kelongsoran translasi (*translational slip*) dan kelongsoran gabungan (*compound slip*) terjadi bila bentuk permukaan runtuh dipengaruhi oleh adanya kekuatan geser yang berbeda pada lapisan tanah yang berbatasan. Untuk menganalisis stabilitas lereng ini ada beberapa metode, yang sering digunakan diantara lainnya adalah sebagai berikut.

### 1. Metode Fellenius

Metode ini mengasumsikan bahwa, untuk setiap irisan gaya-gaya antar irisan adalah nol. Penyelesaian tersebut meliputi penyelesaian ulang untuk gaya-gaya pada setiap irisan yang tegak lurus terhadap dasar, yaitu dengan menggunakan Persamaan 3.16 dan Persamaan 3.17 berikut ini.

$$N' = (W \times \cos \alpha) - (u \times l) \quad (3.16)$$

$$SF = \frac{c' \cdot L_a + \tan \varphi' \sum N'}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (3.17)$$

dengan:

$N'$  = gaya normal efektif

$W$  = berat total irisan

$\alpha$  = sudut geser singgung masing-masing irisan

$u$  = tekanan air pori pada pusat dasar

$l$  = panjang dasar

$L_a$  = panjang busur

$\varphi$  = sudut gesek dalam

$c'$  = kohesi tanah efektif

### 2. Metode Bishop

Bishop mengasumsikan bahwa resultan gaya pada sisi irisan adalah horizontal, yaitu  $X_1 - X_2 = 0$ . Dengan menyelesaikan kembali gaya-gaya ke arah vertikal, didapatkan Persamaan 3.18 dan Persamaan 3.19 berikut ini.

$$W = N' \cdot \cos \alpha + u \cdot \cos \alpha - \frac{c'}{SF} \cdot \sin \alpha - \frac{N'}{SF} \cdot \tan \varphi' \cdot \sin \alpha \quad (3.18)$$

$$N' = \frac{(W \cdot \frac{c'}{SF} \cdot \sin \alpha - u \cdot l \cdot \cos \alpha)}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi' \cdot \sin \alpha}{SF}} \quad (3.19)$$

Dengan substitusi nilai  $l = b \cdot \sec \alpha$ , maka didapat Persamaan 3.20 untuk *safety factor* sebagai berikut.

$$SF = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \left[ (c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \varphi') \cdot \frac{\sec \alpha}{1 - \frac{\tan \alpha \cdot \tan \varphi'}{SF}} \right] \quad (3.20)$$

dengan:

$N'$  = gaya normal efektif

$W$  = berat total irisan

$\alpha$  = sudut geser singgung masing-masing irisan

$u$  = tekanan air pori pada pusat dasar

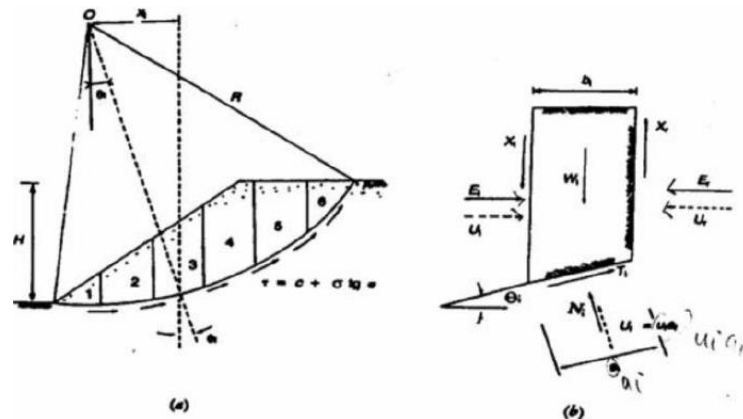
$l$  = panjang dasar

$\varphi$  = sudut gesek dalam

$c'$  = kohesi tanah efektif

### 3. Metode Irisan

Gaya norma yang bekerja pada suatu titik di lingkaran bidang longsor, terutama dipengaruhi oleh berat tanah di atas titik tersebut. Dalam metode irisan, massa tanah yang longsor dipecah-pecah menjadi beberapa irisan vertikal. Gaya-gaya yang bekerja pada setiap irisan dapat dilihat pada Gambar 3.5 berikut.



**Gambar 3.5 Gaya-Gaya yang Bekerja Pada Irisan**  
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Faktor keamanan merupakan rasio kekuatan geser yang ada ( $\tau$ ) terhadap kekuatan geser ( $\tau_m$ ) yang harus dikerahkan untuk mempertahankan syarat batas keseimbangan. Untuk menghitung faktor aman dapat digunakan Persamaan 3.21 berikut ini.

$$SF = \frac{\tau}{\tau_m} \quad (3.21)$$

Dengan meninjau momen terhadap titik O, jumlah momen akibat gaya-gaya geser pada busur keruntuhan AC harus sama dengan momen akibat massa tanah ABCD. Untuk setiap irisan, lengan momen  $W = r \cdot \sin \alpha$  sehingga dapat dibentuk Persamaan 3.22, Persamaan 3.23, dan Persamaan 3.24 berikut ini.

$$\sum Tr = \sum W \cdot r \cdot \sin \alpha \quad (3.22)$$

$$T = \frac{\tau}{SF} \cdot l \quad (3.23)$$

$$SF = \frac{\sum \tau \cdot l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (3.24)$$

Untuk menganalisis yang menggunakan tegangan efektif dapat digunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$SF = \frac{c' \cdot La - \tan \varphi' \sum N'}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (3.25)$$

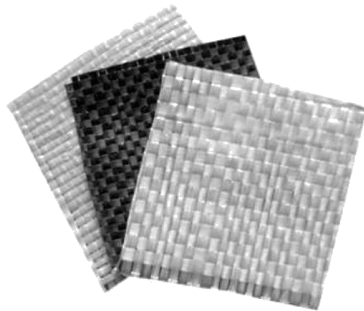
### 3.4 Geosintetik

#### 3.4.1 Umum

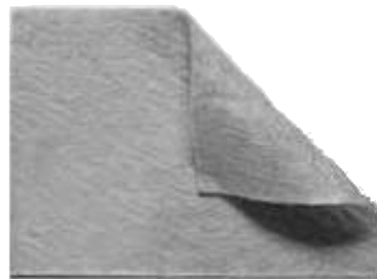
Pengertian geosintetik menurut ICI Fibers dalam Departemen Pekerjaan Umum (2009) adalah “*a synthetic material used in soil (geo) environment*”. Menurut pendapat tersebut dijelaskan bahwa segala macam bahan sintesis yang digunakan pada konstruksi tanah/geoteknik dapat disebut sebagai geosintetik.

Sebagian besar geosintetik terbuat dari polimer sintetik seperti polipropilena (PP), poliester (PET) atau polietilena (PE). Material polimer tersebut sangat tahan terhadap degradasi biologis dan kimiawi. Jenis lain yang jarang digunakan adalah polamida (PA) atau nilon dan serat kaca. Bahan alami (seperti serat kapas, rami) juga dapat digunakan seperti geotekstil, terutama untuk aplikasi yang bersifat sementara.

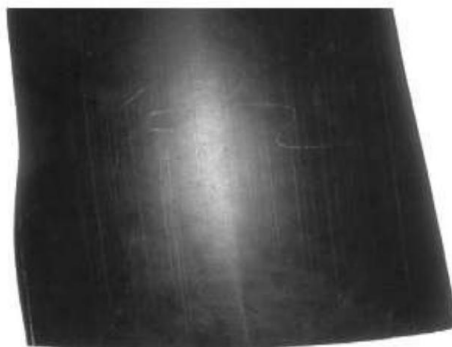
Geosintetik secara umum dibedakan berdasarkan sifat permeabilitasnya yaitu bahan lolos air (*permeable*) dikenal sebagai geotekstil dan bahan bersifat kedap air (*impermeable*) dikenal sebagai geomembran. Bentuk bahan geotekstil berupa lembaran dengan anyaman (*woven*), tanpa anyaman (*non-woven*) dari kumpulan benang-benang sintetis. Sesuai dengan kebutuhan dilapangan, bentuk geosintetik semakin bervariasi, misalnya bentuk *grid*, dan bentuk komposit. Macam-macam bentuk geosintetik dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut ini.



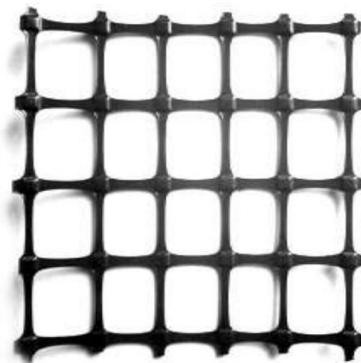
a. Geotekstil dengan anyaman



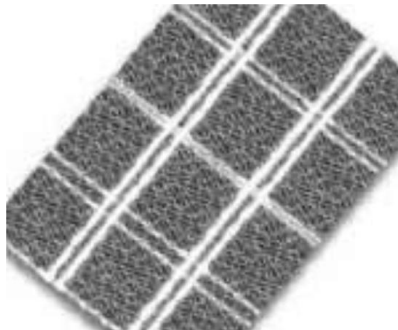
b. Geotekstil tanpa anyaman



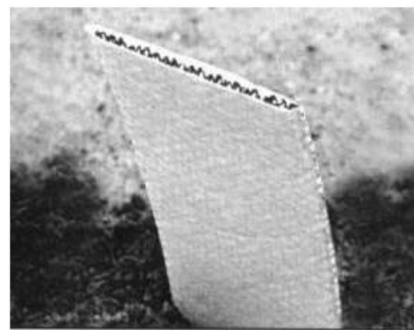
c. Geomembran



d. Geogrid



e. Geokomposit untuk perkuatan aspal



f. Geokomposit untuk drainase

**Gambar 3.6 Macam-Macam Bentuk Geosintetik**

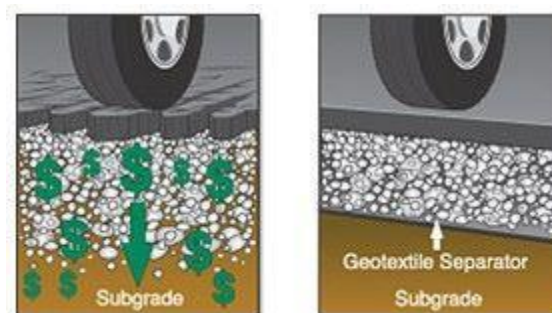
(Sumber: PT. Tetrasa Geosindo, 2005)

### 3.4.2 Geotekstil

Geotekstil adalah salah satu jenis geosintetik yang berbahan sintetik umumnya lolos terhadap air dan dipasang bersama pondasi, tanah, batuan atau material geoteknik lainnya. Dalam proses pembuatan geotekstil, elemen tekstil kemudian dikombinasikan menjadi struktur tekstil lembaran. Elemen tersebut dapat berupa filamen (serat menerus) berbentuk benang polimer tipis dan panjang atau serabut serat (*stable fiber*) berbentuk filamen pendek.

Fungsi dari geotekstil menurut Isparmo (2010) terdiri dari fungsi sebagai bahan pemisah dan fungsi sebagai bahan perkuatan geoteknik sebagai berikut.

1. Fungsi pemisah dibutuhkan pada saat diletakkan diantara dua jenis material yang berbeda, untuk menghindari terjadinya kontaminasi dan pencampuran yang mungkin terjadi di antara kedua material tersebut. Contohnya pada penggunaan geotekstil didalam konstruksi jalan untuk memisahkan agregat dengan lapisan tanah dasar yang mempunyai daya dukung lemah seperti Gambar 3.7 berikut.



**Gambar 3.7 Geotekstil Sebagai Pemisah (*Separator*)**  
(Sumber: Isparmo, 2010)

2. Fungsi sebagai perkuatan tanah dikarenakan tanah mempunyai kekuatan untuk menahan tekan, tetapi tidak dapat menahan tarik. Kelemahan terhadap tarik ini yang dipenuhi oleh geotekstil. Geotekstil memiliki kemampuan menahan tarik yang kuat, sehingga fungsi geotekstil pada geoteknik ini sama seperti fungsi tulangan dalam beton. Material ini dapat diletakkan dibawah tanah timbunan yang dibangun diatas tanah lunak, juga dapat digunakan untuk membangun dinding penahan tanah, dan dapat pula digunakan untuk perkuatan bahan susun perkerasan jalan beserta tanah dasarnya seperti pada Gambar 3.8 berikut.



**Gambar 3.8 Geotekstil Sebagai Perkuatan (*Reinforcement*)**  
(Sumber: Isparmo, 2010)

Menurut Hardiyatmo (2010) sifat-sifat tanah menjadi kuat menahan tarik ini merupakan hasil dari adanya interaksi antara tanah dan tulangan. Dengan gesekan ini, tanah mentransfer gaya-gaya yang bekerja padanya ke tulangan-tulangan. Interaksi tanah dengan geotekstil dipengaruhi oleh *interface*. Nilai *interface* diperoleh dari uji geser dan uji tarik. Beberapa nilai *interface* telah banyak diusulkan oleh beberapa peneliti dan juga turut dicantumkan dalam penawaran spesifikasi teknis produk geotekstil. Menurut Rifa'I (2009) dalam Ismanti (2012). Besar *interface* dipengaruhi oleh faktor kekasaran *interface* tanah dengan perkuatan geotekstil serta faktor cara pembuatannya yaitu melalui cara mekanis, pemanasan atau dengan mencampur bahan lain. Berikut ini nilai *interface* untuk jenis tanah kohesif dengan geotekstil yang diusulkan disertai dengan keterangan asumsi dan jenis bahan yang ditinjau dalam Tabel 3.8 berikut.

**Tabel 3.8 Nilai *Interface* Tanah Kohesif dengan Geotekstil**

Sumber Referensi	Nilai <i>interface</i>	
	Geotekstil <i>non woven</i>	Geotekstil <i>woven</i>
Suryolelono (2000)	0,67	
	Asumsi praktis di lapangan	
Brinkgreeve (2002)	-	
	Asumsi praktik untuk analisis numeris <i>plaxis</i>	
Kamon (2008)	-	0,85
		<i>Polypropylen woven</i>
Rifa'I (2009)	0,84 – 1,3	0,78 – 0,95
	TS600 – R206	BW250
Mariapan (2011)	-	0,85
		<i>Polypropylen woven</i>
Produsen geotekstil (2001)	0,92	0,84
	<i>Geosynthetic Clay Liners (GCL)</i>	

Sumber: Ismanti (2012)



### 3.4.3 Prinsip Kerja Geotekstil

Tegangan geser yang terjadi oleh gesekan pada bidang kontak dinyatakan pada Persamaan 3.26 berikut ini.

$$\tau = c + \sigma_v \operatorname{tg} \varphi \quad (3.26)$$

dengan:

$\tau$  = tegangan geser yang bekerja di permukaan bidang kontak antara tulangan dan butiran-butiran tanah ( $\text{kN/m}^2$ ),

$c$  = kohesi ( $\text{kN/m}^2$ ),

$\sigma_v$  = tegangan normal pada bidang kontak (*interface*) tanah-tulangan ( $\text{kN/m}^2$ ),

$\varphi$  = sudut gesek antara tanah dan tulangan ( $^\circ$ ).

Gaya-gaya tarik yang akan bekerja pada geotekstil dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.27 berikut ini.

$$T_a = \tau \times b \times L \times \operatorname{tg} \varphi \quad (3.27)$$

dengan:

$T_a$  = gaya tarik pada tulangan ( $\text{kN/m}$ ),

$b$  = lebar tulangan (m),

$L$  = panjang tulangan (m).

### 3.4.4 Stabilitas Perkuatan Geotekstil

Perencanaan untuk perkuatan menggunakan geotekstil memiliki gaya-gaya stabilitas yang perlu diperhitungkan. Stabilitas untuk pemasangan geotekstil digunakan sebagai perhitungan kebutuhan dalam perencanaan. Perhitungan stabilitas terdiri dari stabilitas internal dan stabilitas eksternal. Stabilitas dihitung berdasarkan nilai *safety factor* yang ada pada setiap gaya stabilitas yang bekerja. Dalam buku *Hand-Out Mata Kuliah Perkuatan Tanah* yang ditulis oleh Edy Purwanto (2016) dijelaskan tentang perhitungan stabilitas dalam perhitungan kebutuhan pemasangan geotekstil dilapangan. Dalam tekanan lateral yang terjadi pada tanah terdapat koefisien tanah aktif, untuk mencari nilai koefisien tanah aktif yang terjadi pada lereng dapat digunakan Persamaan 3.38 berikut.

$$K_a = \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)^2 \quad (3.38)$$

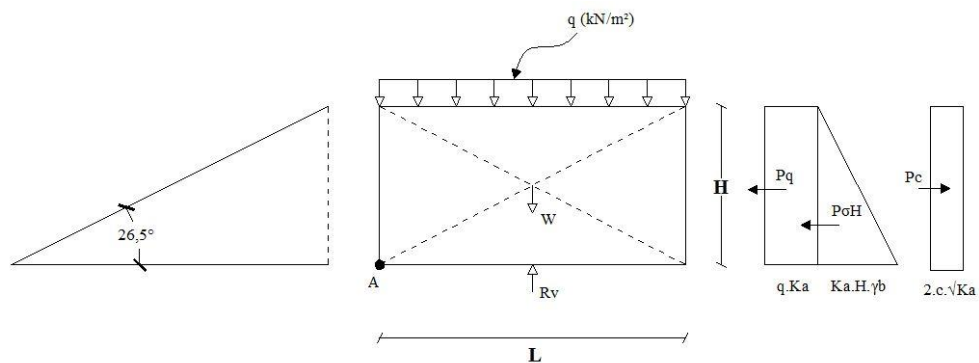
dengan:

$K_a$  = koefisien tanah aktif

$\varphi$  = sudut geser dalam tanah ( $^\circ$ )

### 1. Stabilitas eksternal.

Gaya yang bekerja pada tanah digambarkan dalam distribusi tekanan lateral seperti pada Gambar 3.9 berikut.



**Gambar 3.9 Distribusi Tekanan Tanah Lateral**

Dari Gambar 3.9 diatas dapat diperoleh Persamaan 3.10 yang terjadi pada tekanan tanah lateral sebagai berikut.

$$\sigma_{hc} = (q \times K_a) + (K_a \times H \times \gamma_b) - (2 \times c \times \sqrt{K_a}) \quad (3.10)$$

dengan:

$\sigma_{hc}$  = tekanan tanah lateral ( $\text{kN/m}^2$ )

$q$  = beban merata ( $\text{kN/m}^2$ )

$H$  = tinggi lapisan tanah (m)

$\gamma_b$  = berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ )

$c$  = kohesi ( $\text{kN/m}^2$ )

Selanjutnya dari Persamaan 3.10 diatas dapat untuk menentukan jarak arah vertikal antar lapis geotekstil (SV) menggunakan Persamaan 3.11 berikut.

$$SV = \frac{T_{all}}{\sigma_{hc} \times SF} \quad (3.11)$$

dengan:

$SV$  = jarak vertikal antar lapis geotekstil

$T_{all}$  = kuat tarik *allowable* geotekstil ( $\text{kN/m}$ )

$SF$  = nilai faktor aman

Kemudian untuk menentukan panjang total minimum dari geotekstil maka harus dilakukan perhitungan gaya-gaya stabilitas yang terjadi pada lereng. Stabilitas yang diperhitungkan yaitu stabilitas terhadap guling, stabilitas terhadap geser, stabilitas terhadap daya dukung tanah, dan stabilitas terhadap eksentrisitas.

a. Stabilitas terhadap geser.

Lebar dasar struktur geotekstil harus diperhitungkan terhadap gaya-gaya stabilitas yang terjadi dan harus sedemikian hingga struktur terhindar dari resiko penggeseran pada dasarnya. Umumnya faktor keamanan diambil sama dengan 1,5. Untuk menghitung nilai faktor aman stabilitas terhadap geser digunakan Persamaan 3.12 berikut.

$$SF = \frac{\sum PR}{\sum PD} = \frac{\text{Gaya yang menahan}}{\text{Gaya yang mendorong}} \quad (3.12)$$

$$SF = \frac{(q \times \tan \delta \times L) + (H \times \gamma_b \times \tan \delta \times L)}{(q \times Ka \times H) + (0,5 \times Ka \times \gamma_b \times H^2) - (2 \times c \times \sqrt{Ka \times H})}$$

dengan:

$\delta$  = sudut gesek antara tanah dan geotekstil ( $^{\circ}$ )

L = panjang geotekstil (m)

H = tinggi lapisan tanah (m)

$\gamma_b$  = berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ )

Ka = koefisien tanah aktif

c = kohesi ( $\text{kN/m}^2$ )

b. Stabilitas terhadap guling.

Faktor aman terhadap penggulingan dinyatakan oleh Persamaan 3.13 berikut.

$$SF = \frac{\sum MR}{\sum MD} = \frac{\text{Momen menahan}}{\text{Momen menggulingkan}} \quad (3.13)$$

$$SF = \frac{\left(\frac{1}{2} \times q \times L^2\right) + \left(\frac{1}{2} \times \gamma_b \times H \times L^2\right)}{\left(q \times Ka \times \frac{1}{2} \times H^2\right) + \left(\frac{1}{2} \times Ka \times \gamma_b \times H^2 \times \frac{1}{3} \times H\right) - \left(2 \times c \times \sqrt{Ka} \times \frac{1}{2} \times H^2\right)}$$

dengan:

L = panjang geotekstil (m)

$H$  = tinggi lapisan tanah (m)

$\gamma_b$  = berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ )

$K_a$  = koefisien tanah aktif

$c$  = kohesi ( $\text{kN/m}^2$ )

c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah.

Kapasitas dukung tanah di bawah struktur geotekstil harus cukup sehingga tidak akan terjadi keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah diambil minimum sama dengan 1,5, karena sifat struktur yang fleksible dan kemampuan struktur untuk menyesuaikan diri bila terjadi penurunan tak seragam seperti pada Persamaan 3.14 berikut.

$$SF = \frac{\sigma_{ult}}{(c \times Nc) + (0,5 \times L \times \gamma_b \times N\gamma)} \quad (3.14)$$

dengan:

$\sigma_{ult}$  = tegangan ultimit ( $\text{kN/m}^2$ )

$c$  = kohesi ( $\text{kN/m}^2$ )

$L$  = panjang geotekstil (m)

$\gamma_b$  = berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ )

Syarat untuk nilai panjang geotekstil adalah kurang dari atau sama dengan tegangan ultimit berbanding dengan nilai berat volume tanah dikali dengan berat volume tanah ditambah beban merata. Dapat dituliskan sebagai Persamaan 3.15 berikut.

$$L \leq \frac{\sigma_{ult}}{(H \times \gamma_b) + q} \quad (3.15)$$

dengan:

$\sigma_{ult}$  = tegangan ultimit ( $\text{kN/m}^2$ )

$c$  = kohesi ( $\text{kN/m}^2$ )

$L$  = panjang geotekstil (m)

$\gamma_b$  = berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ )

d. Stabilitas terhadap eksentrisitas.

Nilai  $1/6 L$  harus lebih besar dibandingkan dengan nilai eksentrisitas tanahnya. Dapat dituliskan dalam Persamaan 3.16 berikut.

$$\frac{1}{6} \times L \geq e \quad (3.16)$$

Nilai untuk eksentrisitas tanah dapat digunakan Persamaan 3.17 berikut.

$$e = \frac{\sum MD}{R_v} = \frac{\left( q \times Ka \times \frac{1}{2} \times H^2 \right) + \left( \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma_b \times H^2 \times \frac{1}{3} \times H \right) - \left( 2 \times c \times \sqrt{Ka} \times \frac{1}{2} \times H^2 \right)}{(H \times \gamma_b \times L) + (q \times L)} \quad (3.17)$$

dengan:

e = nilai eksentrisitas tanah (m)

R<sub>v</sub> = Gaya reaksi vertikal (kN/m<sup>2</sup>)

q = beban merata (kN/m<sup>2</sup>)

Ka = koefisien tanah aktif

H = tinggi lapisan tanah (m)

c = kohesi (kN/m<sup>2</sup>)

L = panjang geotekstil (m)

γ<sub>b</sub> = berat volume tanah (kN/m<sup>3</sup>)

## 2. Stabilitas internal.

### a. Panjang overlapping

Panjang overlap atau panjang lipatan (L<sub>o</sub>) pada bagian menggunakan geotekstil dapat dihitung dengan Persamaan 3.17 berikut.

$$L_o = \frac{\sigma_{hc} \times SV \times SF}{2 \times \gamma_b \times Z_i \times \tan \varphi} \geq 1m \quad (3.17)$$

dengan:

L<sub>o</sub> = panjang overlapping (m)

σ<sub>ult</sub> = tegangan ultimit (kN/m<sup>2</sup>)

SV = jarak tulanangan arah vertikal (m)

Z<sub>i</sub> = kedalaman tulanangan yang ditekuk masuk ketanah (m)

γ<sub>b</sub> = berat volume tanah (kN/m<sup>3</sup>)

### b. Panjang efektif

Panjang tulanangan dibelakang bidang longsor (L<sub>e</sub>) pada ujung geotekstil dapat dihitung dengan Persamaan 3.18 berikut.

$$L_e = \frac{SF \times SV \times Ka \times \gamma_b \times Z_i}{2 \times \gamma_b \times Z_i \times \tan \varphi} \geq 0,5m$$

dengan:

$L_o$  = panjang overlapping (m)

$K_a$  = koefisien tanah aktif

$S_V$  = jarak tulanangan arah vertikal (m)

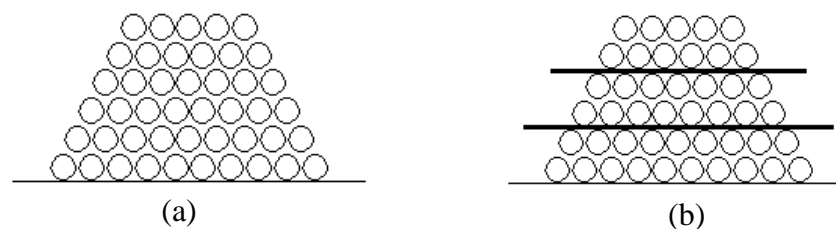
$Z_i$  = kedalaman tulanangan yang ditekek masuk ketanah (m)

$\gamma_b$  = berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ )

### 3.5 Perkuatan Lereng

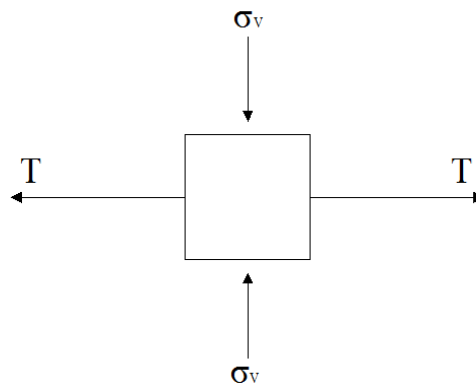
#### 3.5.1 Latar Belakang Teori Perkuatan

Pada tahun 1966, seorang ahli teknik dari Perancis bernama Henri Vidal mengadakan penelitian. Dari hasil penelitiannya Henri menyimpulkan bahwa, tumpukan pasir alam yang mempunyai sudut lereng asli tertentu, dapat stabil dengan sudut kemiringan yang lebih besar, jika diberi material fleksibel yang mampu menahan tarikan di dalam tumpukan pasir tersebut. Perbedaan pada tanah dengan sudut lereng asli dengan tanah yang diperkuat dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut.



**Gambar 3.10 (a) Tumpukan Pasir dengan Sudut Lereng Asli  
(b) Tumpukan Pasir dengan Lereng yang Diperkuat**

Dari asumsi Henri Vidal tersebut, dapat dijelaskan bahwa tanah pasir alam (Gambar 3.9 a), akan mengikuti hukum tersebut dan mempunyai sudut geser dalam ( $\phi$ ) jika tanah tersebut dibebani dengan tekanan vertikal  $\sigma_v$ , maka agar tidak terjadi keruntuhan harus diberi tekanan lateral yang besarnya adalah  $K_a \cdot \sigma_v$ . Adanya pita/strip (Gambar 3.9 b) akan menimbulkan geseran antara butir-butir pasir dengan pita tersebut, yang berarti timbul gaya tarik pada pita dan hal ini akan menginduksi timbulnya tekanan lateral. Mekanisme dapat dilihat pada Gambar 3.11 berikut.



**Gambar 3.11 Mekanisme Perkuatan Pada Penelitian Henri Vidal**  
(Sumber: Tutut & Dedy, 1996)

Selanjutnya dari mekanisme tersebut diatas, dapat dibuat menggunakan Persamaan 3.28 berikut.

$$T_2 - T_1 = 2 \cdot \sigma_v \cdot b \cdot f \cdot \Delta L \quad (3.28)$$

$$f = \frac{T_2 - T_1}{2 \cdot \sigma_v \cdot b \cdot \Delta L}$$

dengan:

$\sigma_v$  = tegangan vertikal

$T$  = gaya tarik pada pita

$f$  = koefisien gesekan antara pita dengan butiran tanah

$b$  = lebar pita

$L$  = lebar tanah uji

Akibat tegangan  $\sigma_v$ , timbul gaya tarik pada pita yang besarnya adalah  $T = (T_2 - T_1)$ . Agar tidak terjadi slip maka digunakan Persamaan 3.29 berikut.

$$f \geq \frac{T}{2 \cdot \sigma_v \cdot b \cdot \Delta L} \quad (3.29)$$

### 3.5.2 Teori Analisis Perhitungan

Analisis terhadap pengaruh geotekstil untuk menunjang fungsinya sebagai pencegah kelongsoran lereng, bisa didekati dengan uji geser langsung (*Direct Shear Test*). Gaya-gaya yang bekerja untuk menahan kelongsoran pada tanah tanpa perkuatan dan dengan adanya perkuatan geotekstil dapat dijelaskan sebagai berikut.

1. Pada tanah tanpa perkuatan, beban yang mengakibatkan kelongsoran tanah akan ditahan oleh Persamaan 3.30 berikut.

$$P \text{ penahan} = P_v \cdot \tan \varphi \quad (3.30)$$

dengan:

$P_v$  = gaya normal

$\varphi$  = sudut gesek dalam

2. Pada tanah dengan perkuatan, beban yang mengakibatkan kelongsoran tanah akan ditahan oleh Persamaan 3.31 berikut.

$$P \text{ penahan} = P_v \cdot \tan \varphi + P_r (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \varphi) \quad (3.31)$$

dengan:

$P_r$  = kuat tarik geotekstil

$\theta$  = sudut gesek geotekstil dengan gaya normal pada permukaan bidang longsor

Perlu tidaknya penggunaan geotekstil sebagai perkuatan lereng didasarkan pada perhitungan faktor keamanan didefinisikan pada Persamaan 3.32 berikut.

$$SF = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (3.32)$$

dengan:

$\tau$  = tahanan geser maksimum yang dapat dikerahkan oleh tanah ( $\text{kN/m}^2$ )

$\tau_d$  = tegangan geser yang terjadi akibat gaya berat tanah yang akan longsor ( $\text{kN/m}^2$ )

$SF$  = faktor aman

Menurut teori Mohr-Coulomb, tahanan geser ( $\tau$ ) yang dapat dikerahkan oleh tanah, yaitu kohesi dan tegangan normal di sepanjang bidang longsornya, dan dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.33 berikut.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (3.33)$$

dengan:

$\tau$  = tahanan geser ( $\text{kN/m}^2$ )

$c$  = kohesi ( $\text{kN/m}^2$ )

$\sigma$  = tegangan normal pada bidang runtuh ( $\text{kN/m}^2$ )

$\varphi$  = sudut gesek dalam (derajat)

Dengan cara yang sama, dapat dituliskan persamaan tegangan geser yang terjadi ( $\tau_d$ ) akibat dari beban-beban yang terjadi pada bidang longsornya seperti Persamaan 3.34 berikut.



$$\tau_d = c_d + \sigma \operatorname{tg} \varphi_d \quad (3.34)$$

Dimana  $c_d$  adalah kohesi desain, dan  $\varphi_d$  adalah sudut geser desain yang nanti akan bekerja pada sepanjang bidang longsor. Dari kedua persamaan diatas maka dapat disubstitusi dan didapatkan Persamaan 3.35 berikut.

$$SF = \frac{c + \sigma \operatorname{tg} \varphi}{c_d + \sigma \operatorname{tg} \varphi_d} \quad (3.35)$$

Nilai SF umumnya diambil 1,3-1,5 agar lereng aman terhadap longsor. Jika nilai SF = 1 maka lereng dalam keadaan akan longsor.

### 3.6 Program Plaxis 8.2

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

Model yang akan digunakan pada penelitian ini yaitu Model Mohr-Coulomb. Model ini adalah model elastis-plastis yang terdiri dari lima buah parameter, yaitu E dan  $\mu$  untuk memodelkan elastisitas tanah,  $\phi$  dan  $c$  untuk memodelkan plastisitas tanah, dan  $\psi$  sebagai sudut dilatasi. Model Mohr-Coulomb merupakan suatu pendekatan “ordo pertama” dari perilaku tanah atau batuan. Model ini disarankan digunakan dalam analisis awal dari masalah yang dihadapi. Setiap lapisan dimodelkan dengan sebuah nilai kekakuan rata-rata yang konstan. Karena kekakuan yang konstan, maka perhitungan cenderung cepat dan dapat diperoleh perkiraan awal dari bentuk deformasi dari model. Disamping kelima parameter dari model tersebut, kondisi tegangan awal dari tanah memegang peranan yang penting dalam hampir seluruh masalah deformasi tanah. Tegangan horizontal awal tanah harus ditentukan terlebih dahulu dengan menentukan nilai  $K_0$  yang tepat (Brinkgreve, 2007).

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

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

1. *Input data*

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

2. *Calculation*

Setelah dilakukan pemodelan pada tahap input, tahap selanjutnya adalah tahap *calculation*. Pada tahap *calculation* ini, analisis dilakukan sesuai dengan kebutuhan terhadap model yang telah didefinisikan dalam input data. Terdapat beberapa *type calculation* yang disediakan, yaitu *type plastic, consolidation, phi/c reduction, dan dynamic analysis*.

3. *Output*

Hasil dari analisis pada tahap *calculation* sebelumnya dapat dilihat pada tahap *output* ini. Hasil analisis pada tahap *output* dapat ditampilkan dalam bentuk angka, gambar, dan kurva. *Output* yang dikeluarkan dan akan ditinjau dalam penelitian kali ini berupa *total displacement*, potensi kelongsoran, *safety factor*, dan *total stresses*.

4. *Curve*

Selain dari *output* hasil dari analisis juga dapat berupa *curve*. *Curve* menggambarkan hasil dari semua tahapan perhitungan, dan menampilkan 2 parameter untuk melihat perbandingan dari masing2 tahap perhitungan. *Curve* yang akan diambil sebagai perbandingan dalam penelitian ini adalah *curve* dari *safety factor* dan *curve vertical displacement*.