

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Tanah Pasir

##### 2.1.1 Pengertian Tanah Pasir

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, yang terbentuk karena pelapukan dari batuan dan bahan-bahan organik (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut.

Ukuran partikel tanah sangat beragam dengan variasi yang cukup besar. Untuk membedakan jenis-jenis tanah digunakan istilah kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*), atau lempung (*clay*), tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut. Untuk mengklasifikasikan tanah berdasarkan ukuran partikel, beberapa organisasi telah mengembangkan batasan-batasan ukuran/golongan jenis tanah (*soil-separate-size limits*) seperti pada **Tabel 2.1** di bawah ini.

**Tabel 2.1** Batasan-batasan Ukuran Golongan Tanah

Name of organization	Grain size (mm)			
	Gravel	Sand	Silt	Clay
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 to 0.06	0.06 to 0.002	<0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 to 0.05	0.05 to 0.002	<0.002
American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	76.2 to 2	2 to 0.075	0.075 to 0.002	<0.002
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation, and American Society for Testing and Materials)	76.2 to 4.75	4.75 to 0.075	Fines (i.e., silts and clays)	<0.075

*Note:* Sieve openings of 4.75 mm are found on a U.S. No. 4 sieve; 2-mm openings on a U.S. No. 10 sieve; 0,075-mm openings on a U.S. No. 200 sieve. See Table 2.5.

(Sumber : Braja M. Das, 1995 : 24)

Dalam hal ini dapat dikatakan bahwa pasir mempunyai ukuran batas partikel 4,75 mm sampai dengan 0,075 mm. Pasir merupakan tanah tak berkohesi (*cohesionless soil*), dimana gaya interaksi (kohesi) antar partikel butirannya sangat kecil, akan tetapi jika pasir tersebut lembab atau mengandung uap air maka tegangan permukaan air boleh memberikan kohesi nyata yang akan menghilang bila bahan mengering atau menjadi

jenuh. Berdasarkan sifat agregatnya, pasir dibedakan menjadi tiga bagian yaitu *loose* (lepas), *medium* (sedang), dan *dense* (padat).

Tanah yang 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. Pasir dan kerikil dapat dibagi menjadi fraksi-fraksi kasar, medium, dan halus, seperti ditunjukkan pada **Tabel 2.2**. Partikel pasir biasanya mengandung butiran-butiran mineral (*Craig, R.F.1989:11*)

**Tabel 2.2** Rentang Ukuran Partikel

Lempung	Lanau			Pasir			Kerikil			Cobbles	Boulders
	Halus	Medium	Kasar	Halus	Medium	Kasar	Halus	Medium	Kasar		
0,001	0,002	0,006	0,02	0,06	0,2	0,6	2	6	20	60	200
	0,01			0,1		1		10		100	
Ukuran partikel (mm)											

(Sumber : *Craig, R.F.1989. Mekanika Tanah Edisi Keempat*)

Salah satu sifat yang sangat penting dan berpengaruh pada tanah pasir yaitu kepadatan relatifnya. Kekuatan geser, *compressibility*, serta daya tahan pasir terhadap gempa bumi atau getaran mesin tergantung terutama kepada kepadatan relatifnya. Harga kepadatan relatif bervariasi dari harga terendah = 0 untuk tanah yang sangat lepas sampai harga tertinggi = 1 untuk tanah yang sangat padat. Penjelasan mengenai keadaan tanah berbutir kasar atas dasar kepadatan relatifnya seperti terlihat dalam **Tabel 2.3** di bawah ini.

**Tabel 2.3** Penjelasan Secara Kualitatif Mengenai Deposit Tanah Berbutir

Kepadatan Relatif (%)	Penjelasan Mengenai Deposit Tanah
0 – 15	Sangat Lepas
15 – 50	Lepas
50 – 70	Menengah
70 – 85	Padat
85 - 100	Sangat Padat

(Sumber : Braja M. Das, 1995)

Tanah pasir merupakan tanah yang memiliki butiran tanah yang terpisah ketika keadaan kering dan melekat hanya apabila berada dalam keadaan basah akibat gaya tarik permukaan di dalam air. Tanah pasir merupakan tanah non-kohesif yang tidak memiliki garis batas antara keadaan plastis dan tidak plastis, karena jenis tanah ini tidak plastis

untuk semua nilai kadar air. Tetapi dalam beberapa kondisi tertentu, tanah non-kohefif dengan kadar air cukup tinggi dapat bersifat sebagai suatu cairan kental. Tarikan permukaan memberikan tanah non-kohefif suatu kohefif semu (*apparent cohesion*) yang disebut demikian karena kohefif tersebut akan hilang apabila tanah itu benar-benar kering atau benar-benar jenuh. (Bowles, 1993:38)

Pasir adalah partikel-partikel batuan yang lolos saringan no. 4 (4,75 mm) dan tinggal dalam saringan no. 200 (0,075 mm), dengan pembagian sebagai berikut:

1. Pasir kasar: butirannya lolos saringan no. 4 (4,75 mm) dan tertahan dalam saringan no. 10 (2 mm).
2. Pasir medium : butirannya lolos saringan no. 10 (2 mm) dan tertahan dalam saringan no. 40 (0,425 mm).
3. Pasir halus : butirannya lolos saringan no. 40 (0,425 mm) dan tertahan dalam saringan no. 200 (0,075 mm) (*Hardiyatmo, H.C., 2011:2*).

Sistem klasifikasi tanah *Unified* dikembangkan di Amerika Serikat dan awalnya diusulkan oleh A. Casagrande pada tahun 1948 dan kemudian direvisi pada tahun 1952 oleh *Corps of Engineers* dan *U.S. Bureau of Reclamation*. Dalam bentuknya yang sekarang, sistem ini banyak digunakan oleh berbagai organisasi dan insinyur geoteknik dalam bisnis konsultasi pribadi. Pada awalnya terdapat dua divisi utama dalam sistem ini. Tanah diklasifikasikan sebagai tanah kasar (kerikil dan pasir) jika lebih dari 50% tertahan pada saringan no. 200 dan sebagai tanah berbutir halus (lanau dan lempung) jika 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (*Das, B.M., 2007:40-41*).

Klasifikasi *Unified* (U.S.C.S.) untuk tanah pasir ditunjukkan pada **Tabel 2.4** :

**Tabel 2.4** Sistem Klasifikasi *Unified* untuk Pasir

Deskripsi	Simbol kelompok	Kriteria Laboratorium				
		Butiran halus(%)	Kualitas	Plastisitas	Catatan	
Berbutir kasar (lebih dari 50% lebih besar dari 63 $\mu$ m BS atau ukuran ayakan US No. 200)	Kerikil bergradasi baik, kerikil berpasir, dengan sedikit atau tanpa butiran halus	GW	0-5	$C_u > 4$ $1 < C_c < 3$	Simbol rangkap dua jika butiran halusnya 5-12%. Simbol rangkap dua jika di atas garis-A dan $4 < PI < 7$	
	Kerikil berlanau, kerikil berpasir, dengan sedikit atau tanpa butiran halus	GP	0-5	Tidak memenuhi syarat-syarat GW		
	Kerikil berlanau, kerikil berpasir berlanau	GM	> 12			Di bawah garis-A atau $PI < 4$
	Kerikil berlempung, Kerikil berlempung berpasir	GC	> 12			Di atas garis-A dan $PI > 7$
Pasir (lebih dari 50% pecahan kasar berukuran pasir)	Pasir bergradasi baik, kerikil berpasir, dengan sedikit atau tanpa butiran halus	SW	0-5	$C_u > 6$ $1 < C_c < 3$		
	Pasir bergradasi buruk, pasir berkerikil, dengan sedikit atau tanpa butiran halus	SP	0-5	Tidak memenuhi syarat-syarat SW		
	Pasir berlanau	SM	> 12			Di bawah garis-A atau $PI < 4$
	Pasir berlempung	SC	> 12			Di atas garis-A dan $PI > 7$

(Sumber : Craig, R.F.1989. *Mekanika Tanah Edisi Keempat*)

### 2.1.2 Kepadatan Relatif Pasir

Keypadatan relatif (*relative compaction*) adalah perbandingan berat volume kering pada kondisi yang ada dengan berat volume kering maksimumnya dengan persamaan sebagai berikut:

$$RC = \frac{\rho_{d-field}}{\rho_{d-laboratory}} \times 100\% \quad \dots\dots(2.1)$$

Lee dan Singh (1971) memberikan hubungan antara kepadatan relatif dan kerapatan relatif sebagai :

$$RC = 80 + 0,2 Dr \quad \dots\dots(2.2)$$

Kerapatan relatif lapisan pasir memiliki pengaruh yang menentukan terhadap sudut gesekan dalam pasir, terhadap daya dukung akhir, serta terhadap penurunan telapak bangunan yang bertumpu di atas pasir. Jika pasir yang terbenam berada dalam keadaan sangat lepas, maka sebuah kejutan mendadak bisa mengubahnya secara temporer menjadi suspensi pasir yang memiliki sifat-sifat seperti cairan viskous. Dalam keadaan padat, pasir yang sama seperti di atas bersifat tidak peka terhadap kejutan dan cukup sempurna sebagai dasar pondasi untuk struktur yang sangat berat sekalipun. Karena alasan ini, kerapatan relatif suatu pasir akan jauh lebih penting daripada sifat-sifatnya yang lain, kecuali (mungkin) permeabilitasnya. (*Terzaghi & Peck, 1987:281*).

Tanah tak kohesif cenderung membentuk suatu struktur berbutir tunggal yang dapat dalam keadaan lepas atau padat. Tanah yang benar-benar tidak kohesif hanya dapat dijumpai dalam deposit tanah yang diangkut, dimana angin atau air telah memisahkan kontaminan koloidal dan atau mineral lempung. Contoh deposit yang tidak kohesif diantaranya adalah kerikil di sungai. Deposit dalam kondisi tertentu dapat menghasilkan tanah yang sangat lepas (*metastabil*). Dimana struktur yang seperti ini mungkin mampu mendukung beban statis yang cukup besar tetapi dapat runtuh akibat beban dinamis atau getaran yang relatif kecil (*Bowles, 1993:147*).

Dalam operasi pemadatan di lapangan dimana penambahan air tidak akan merusak tanah disekitarnya, pasir yang dilimpahi air (untuk memberikan keadaan  $S_r = 100\%$ ) akan sangat membantu dalam menambah berat isi tanah. Kerapatan optimum dari tanah berbutir akan menghasilkan berat isi yang terbesar dan angka pori yang minimum. Sebaliknya, kerapatan minimum akan menghasilkan keadaan yang paling lepas, berat isi minimum, dan angka pori ( $e$ ) maksimum. Kerapatan relatif dapat juga dinyatakan sebagai

perbandingan antara  $\gamma_{d\text{lap}}$  yang dihasilkan dari *sand cone test* dengan  $\gamma_{d\text{lab}}$  yang dihasilkan dari uji proktor standar pada uji laboratorium (ASTM D1556-90). Berikut adalah **Tabel 2.5** yang menjelaskan identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif.

**Tabel 2.5** Istilah dan Identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif

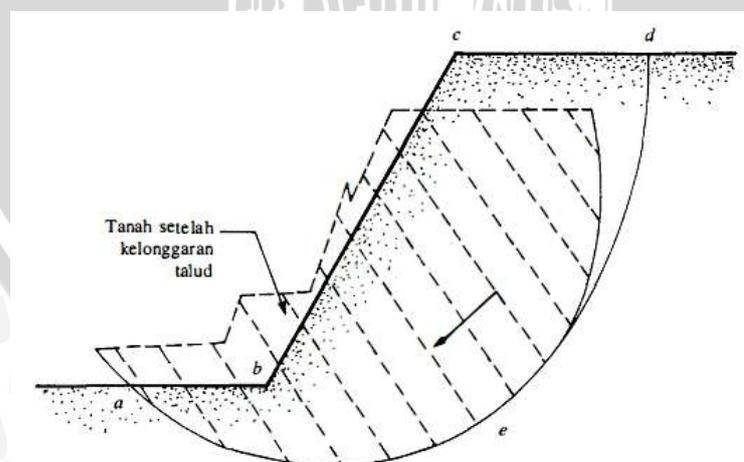
Keadaan Tanah	Dr (%)	Identifikasi Lapangan
Sangat Lepas	0-20	Mudah ditandai dengan jari
Lepas	20-40	Mudah disekop
Agak padat (kompak)	40-70	cukup sukar untuk disekop
Padat	70-90	Membutuhkan garpu untuk memisahkan tanah sehingga dapat disekop
Sangat padat	90-100	Memerlukan ledakan atau alat berat untuk memisahkan

(Sumber : Bowles (1993:149))

## 2.2 Lereng

### 2.2.1 Pengertian Lereng

Suatu permukaan tanah yang miring dengan sudut tertentu terhadap bidang horizontal kita namakan sebagai lereng. Lereng ini dapat terjadi secara alamiah atau buatan. Bila permukaan tanah tidak datar, maka komponen berat tanah yang sejajar dengan kemiringan lereng akan menyebabkan tanah bergerak kearah bawah seperti **Gambar 2.1**. Bila komponen berat tanah tersebut cukup besar, kelongsoran lereng dapat terjadi, yaitu tanah dalam zona *a b c d e a* dapat menggelincir kebawah. Dengan kata lain, gaya dorong (*driving force*) melampaui gaya berlawanan yang berasal dari kekuatan geser tanah sepanjang bidang longsor.

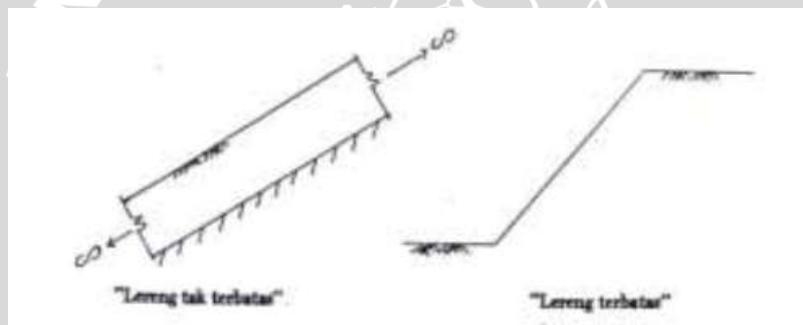


**Gambar 2.1** Kelongsoran Lereng (Sumber : Das, B.M. 1993. *Mekanika Tanah Jilid 2*)

Menurut Cristady (1994) lereng tak terbatas merupakan kondisi di mana tanah yang mempunyai kedalaman tertentu dengan permukaan miring, terletak di atas lapisan

batu dengan kemiringan permukaan yang sama. Disebut tak terbatas karena mempunyai panjang yang sangat besar dibanding kedalamannya. Jika diambil elemen tanah dengan lebar tertentu, gaya-gaya yang bekerja pada duabidang vertikalnya akan sama karena pada lereng tak terbatas gaya-gaya yang bekerja di setiap sisi bidangnya dapat dianggap sama. Sifat-sifat tanah dan tegangan lereng tak terbatas pada salah satu bidang yang sejajar dengan lereng adalah sama maka kelongsoran pada lereng tak terbatas biasanya terletak dalam satu bidang yang sejajar dengan bidang lereng (*Sunggono,1984*) seperti pada **Gambar 2.2.**

Lereng terbatas menurut Cristady (1994) merupakan kondisi di mana suatu timbunan terletak di atas tanah asli yang miring. Akibatnya timbunan akan longsor di sepanjang bidang gelincir. Contoh kondisi ini adalah jika tanah timbunan diletakkan pada tanah asli yang miring dimana pada lapisan tanah asli masih terdapat lapisan lemah yang berada didasar timbunannya.



**Gambar 2.2** Tipe Lereng (Sumber : *Sunggono,1984*)

### 2.2.2 Pemodelan Fisik Lereng

Seperti kebanyakan tipe lereng yang biasa kita temui di perbukitan atau didaerah dengan ketinggian tertentu, lereng yang sebenarnya merupakan suatu model fisik yang sangat besar jika harus digunakan sebagai variabel utama dalam penelitian. Oleh sebab itu sangat perlu dibuat pendekatan pemodelan suatu lereng yaitu model fisik hidraulik.

Model fisik hidraulik merupakan suatu bentuk miniature atau pengecilan dari suatu bentuk sebenarnya. Pengecilan ini bertujuan untuk memperkecil volume sampel penelitian, sehingga biaya akan lebih ekonomis dan pembatasan masalah juga tidak terlalu melebar.

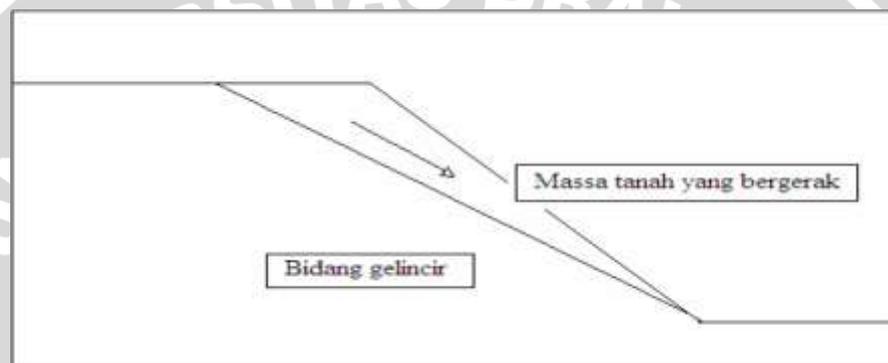
### 2.2.3 Tipe Keruntuhan Lereng

Pengamatan longsor atau keruntuhan pada lereng yang dilakukan oleh *Collin* (1846) menunjukkan bahwa kebanyakan peristiwa kelongsoran tanah terjadi dengan bentuk bidang longsor yang berupa lengkungan. Menurut *Giani* (1992) semua bentuk

gerakan tersebut, umumnya dipengaruhi oleh formasi geologi yaitu lapisan batuan dan pelapukan batuan dan tanah. Jenis-jenis gerakan kelongsoran tanah yang biasanya terjadi, yakni:

#### 1. Kelongsoran Translasi

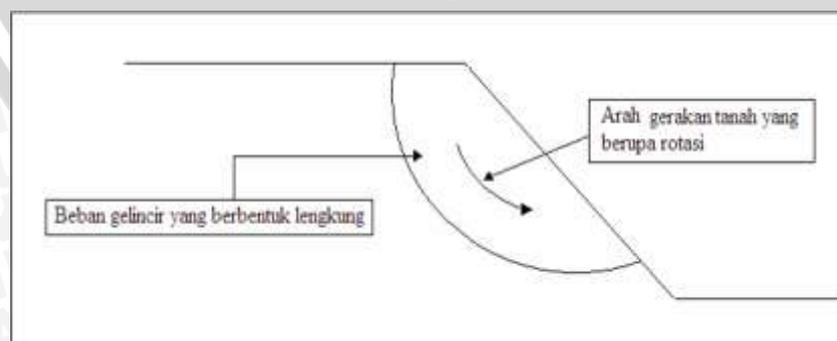
Kelongsoran ini terjadi bila bentuk permukaan runtuh dipengaruhi oleh adanya kekuatan geser yang berbeda pada lapisan tanah yang berbatasan. Kelongsoran translasi cenderung terjadi bila lapisan tanah yang berbatasan berada pada kedalaman yang relatif dangkal dibawah permukaan lereng, dimana permukaan runtuhnya akan berbentuk bidang dan hampir sejajar dengan lereng. **Gambar 2.3** merupakan contoh kelongsoran translasi. (*Craig, R.F.1989:321*)



**Gambar 2.3** Kelongsoran Translasi (Sumber : *P. Giani* , 1992)

#### 2. Kelongsoran Rotasi

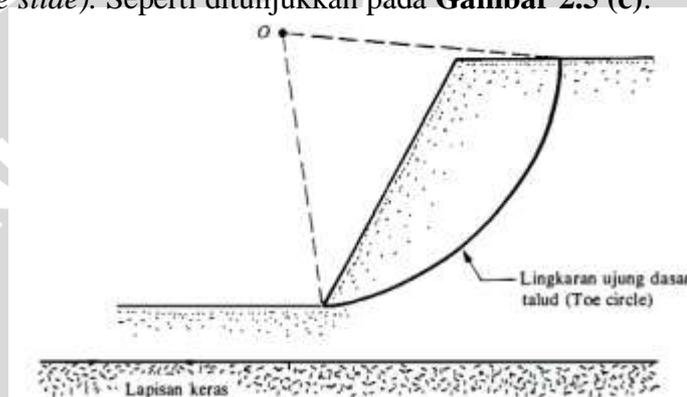
Dalam kelongsoran rotasi bentuk permukaan runtuh pada potogannya dapat berupa busur lingkaran atau urva bukan lingkaran. Biasanya tipe kelongsoran lingkaran ini berhubungan dengan kondisi tanah yang homogeny dan tipe kelongsoran kurva berhubungan dengan kondisi tanah yang tidak homogen, seperti yang terlihat pada **Gambar 2.4**.



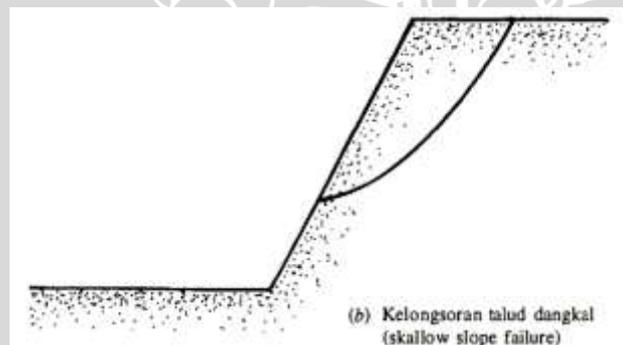
**Gambar 2.4** Kelongsoran Rotasi (Sumber : *P. Giani* , 1992)

Jenis kelongsoran rotasi ini yang sering terjadi, yaitu:

- (a) Lengkung kelongsoran dinamakan sebagai kelongsoran ujung kaki lereng (*toe slide*), bila bidang longsor tadi melalui ujung dasar lereng. Seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.5 (a)**.
- (b) Lengkung kelongsoran dinamakan sebagai kelongsoran lereng (*slope slide*) apabila bidang longsor tadi melalui bagian atas ujung dasar lereng. Seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.5 (b)**.
- (c) Bila longsor terjadi sedemikian rupa sehingga permukaan bidang gelincir berada agak jauh di bawah ujung dasar lereng, keadaan tersebut dinamakan sebagai longsor dasar (*base slide*). Seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.5 (c)**.

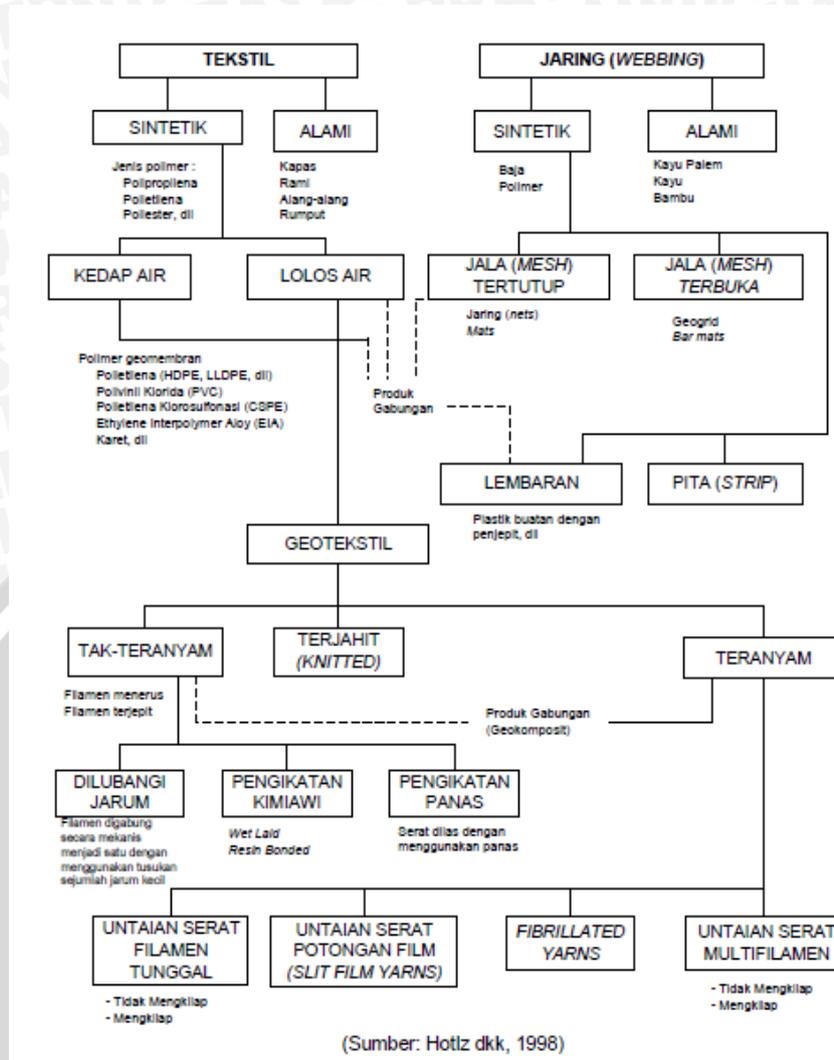


(a) Toe Slide



(b) Slope Slide





Geotekstil sintetik ada tiga macam, yaitu:

1. Non Woven

Non Woven geotekstil dibuat dengan menyebarkan serat-serat pada sebuah platform yang bergerak. Serat-serat itu kemudian menjadi pokok untuk beberapa pengikat. Hasil dari geotekstil ini pada umumnya mempunyai sifat isotropis pada bidangnya seperti pada **Gambar 2.6 (a)**

2. Woven

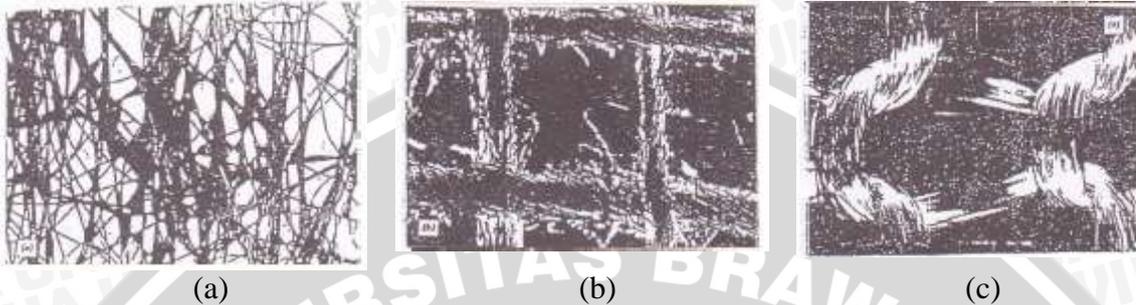
Geotekstil ini terbuat dari anyaman dua buah serat saling tegak lurus. Hasil anyaman tersebut menimbulkan sifat mekanis material dalam dua arah yang berbeda yaitu arah *warp* dan *welf*. Arah *warp* yaitu serat yang dianyam dalam geotekstil paralel dengan arah pembuatannya. Arah *welf* yaitu serat yang dianyam dalam geotekstil tegak lurus dengan arah pembuatannya seperti pada **Gambar 2.6**

(b)

### 3. DSF Knitted

Geotekstil dibentuk dengan memutarakan serat-serat membran atau benang-benang mengelilingi satu dengan lainnya sehingga membentuk rajutan seperti pada

**Gambar 2.6 (c)**



**Gambar 2.6** Serat Jenis Geotekstil (a) tipe “nonwoven” (b) tipe “woven” (c) tipe “DSF Kintted” (Sumber : Koerner dan Welsh (1980))

## 2.3.2 Karakteristik Geotekstil

### 1. Karakteristik Fisik

Karakteristik fisik geotekstil meliputi *specific gravity*, massa per unit luas, ketebalan, dan kekakuan. Nilai *specific gravity* dari geotekstil sebagian besar menggunakan nilai Gs bahan polymer. Sifat fisik geotekstil lebih dipengaruhi oleh temperatur dan kelembaban daripada oleh massa tanah dan batuan. Koerner dalam *Construction and Geotechnical Engineering Using Synthetic Fabrics* (1985) menyebutkan sifat-sifat fisik geotekstil secara umum adalah :

- *Mass* (Massa) : 3 – 30 oz/yd<sup>2</sup>
- *Thickness* (Ketebalan) : 10 – 300 mil
- *Spesific Gravity* : 0.9 – 1,4
- *Percent Open Area* (POA) : 0 – 36%
- *Equivalent Opening Size* (EOS) : 30 – 300 US Standart Sieve

### 2. Karakteristik Mekanis

Karakteristik mekanis menjadi dasar mengevaluasi daya tahan geotekstil terhadap kerusakan selama proses konstruksi (*geotextile survivability*) dan kemampuan geotekstil untuk mendukung pekerja dan peralatan konstruksi sebelum penimbunan dan operasional struktur dilakukan (*geotextile workability*). Daya tahan mekanis berkaitan dengan kehilangan kekuatan dalam fungsi waktu akibat pengaruh lingkungan secara khusus, rangkai, dan abrasi. Faktor luar yang mempengaruhi durabilitas geotekstil adalah radiasi ultraviolet yang mendegradasi geotekstil ini dalam

hitungan bulan. Geotekstil memiliki ketahanan cukup baik terhadap pelapukan biologis.

Sifat mekanis geotekstil antara lain:

a. Kekuatan Tarik (*Tensile Strength*)

Kekuatan tarik adalah besarnya gaya yang diperlukan untuk menarik bahan geotekstil sampai putus. Sifat ini berhubungan dengan kekuatan puncak (*peak strength*) dan modulus tegangan regangan, yang diperlukan untuk mengetahui kekuatan geotekstil terhadap tarik. Struktur geotekstil dan partikel tanah akan saling mengunci (*interlocking*) sehingga akan memberi efek yang berarti terhadap karakteristik tegangan regangan seperti yang dikemukakan oleh Koener (1998) dalam *designing with geotextile* menunjukkan karakteristik modulus tegangan regangan berbagai tipe geotekstil.

b. Kekuatan Tekan (*Compressibility*)

Kekuatan tekan geotekstil dipengaruhi oleh ketebalan. Sebagian besar geotekstil mempunyai kekuatan tekan yang rendah, tetapi penting untuk memenuhi fungsi filtrasi.

c. Kekuatan Pecah (*Burst*), Sobek (*Tear*), dan Kuat Kejut (*Impact Strength*)

Kekuatan pecah merupakan kekuatan bahan geotekstil dalam menerima beban terpusat dengan arah tegak lurus, yang dapat berupa beban pecah atau beban coblos. Beban pecah terjadi apabila bahan geotekstil harus menerima beban terpusat pada luasan yang relatif sempit dengan arah tegak lurus. Beban coblos terjadi apabila ada beban tegak lurus lembaran produk akibat beban yang bersudut runcing yang cenderung mencoblos lembaran bahan geotekstil. Keruntuhan geotekstil akibat sobek yang merambat (*tear propagation*) setelah tusukan awal diperkirakan merupakan mode runtuh yang lebih sering terjadi pada aplikasi geotekstil, khususnya selama masa konstruksi atau saat terjadi pembebanan berulang (*cyclic Loading*). Kekuatan pecah dapat ditentukan dengan beberapa cara, antara lain:

- *Mullen Bursting Test*, tes ini dilakukan dengan memaksa sebuah bola tertentu menekan permukaan bahan geotekstil sampai pecah.
- *CBR Plunger Test*, yaitu dengan menekan batang penetrasi CBR secara tegak lurus ke permukaan geotekstil yang dijepit di sisinya sampai pecah dan batang penetrasi CBR yang berdiameter 3 cm menembusnya.

### 3. Karakteristik Hidrolis

Karakteristik hidrolis geotekstil antara lain:

- *Apparent Opening Size* (AOS), merupakan bahan geotekstil yang berfungsi sebagai penyaring permukaan yang mempunyai lubang berdiameter kecil. AOS menunjukkan suatu diameter tertentu yang dinyatakan dalam simbol  $O_n$ . Untuk AOS pada  $O_{95}$  artinya diameter tersebut mempunyai diameter lubang yang relatif besar pada penyaring geotekstil sehingga 95% yang air mempunyai diameter lebih kecil dari  $O_{95}$  tersebut. Disamping itu juga dikenal  $O_{90}$  dan  $O_{50}$  yang biasanya disebut sebagai *Equivalent Opening Size* (EOS :  $O_{50}$ ).
- Porositas, merupakan perbandingan volume rongga dan total volume yang berhubungan dengan kemampuan untuk meloloskan air.
- Permeabilitas, dinyatakan oleh koefisien rembesan air tanah tegak lurus bidang geotekstil.
- *Transmittivity*, merupakan koefisien rembesan air sejajar bidang geotekstil.

### 4. Durabilitas (daya tahan) mekanis

Durabilitas mekanis ini berkaitan dengan kehilangan kekuatan dalam fungsi waktu akibat pengaruh lingkungan secara khusus, rangkak (*creep*) dan abrasi. Namun, tidak serta merta dapat dikemukakan generalisasi tentang sifat daya tahan mekanis ini, karena banyaknya faktor eksternal dan material yang terlibat. Pengaruh luar terpenting adalah radiasi ultraviolet yang mendegradasi bahan sintetik tersebut dalam hitungan bulan (Manfred R. Haussman, 1990). Sementara itu, Koerner (1985) menyatakan bahwa geotekstil memiliki ketahanan terhadap pelapukan biologis amat baik.

#### 2.3.3 Geotekstil Sebagai Bahan Perbaikan Tanah

Dalam struktur yang berkaitan dengan tanah, geotekstil mempunyai 4 fungsi utama yaitu:

##### 1. Filtrasi dan Drainase

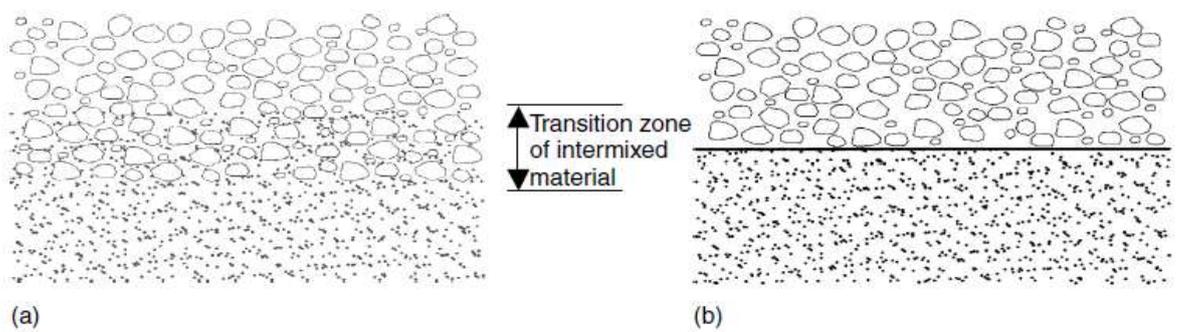
Geotekstil berfungsi menyaring gradasi butiran tanah dan membantu sistem mengalirkan air sekaligus menahan butiran tanah yang mengikutnya.

##### 2. Proteksi (*erotion controll*)

Geotekstil membantu melindungi masa tanah baik digunakan sendiri maupun bersama dengan bahan pelindung lain.

### 3. Separator

Geotekstil mencegah tercampurnya masa tanah yang sengaja dipisahkan baik ukuran dan distribusi butirannya maupun mutu dan sifatnya. Misalnya geotekstil diletakkan diantara lapisan agregat dan lapisan tanah dasar, maka geotekstil akan menjaga agar butiran tanah dasar tidak mengisi rongga-rongga pada lapisan agregat yang dapat mengurangi kemampuan drainase tanah seperti pada **Gambar 2.7**



**Gambar 2.7** Fungsi Geotekstil Sebagai Pemisah Yang Ditempatkan Di Antara Agregat Dan Tanah Dasar (A) Tanpa Geotekstil Dan (B) Dengan Geotekstil. (Sumber : Zonberg, Jorge G. 2007. *Geosynthetics*)

### 4. Perkuatan (*reinforcement*)

Geotekstil meningkatkan stabilitas tanah (daya dukung dan stabilitas lereng) dan mengurangi deformasinya (penurunan dan deformasi lateral)

Geotekstil sebagai salah satu geosintetik digunakan untuk memperbaiki *subgrade* yang mendukung pondasi telapak atau menerus. Hasil penelitian menunjukkan bahwa jarak lapis, jumlah lapis, luasan dan density geotekstil pada tanah pasir mempunyai pengaruh terhadap perbaikan daya dukung dan pengurangan penurunannya. Pengaruh pemakaian geotekstil pada tanah antara lain:

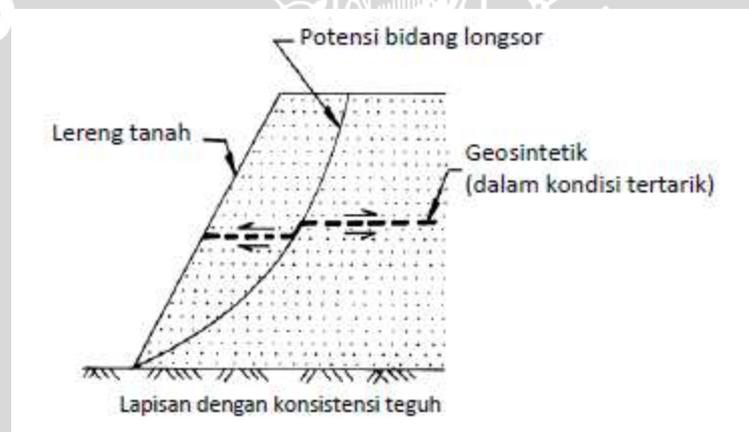
1. Dapat mempengaruhi mode runtuh, penempatan geotekstil pada tanah mempunyai efek memperkuat subgrade dan memperkecil keruntuhan.
2. Geotekstil dapat menyediakan tahanan (*restrain*) dari agregat dan subgrade jika ditempatkan pada batas keduanya (*interface*). Hal ini menimbulkan peningkatan kapasitas distribusi beban yang terkadang memiliki efek sebagaimana pelat.
3. Akan timbul aksi membran ketika terjadi friksi antara *subgrade* dan geotekstil disekitar daerah yang dibebani cukup besar, hingga dapat berperan sebagai angker. Resultan keatas gaya tarik yang timbul tersebut mendukung beban dan mengurangi tegangan yang terjadi pada *subgrade*.

### 2.3.4 Mekanisme Kerja Geotekstil Pada Tanah

Geosintetik memiliki banyak kegunaan dalam rekayasa teknik sipil. Salah satunya adalah sebagai fungsi stabilisasi tanah untuk meningkatkan sifat mekanis massa tanah, meningkatkan faktor keamanan lereng dan menstabilkan lereng dengan kemiringan curam (kurang dari  $70^\circ$ ).

Lereng tanah yang diperkuat umumnya terdiri dari timbunan padat yang digabungkan dengan perkuatan geosintetik yang disusun ke arah horisontal. Ketika tanah dan geosintetik digabungkan, material komposit (tanah yang diperkuat) tersebut menghasilkan kekuatan tekan dan tarik tinggi sehingga dapat menahan gaya yang bekerja dan deformasi. Pada tahapan tersebut, geosintetik berlaku sebagai bagian tahanan tarik (gesekan, *adhesi*, saling mengikat (*interlocking*) atau pengurungan (*confinement*)) yang digabungkan ke tanah/timbunan dan menjaga stabilitas massa tanah, seperti pada

**Gambar 2.8.**



**Gambar 2.8** Dasar Mekanisme Perkuatan Lereng Tanah dengan Geosintetik  
(Sumber : DPU. 2009. *Pedoman Konstruksi Bangunan: Perencanaan dan Pelaksanaan Penguatan tanah dengan Geosintetik No. 003/BM/2009*)

### 2.3.5 Mekanisme Transfer Beban antara Geotekstil dengan Tanah

Menurut Mitchell dan Villet (1987), dalam suatu perkuatan tanah kombinasi antara material tanah dan perkuatan harus sedemikian rupa sehingga interaksi antara keduanya menghasilkan material komposit yang perilakunya jauh lebih baik. Tanah yang umumnya memiliki kekuatan tekan yang baik dan kemampuan tarik yang sangat lemah dapat diperbaiki perilakunya dengan menambahkan perkuatan yang memiliki kekuatan tarik. Kerjasama kedua material ini dapat menghasilkan material koheren dan

memperbaiki perilaku teknis tanah asli. Perbaikan perilaku teknis tanah asli ini terjadi karena adanya transfer beban antara perkuatan dan tanah.

Mitchell dan Villet (1987) selanjutnya membagi perkuatan ke dalam dua golongan, yaitu *extensible* (dapat memanjang) dan *inextensible* (tidak dapat memanjang). Pada dasarnya, hampir semua material perkuatan adalah *inextensible* kecuali geotekstil. Oleh karena material perkuatan ini mempunyai modulus yang jauh lebih tinggi dibanding tanah, maka mampu menahan deformasi tanah dalam arah sejajar perkuatan. Sehingga keberadaan perkuatan ini dapat dianggap menaikkan kohesi tanah atau menambah *confining pressure*.

Transfer tegangan antara tanah dan perkuatan dapat terjadi melalui dua mekanisme, yaitu tahanan friksi dan tahanan pasif. Umumnya kedua mekanisme transfer beban ini bekerja bersama secara aktif. Perkuatan yang tergolong ke dalam kategori friksi antara lainnya adalah *Reinforced Earth*, *Plastic Strip*, *Geotextile*.

Meskipun demikian, hanya geotekstil yang bidang permukaannya halus. Sehingga hanya geotekstil saja yang transfer bebannya terjadi melalui friksi murni. Oleh karena sistem perkuatan yang lainnya tidak mempunyai permukaan yang rata dan halus, maka koefisien friksinya didapat dari pengukuran langsung.

## **2.4 Pondasi Dangkal**

Pondasi dangkal adalah pondasi dimana dari struktur ke tanah terjadi dekat dengan permukaan, (Coduto, 1994). Menurut Terzaghi (1943), dianggap pondasi dangkal apabila letak dasar pondasi dari muka tanah (D) kurang atau sama dengan lebar dasar pondasi (B). (Das, 1994).

### **2.4.1 Tekanan Sentuh (*Contact Pressure*)**

Tekanan yang bekerja di antara dasar pondasi dan tanah disebut tekanan sentuh (*contact pressure*). Tekanan sentuh penting dipertimbangkan untuk perancangan pondasi, karena dapat mempengaruhi distribusi momen dan tegangan geser pada pondasi dan juga untuk menghitung penurunan dari pondasi akibat penempatan lapisan yang dekat dengan pondasi.

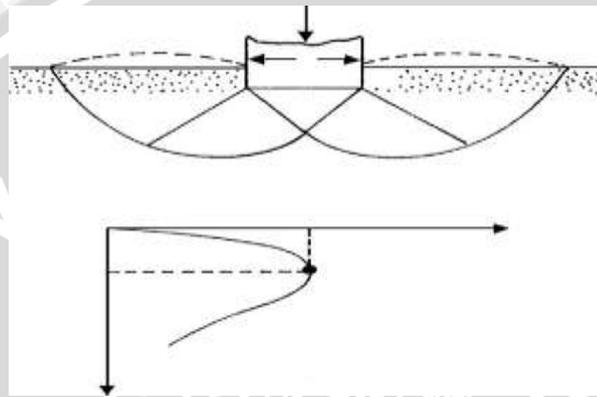
### **2.4.2 Pola Keruntuhan Di Bawah Pondasi**

Berdasarkan dengan apa yang telah dibuktikan dilapangan, sebuah pondasi apabila dibebani maka pondasi tersebut akan meneruskan beban kelapisan tanah yang ada dibawahnya, sehingga menyebabkan tanah akan mengalami deformasi vertikal dan horizontal. Apabila tanah mengalami pembebanan seperti beban pondasi, maka tanah

akan mengalami distorsi dan penurunan. Jika beban ini bertambah terus maka penurunan juga akan bertambah dan akan menyebabkan deformasi plastis pada tanah. Berdasarkan hasil uji model, Vesic (1963) mengelompokkan mekanisme keruntuhan pondasi menjadi tiga, yaitu :

### 1. Keruntuhan Geser Umum ( *General Shear Failure* )

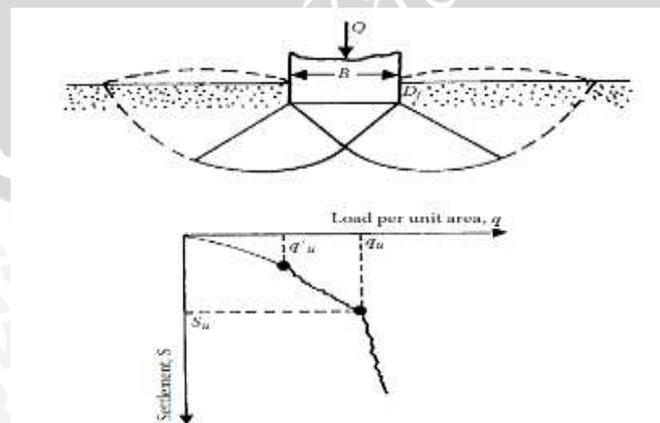
Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir padat (dense sand) yang memiliki  $D_r > 67\%$ . Pola keruntuhan ini dapat terlihat pada **Gambar 2.9**



**Gambar 2.9** *General Shear Failure* (Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

### 2. Keruntuhan Geser Lokal ( *Local Shear Failure* )

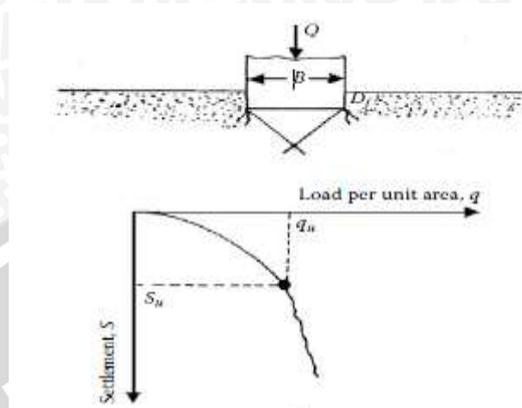
Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir medium dense sand yaitu pasir dengan  $30\% < D_r < 67\%$ . Pola keruntuhan ini dapat terlihat pada **Gambar 2.10**



**Gambar 2.10** *Local Shear Failure* (Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

### 3. Keruntuhan Penetrasi ( *Punching Shear Failure* )

Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir lepas dengan  $D_r < 30\%$ . Pola keruntuhan ini dapat terlihat pada **Gambar 2.11**

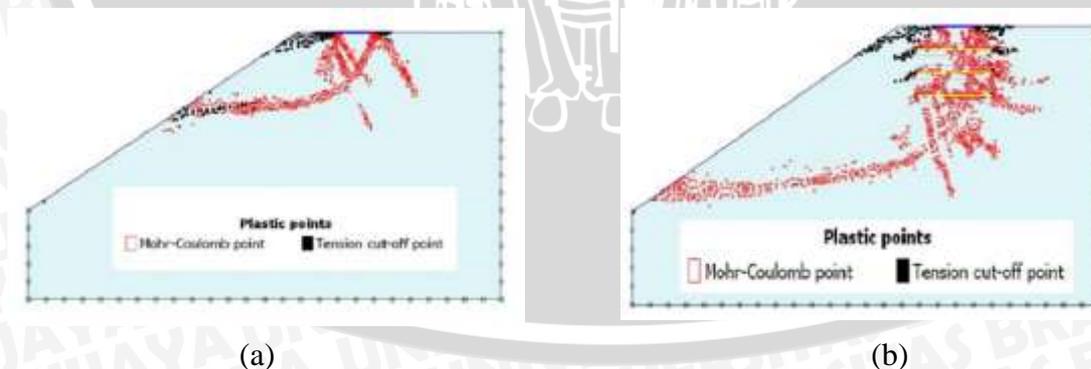


**Gambar 2.11** *Punching Shear Failure* (Sumber : Suroso dkk , 2007:30)

Berdasarkan pada apa yang telah didapatkan dilapangan, keruntuhan sangat dipengaruhi oleh *density* dari tanah dan juga dipengaruhi oleh rasio kedalaman-lebar pondasi  $D/B$  seperti yang ditunjukkan oleh *Vesic (1973)*.

#### 2.4.3 Pola Keruntuhan dengan Geotekstil

Berdasarkan hasil penelitian dari S. V. Anil Kumar dan K. Ilamparuthi yang berjudul *Response of Footing on Sand Slopes*, didapatkan model keruntuhan pada lereng seperti **Gambar 2.12** berikut :



**Gambar 2.12** (a) Keruntuhan Pada Lereng Tanpa Perkuatan (a) Keruntuhan Pada Lereng Dengan Perkuatan (Sumber : Anil Kumar dan Ilamparuthi, 2009)

Pada **Gambar 2.12** terlihat bahwa dengan adanya penambahan perkuatan pada lereng yang dibebani oleh pondasi lajur, daya dukung dari lereng akan meningkat. Pada

gambar tersebut terlihat jika penyebaran tegangan pada tanah semakin besar, sehingga hal inilah yang menjadikan daya dukung semakin meningkat.

## 2.5 Teori Penyaluran Panjang Geotekstile

Berdasarkan hasil penelitian dari S. V. Anil Kumar dan K. Ilamparuthi yang berjudul *Response of Footing on Sand Slopes*, panjang penyaluran perkuatan berpengaruh terhadap meningkatnya daya dukung yang diperoleh. Hal ini bisa dilihat pada **Tabel 2.6** hasil perolehan daya dukung lereng pasir yang diperkuat dengan geotekstil berikut:

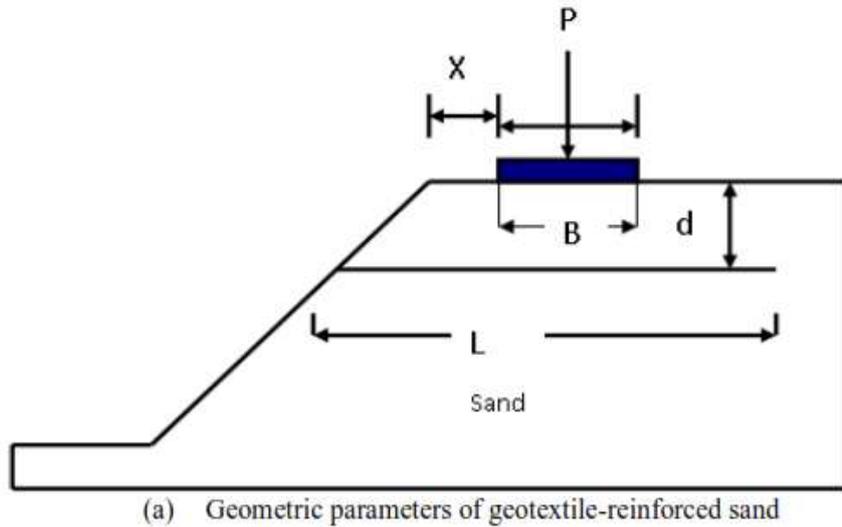
**Tabel 2.6.** Daya Dukung Dengan Geotekstil

L/B	Ultimate bearing capacity, (kN/m <sup>2</sup> )		Increment (%)
	Reinforcement below footing	Unreinforced slope	
1	43	34	26
2	110	34	224
3	120	34	253

Pada penelitian ini, ketika kondisi L/B=3 panjang penyaluran dibagi menjadi tiga bagian, yaitu sebelum pondasi sepanjang lebar pondasi (B), dibawah pondasi sepanjang lebar pondasi (B), dan setelah pondasi sepanjang lebar pondasi (B). Sehingga dapat disimpulkan panjang penjagkaran geotekstil setelah bidang runtuh yang dipergunakan adalah sepanjang lebar pondasi.

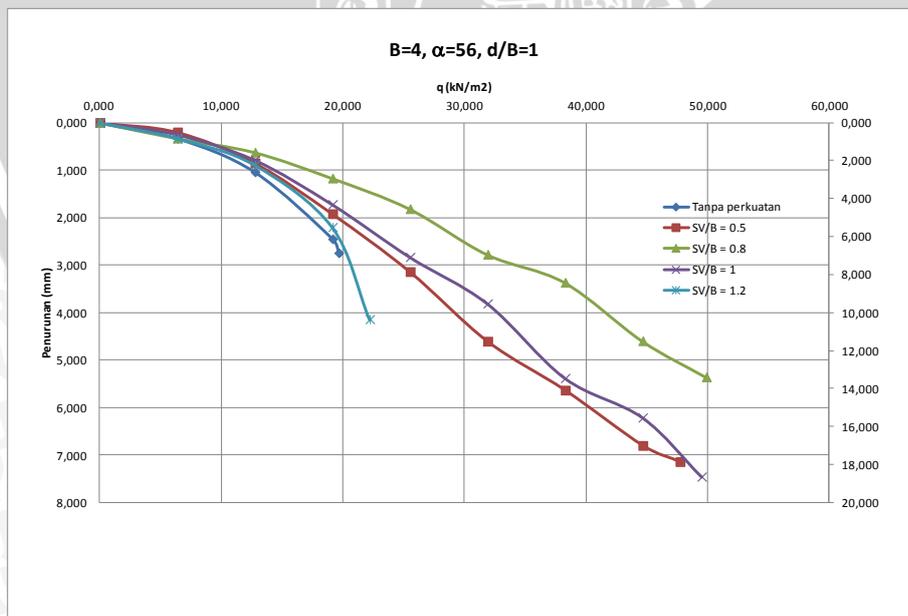
## 2.6. Teori Perhitungan Spasi Antar Lapisan Geotekstil

Salah satu penelitian yang dilakukan oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha (2013) yang mempelajari tentang perilaku lereng dengan perkuatan geotekstil akibat pengaruh dari jarak antar lapisan geotekstil disimpulkan bahwa jarak antar lapisan perkuatan sangat mempengaruhi peningkatan daya dukung pondasi pada lereng pasir. Model lereng yang digunakan dapat dilihat pada **Gambar 2.13.** yang mana mengambil rasio spasi antar lapisan geotekstil dengan lebar pondasi ( $d/B = 0.3, 0.5, 1, \text{ dan } 2$ ).

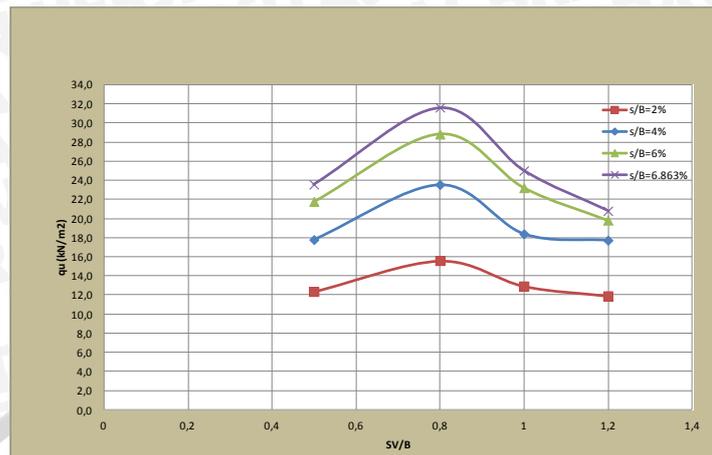


**Gambar 2.13.** Model Lereng Dengan Perkuatan Satu Lapis Geotekstil yang Diteliti Oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha.

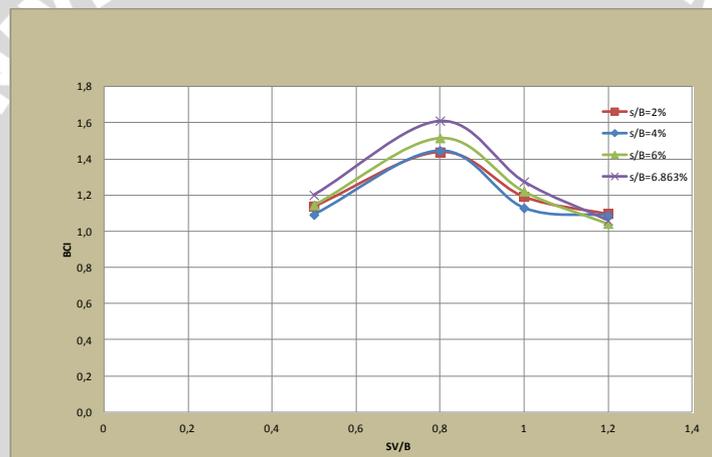
Mengacu pada penelitian yang dilakukan oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha, pada penelitian ini kami mengambil rasio ( $S_v/B = 0.5, 0.8, 1, \text{ dan } 1.2$ ) untuk mencari jarak antar lapisan geotekstil yang paling maksimum meningkatkan daya dukung pondasi pada lereng pasir dengan menggunakan variabel tetap yaitu ( $B=4, \alpha=56^\circ, \text{ dan } d/B=1$ ). Hasil penelitian disajikan pada **Gambar 2.14**.



(a)



(b)



(c)

**Gambar 2.14.** (a) Grafik Hubungan Q Dan Penurunan Dengan Variasi Sv/B (b) Grafik Qu Dengan Variasi Sv/B (c) Grafik BCI(S) Dengan Variasi Sv/B

Dari **Gambar 2.14** dapat dilihat bahwa pada rasio Sv/B=0,8 terjadi peningkatan daya dukung yang paling maksimum, sehingga pada penelitian ini kami menetapkan menggunakan jarak antar lapis geotekstil (Sv =0,8B)

### 2.7 Daya Dukung Pondasi

Analisa daya dukung mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi. Daya dukung menyatakan tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah disepanjang bidang-bidang gesernya untuk melawan penurunan akibat pembebanan.

Analisis-analisis daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan yang dibuat dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan yang bersifat plastis. Konsep ini pertama kali dikenalkan oleh Prandtl (1921), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955) dan lainnya (Hardiyatmo, H.C., 2011:110-111). Kriteria yang harus diperhatikan dalam perencanaan pondasi adalah:

#### 1. Kriteria Stabilitas

Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung harus dipenuhi. Dalam perhitungan daya dukung umumnya digunakan angka 3.

#### 2. Kriteria Penurunan

Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tidak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Konsep analisis daya dukung adalah menganggap tanah sebagai bahan bersifat plastis, dan pertama kali diperkenalkan oleh Prandtl (1921), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955), De Beer dan Vesic (1958). Persamaan-persamaan daya dukung tanah umumnya didasarkan pada persamaan Mohr-Coulumb:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad \dots\dots (2.3)$$

dengan:

$\tau$  =  $s$  = tahanan geser tanah

$c$  = kohesi tanah

$\phi$  = sudut geser dalam tanah

$\sigma$  = tegangan normal

### 2.7.1 Bearing Capacity Improvement (BCI)

Pengaruh adanya perkuatan baik menggunakan geotekstil ataupun perkuatan yang lain, digambarkan dalam bentuk besaran non-dimensional yang biasanya disebut BCI. *Bearing Capacity Improvement* (BCI) adalah suatu perbandingan rasio yang menjelaskan perbandingan antara daya dukung tanah saat diberi perkuatan dengan daya dukung tanah tanpa diberi perkuatan. Nilai BCI dapat ditentukan berdasarkan dua hal, yaitu daya dukung pada saat ultimit atau  $BCI_u$  (S.M. Marandi, 2008; P.K. haripal dkk, 2008; E. C.

shin dkk, 2000; J. Thanapalasingam dkk, 2008; M.J. Kenny dkk, 1997) dan daya dukung pada penurunan yang sama atau BCI<sub>s</sub> (A. Zahmatkesh dkk, 2010; S. M. Marandi, 2008) Dari penelitian ini dapat diketahui peningkatan daya dukung (*Improvement Bearing Capacity*) dengan membandingkan daya dukung dengan dan tanpa perkuatan geotekstil, sebagai berikut :

$$BCI = \frac{q}{q_0} \quad \dots (2.4)$$

Dimana,

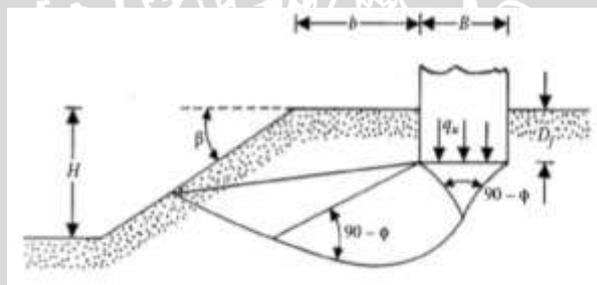
BCI = *Improvement Bearing Capacity*

q = daya dukung dengan geotekstil menurut kemiringan sudut lereng dan dimensi pondasi

q<sub>0</sub> = daya dukung tanpa geotekstil

## 2.7.2 Daya Dukung Pondasi Dangkal di Atas Lereng Tanpa Perkuatan

### 2.7.2.1 Solusi Meyerhof



**Gambar 2.15** Pondasi menerus di atas lereng

(Sumber : Das, B.M. 2009)

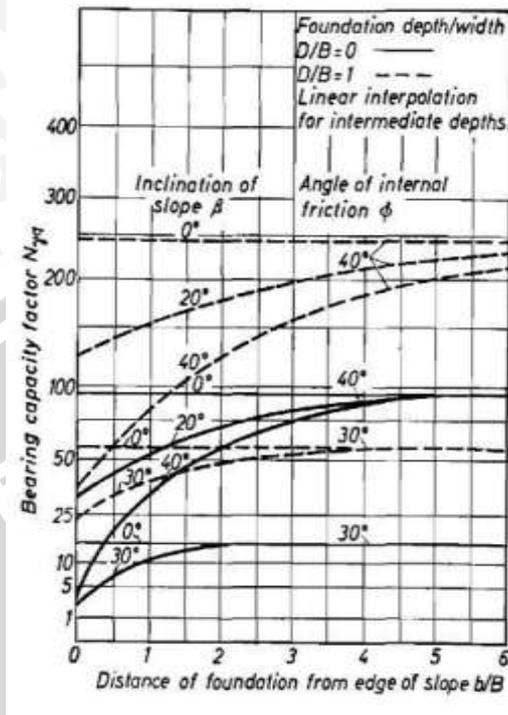
**Gambar 2.15** di atas menunjukkan sebuah pondasi menerus dengan lebar B yang diletakkan pada sebuah lereng dengan tinggi H. Pondasi tersebut diletakkan dengan jarak b dari tepi lereng. Adapun daya dukung batas dari pondasi tersebut dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad \dots (2.5)$$

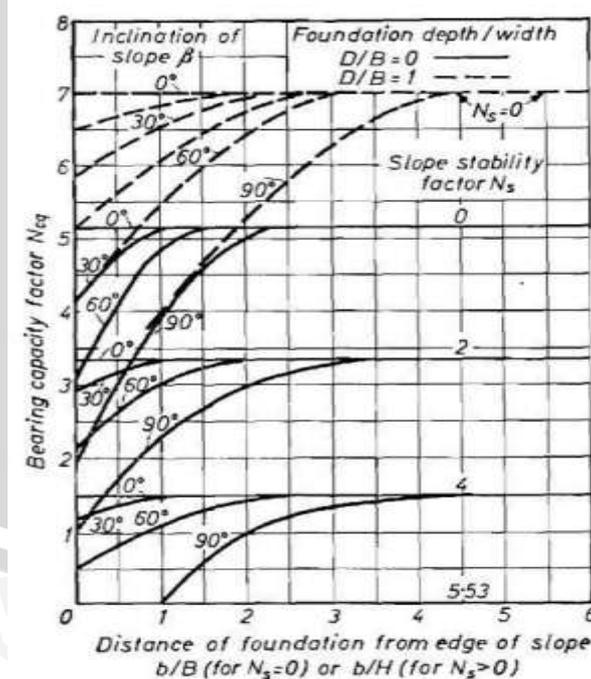
Untuk tanah pasir, Meyerhof menyatakan daya dukung pondasi menerus di atas lereng dengan persamaan:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad \dots (2.6)$$

Meyerhof telah mengembangkan variasi teoritis terhadap nilai  $N_{\gamma q}$  dan  $N_{cq}$  untuk tanah pasir ( $c=0$ ) yang dinyatakan pada **Gambar 2.16** dan **Gambar 2.17** berikut:



**Gambar 2.16** Faktor  $N_{\gamma q}$  Untuk Daya Dukung Pondasi Menerus Di Atas Lereng Tanah Pasir (Sumber : Das, B.M. 2009: 153-155)



**Grafik 2.17** Faktor  $N_{cq}$  Untuk Daya Dukung Pondasi Menerus Di Atas Lereng Tanah Pasir (Sumber : Das, B.M. 2009: 153-155)

Selain dari grafik, nilai  $N_{\gamma q}$  dan  $N_{cq}$  juga bisa dicari menggunakan tabel nilai  $N_{\gamma q}$  dan  $N_{cq}$  seperti pada **Tabel 2.7** dan **Tabel 2.8**;

Meyerhof method—cohesive soils			Bearing capacity factors near slopes												
s, deg (D <sub>50</sub> )	z, deg (z)	N <sub>q</sub>	N <sub>γq</sub>												
			0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	6.00			
30	0	0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	15.4	3H:1V	7.0	9.0	9.8	11.3	12.2	13.8	14.4	16.1	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	21.8	2.5H:1V	5.6	7.0	8.8	10.4	11.7	13.5	14.2	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	30.0	3H:1V	0.0	5.2	7.5	9.7	11.8	13.2	14.8	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	39.0	3H:1V	0.0	4.0	6.5	9.0	10.1	11.0	11.8	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0
45	0	0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0
	15.4	3H:1V	9.1	10.2	11.7	13.5	14.6	16.8	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0
	21.8	2.5H:1V	7.2	10.0	12.0	14.0	15.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0
	30.0	3H:1V	5.0	11.3	14.4	17.5	18.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0
	39.0	3H:1V	2.0	10.0	13.0	16.0	17.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0
60	0	0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0
	15.4	3H:1V	10.5	11.4	12.8	14.5	15.1	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0
	21.8	2.5H:1V	8.0	11.7	13.8	15.8	16.2	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0
	30.0	3H:1V	5.4	13.4	16.4	19.4	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5	19.5
	39.0	3H:1V	2.8	11.0	14.0	17.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0
75	0	0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
	15.4	3H:1V	13.0	14.0	15.8	17.8	18.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0
	21.8	2.5H:1V	10.0	14.4	17.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0
	30.0	3H:1V	6.8	16.0	19.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0
	39.0	3H:1V	3.8	14.0	17.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

**Tabel 2.7** Tabel Nilai  $N_{\gamma q}$  (Sumber : *National Engineering Hand Book, 2007:8*)

Meyerhof method—cohesive soils (c > 0)			Bearing capacity factors near slopes											
D <sub>50</sub>	N <sub>c</sub>	z, deg (z)	N <sub>cq</sub>											
			0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5		
0	0	0	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
	15.4	3H:1V	4.55	4.90	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
	21.8	2.5H:1V	4.43	4.90	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
	30.0	2H:1V	4.29	4.79	5.11	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
	39.0	3H:1V	4.10	4.75	5.11	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
2	0	0	4.04	4.06	4.07	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14
	15.4	3H:1V	3.98	4.06	4.07	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14
	21.8	2.5H:1V	3.93	4.03	4.07	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14
	30.0	2H:1V	3.87	3.98	4.03	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14
	39.0	3H:1V	3.82	3.94	4.02	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14
4	0	0	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
	15.4	3H:1V	3.08	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
	21.8	2.5H:1V	3.07	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
	30.0	2H:1V	3.06	3.10	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
	39.0	3H:1V	3.05	3.09	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
6	0	0	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
	15.4	3H:1V	2.38	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42
	21.8	2.5H:1V	2.37	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42
	30.0	2H:1V	2.36	2.40	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42
	39.0	3H:1V	2.35	2.39	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42	2.42
8	0	0	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
	15.4	3H:1V	1.78	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
	21.8	2.5H:1V	1.77	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
	30.0	2H:1V	1.76	1.80	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
	39.0	3H:1V	1.75	1.79	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
10	0	0	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
	15.4	3H:1V	1.28	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32
	21.8	2.5H:1V	1.27	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32
	30.0	2H:1V	1.26	1.30	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32
	39.0	3H:1V	1.25	1.29	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32

**Tabel 2.8** Tabel Nilai  $N_{cq}$  (Sumber : *National Engineering Hand Book, 2007:8*)

### 2.7.2.2 Solusi Hansen dan Vesic

Untuk kondisi  $b = 0$  pada gambar 1 (pondasi tepat berada di tepi lereng), Hansen menyatakan daya dukung batas dari pondasi menerus tersebut dengan persamaan sebagai berikut:

$$q_u = cN_c\lambda_{c\beta} + qN_q\lambda_{q\beta} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma\lambda_{\gamma\beta} \quad \dots (2.7)$$

Dimana :

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Faktor-faktor daya dukung Hansen

$\lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta}, \lambda_{\gamma\beta}$  = Faktor-faktor lereng

$q = \gamma D_f$

Menurut Hansen,

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan\beta)^2 \quad \dots (2.8)$$

Untuk  $\phi > 0$ ,  $\lambda_{c\beta} = \frac{N_q\lambda_{q\beta}^{-1}}{N_q^{-1}}$

Untuk  $\phi = 0$ ,  $\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi+2}$

Pada kondisi  $\phi = 0$ , Vesic menyatakan nilai  $N_\gamma$  sebagai berikut:

$$N_\gamma = -2\sin\beta$$

Selanjutnya, ia menyatakan pada kondisi  $\phi = 0$  dengan  $N_c = 5,14$  dan  $N_q = 1$  persamaan daya dukung menjadi sebagai berikut:

$$q_u = (5,14 - 2\beta)c + \gamma D_f(1 - \tan\beta)^2 - \gamma\beta\sin\beta(1 - \tan\beta)^2 \quad \dots (2.9)$$

(Sumber : Das, B.M. 2009: 155-156)

### 2.7.2.3 Metode Gemperline (1990)

*Shields* bersama dengan peneliti lainnya telah mencoba melakukan penelitian terhadap faktor daya dukung  $N_{\gamma q}$  untuk sebuah pondasi pada lereng yang memiliki sudut geser yang rendah. Pada penelitian yang dilakukan oleh *Shields* ia menggunakan pemodelan box pasir berukuran besar dengan panjang 15 m dan lebar 2 m dan tinggi 2,2 m. Sebuah lereng dengan perbandingan H : V yaitu 2 : 1 dipilih sebagai pemodelan karena dianggap ukuran tersebut adalah uluran standar dari sebuah lereng, lereng dibuat dengan faktor-faktor penentu yang ada. Dari percobaan tersebut *Shields* melaporkan prosentase

daya dukung tanah datar yang ia temukan dengan menggunakan persamaan *Gemperline* untuk menghitung nilai  $N_{\gamma q}$  dan menggunakan persamaan daya dukung Meyerhof untuk tanah datar.

Adapun persamaan Gemperline adalah sebagai berikut :

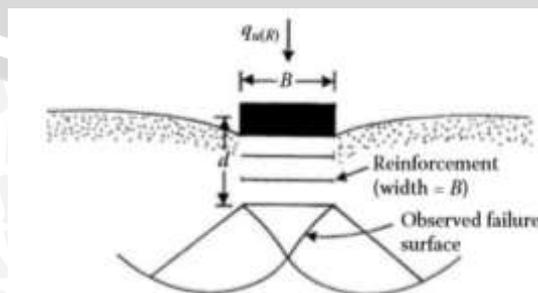
$$N_{\gamma q} = f_{\phi} \times f_B \times f_{D/B} \times f_{B/L_p} \times f_{D/B, B/L_p} \times f_{\alpha, b/B} \times f_{\alpha, b/D, D/B} \times f_{\alpha, b/B, B/L_p} \dots \quad (2.10)$$

Dengan :

$\phi$	= sudut geser dalam tanah ( $^{\circ}$ )
$\alpha$	= sudut kemiringan lereng ( $^{\circ}$ )
$B$	= lebar pondasi (inchi)
$D$	= kedalaman pondasi (inchi)
$L_p$	= panjang pondasi (inchi)
$d$	= jarak pondasi ke puncak lereng (inchi)
$f_{\phi}$	= $10^{(0,1159\phi - 2,386)}$
$f_B$	= $10^{(0,34 - 0,2 \log B)}$
$f_{D/B}$	= $1 + 0,65 (D/B)$
$f_{B/L}$	= $1 - 0,27 (B/L_p)$
$f_{D/B, B/L_p}$	= $1 + 0,39 (D/L_p)$
$f_{\beta, b/B}$	= $1 - 0,8 [1 - (1 - \tan \beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\}$
$f_{\beta, b/D, D/B}$	= $1 + 0,6 (B/L_p) [1 - (1 - \tan \beta)^2] \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\}$
$f_{\beta, b/B, B/L_p}$	= $1 + 0,33 (D/B) \tan \beta \{2/[2 + (b/B)^2 \tan \beta]\}$

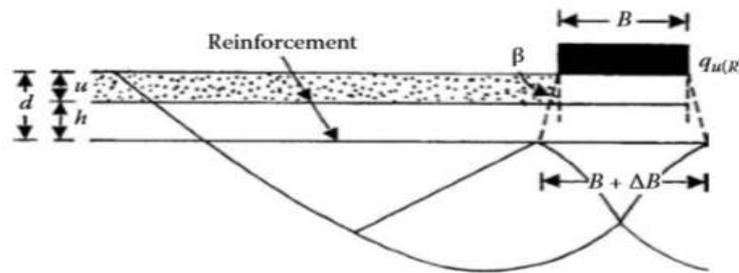
### 2.7.3. Daya Dukung Pondasi Dangkal pada Tanah yang Diperkuat Geotekstil

Huang dan Tatsuoka mengusulkan mekanisme kegagalan bagi pondasi lajur yang didukung dengan perkuatan tanah, dimana lebar perkuatan  $L$  adalah sama dengan lebar dasar pondasi  $B$  seperti yang ditunjukkan **Gambar 2.18** di bawah ini:



**Gambar 2.18** Skema keruntuhan yang diamati Huang dan Tatsuoka (Sumber : Das, B.M. 2009: 280-281)

Hal ini disebut *deep foundation mechanism* dimana *quasi-rigid zone* berada di bawah pondasi. Schlosser mengusulkan *wide slab mechanism* untuk keruntuhan tanah pada pembebanan batas untuk kondisi  $L > B$ , yang ditunjukkan pada **Gambar 2.19** berikut.

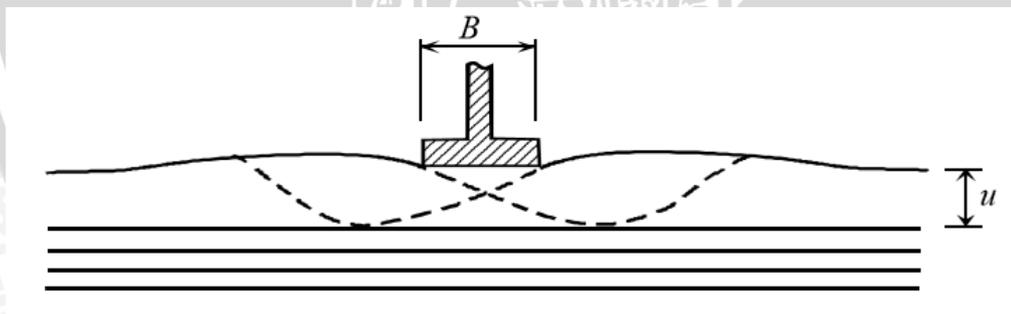


**Gambar 2.19** Skema keruntuhan pada tanah yang diperkuat yang dinyatakan oleh Schlosser (Sumber : Das, B.M. 2009: 280-281)

### 2.7.3.1 Metode Binquet and Lee

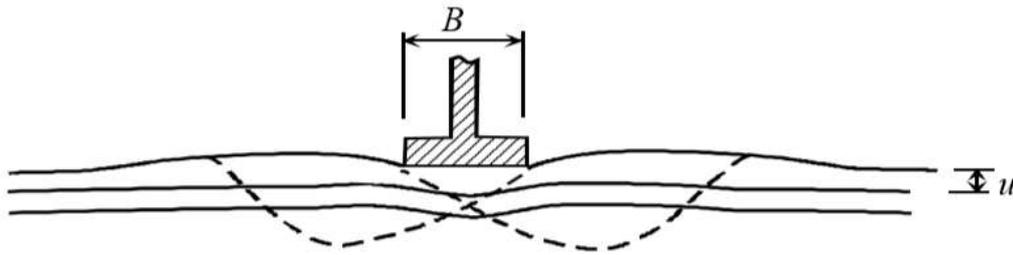
Berdasarkan hasil observasi pemodelan laboratorium yang dilakukan oleh Binquet dan Lee (1975), disimpulkan bahwa terdapat tiga kemungkinan mekanisme keruntuhan pondasi pada tanah yang diperkuat berdasarkan kekuatan tarik dan konfigurasi perkuatan yaitu:

1. *Shear failure* terjadi saat jarak lapis perkuatan teratas ( $u$ ) lebih besar dari  $2B/3$ , yang ditunjukkan pada Gambar 2.16.



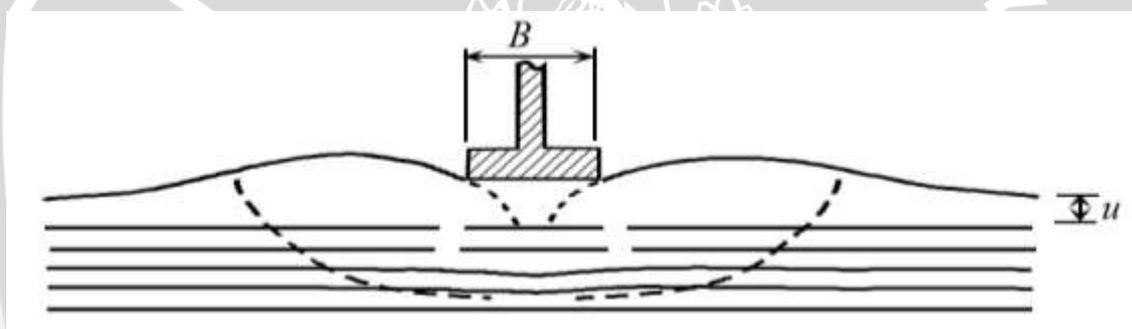
**Gambar 2.20** Keruntuhan saat  $u = 2B/3$   
(Sumber: Qiming Chen.2007:23)

2. *Pull-out failure (ties pullout)* terjadi saat jarak lapis perkuatan teratas kurang dari  $2B/3$  dengan jumlah lapis perkuatan yang digunakan kurang atau sama dengan 3 lapis dan panjang perkuatan yang digunakan terlalu pendek. Keruntuhan ini dapat dilihat pada **Gambar 2.21**. berikut :



**Gambar 2.21** Keruntuhan saat  $u < 2B/3$ ,  $N < 2$  atau 3 (Sumber: *Qiming Chen.2007:23*)

3. *Tension failure (ties break)* terjadi saat jarak lapisan perkuatan kurang dari  $2B/3$ , dengan jumlah lapis perkuatan yang digunakan lebih dari 4 lapis dan panjang perkuatan yang digunakan cukup panjang. Keruntuhan ini dapat dilihat pada **Gambar 2.22**.



**Gambar 2.22** Keruntuhan saat  $u < 2B/3$ ,  $N > 4$  (Sumber: *Qiming Chen.2007:23*)

### 2.7.3.2 Pengaruh Panjang Geotekstil Terhadap Peningkatan Daya Dukung

Penelitian yang telah dilakukan oleh beberapa ahli, antara lain Yun Hu, Ga Zhang, Jian-Min Zhang, C.F Lee (2009) tentang pengaruh penggunaan geotekstil sebagai perkuatan lereng dapat disimpulkan bahwa salah satu parameter yang mempengaruhi kinerja geotekstil sebagai perkuatan lereng adalah panjang geotekstil. Adapun panjang geotekstil yang dianggap menghasilkan kinerja terbaik berkisar antara  $0,22 H$  sampai dengan  $0,42 H$ , dimana  $H$  merupakan ketinggian lereng. Penelitian ini dibahas dalam jurnalnya yang berjudul “*Centrifuge Modeling of Geotextile-Reinforced Cohesive Slope*”. Dari hasil penelitian yang dilakukan diperoleh hasil bahwa pada saat rasio panjang lapisan yang digunakan  $0,22H$  memiliki efek kecil pada deformasi lereng. Jika rasio panjang ditingkatkan menjadi  $0,42 H$  menunjukkan bahwa efek dari penguatan yang signifikan dan geotekstil tersebut dapat bertahan lama untuk perkuatan lereng. Sedangkan jika

ditingkatkan kembali rasio panjang lapisan menjadi 0,83 H, perkuatan memiliki efek kecil pada perkuatan tanah dan terkesan boros. Jadi dapat disimpulkan panjang dari perkuatan tidak boleh terlalu pendek ataupun terlalu panjang, karena nantinya tidak akan berpengaruh terhadap perkuatan lereng.

### **2.7.3.3 Pengaruh Spasi Antar Lapisan Geotekstil Terhadap Peningkatan Daya Dukung**

Bersumber dari penelitian yang dilakukan oleh A.N. Sommers dan B.V.S. Viswanadham (2009), yang menyimpulkan bahwa pemasangan jarak vertikal antara lapisan perkuatan geotekstil pada lereng sangat mempengaruhi besarnya beban yang mampu ditahan oleh lereng sebelum mengalami keruntuhan. Dalam penelitian mereka, disebutkan bahwa spasi antara lapisan perkuatan  $S_v/H = 0,15$ ; lereng dapat menahan beban sampai batas sebelum keruntuhan sebesar  $q_f = 154$  kPa. Sedangkan pada saat menggunakan spasi antar lapisan perkuatan  $S_v/H = 0,11$ ; pada keadaan lereng yang sama, beban maksimum sebelum lereng mencapai keruntuhan sebesar  $q_f = 361$  kPa.

Sealin itu dari hasil penelitian yang dilakukan sebelumnya, dengan kondisi pemodelan tinggi lereng 50 cm dan kemiringan lereng  $51^\circ$  serta menggunakan variasi jarak vertical antar lapis geotekstile adalah  $0,154H$  ;  $0,182H$  ;  $0,21H$  , diperoleh nilai daya dukung lereng paling maksimum berada pada rasio  $0,154H$ . Berdasarkan kedua penelitian tersebut diperoleh hasil bahwa semakin dekat jarak vertical antar geotekstile maka daya dukung lereng yang dihasilkan semakin besar.

### **2.7.3.4 Pengaruh Perbandingan Lebar Pondasi dan Jarak Pondasi ke Tepi Lereng Terhadap Daya Dukung**

Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Hoang C. Nguyen, Canh V. Le, Vu P. Q. Nguyen, Tri P. Truong (2012) tentang daya dukung pondasi menerus pada lereng, menjelaskan tentang pengaruh perbandingan jarak pondasi ke tepi lereng dengan lebar pondasi terhadap daya dukung lereng. Pada penelitiannya, mereka menggunakan 7 variasi yaitu  $d/B = 1$ ,  $d/B=2$ ,  $d/B= 3$ ,  $d/B = 4$ ,  $d/B = 5$ ,  $d/B = 6$ , serta  $d/B = 7$ . Diperoleh hasil bahwa makin meningkatnya perbandingan  $d/B$  maka makin meningkat pula daya dukung lereng yang dihasilkan. Bahkan ketika perbandingan  $d/B$  lebih dari 4, daya dukung yang terjadi bukan lagi sebagai daya dukung tanah lereng, namun suda menjadi analisis daya dukung tanah datar.

### 2.6.3.5 Pengaruh Kemiringan Sudut Lereng Terhadap Daya Dukung

Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Hoang C. Nguyen, Canh V. Le, Vu P. Q. Nguyen, Tri P. Truong (2012) tentang daya dukung pondasi menerus pada lereng, menjelaskan tentang pengaruh kemiringan sudut lereng terhadap daya dukung lereng. Pada penelitiannya, mereka menggunakan 7 variasi sudut yaitu  $30^\circ$ ,  $60^\circ$ , serta  $90^\circ$ . Diperoleh hasil bahwa makin meningkatnya kemiringan sudut maka daya dukung yang dihasilkan makin menurun. Sebaliknya ketika kemiringan sudut menurun daya dukung yang dihasilkan akan meningkat atau lebih aman. Hal inilah yang mendasari penelitian yang akan dilakukan, dengan meningkatkan sudut kemiringan lereng dengan perkuatan geotekstil diharapkan bisa memperoleh hasil daya dukung yang lebih besar dan menemukan parameter yang cocok untuk kemiringan sudut lereng yang masih aman untuk dipergunakan.

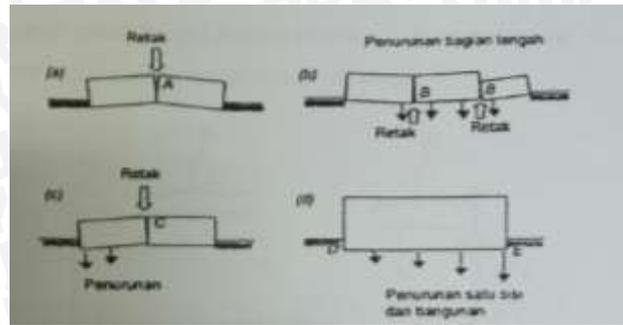
## 2.8. Penurunan Pondasi

Jika lapisan tanah mengalami pembebanan maka lapisan tanah tersebut akan mengalami regangan atau penurunan. Penurunan tersebut disebabkan oleh berubahnya susunan tanah, deformasi partikel tanah, relokasi partikel, keluarnya air atau udara dari dalam pori, dan sebab-sebab lain. Secara umum, penurunan pada tanah yang disebabkan oleh pembebanan dapat dibagi dalam dua kelompok besar, yaitu :

1. Penurunan konsolidasi (consolidation settlement), yang merupakan hasil dari perubahan volume tanah jenuh air sebagai akibat dari keluarnya air yang menempati pori-pori tanah.
2. Penurunan segera (immediate settlement), yang merupakan akibat dari deformasi elastis tanah kering, basah dan jenuh air tanpa adanya perubahan kadar air.

Ada beberapa sebab terjadinya penurunan akibat pembebanan yang bekerja di atas tanah:

1. Kegagalan atau keruntuhan geser akibat terlampauinya daya dukung tanah.
2. Kerusakan atau terjadinya defleksi yang besar pada pondasinya.
3. Distorsi geser (shear distortion) dari tanah pendukungnya
4. Turunnya tanah akibat perubahan angka pori



**Gambar 2.23** Contoh Kerusakan Bangunan Akibat Penurunan Pondasi (Hary Christadi H, Teknik Pondasi I, 2002)

Dalam prakteknya, sangat sulit memperkirakan besarnya penurunan. Hal ini tidak hanya karena dalam kondisi alamnya tidak homogen dan anisotropis dengan modulus elastis yang bertambah dengan kedalamannya, tetapi juga terdapat kesukaran dalam mengevaluasi kondisi tegangan regangan yang terjadi di lapisannya.

Pertimbangan pertama dalam menghitung besarnya penurunan adalah penyebaran tekanan pondasi ke tanah dasar, seperti pada contoh **Gambar 2.23**. Hal ini sangat bergantung pada kekakuan pondasi dan sifat-sifat tanah. Di lapangan sangat jarang dijumpai pondasi yang benar-benar kaku, karena itu distribusi tekanan sentuh yang terjadi adalah antara pondasi kaku dan fleksibel sehingga dapat dianggap seragam bila beban terbagi rata seragam.

Analisis penurunan segera digunakan untuk semua tanah berbutir halus termasuk lanau dan lempung dengan kadar jenuh  $\pm S < 90$  dan untuk semua tanah berbutir kasar dengan koefisien rembes yang besar. Sedangkan analisis penurunan konsolidasi digunakan untuk semua tanah jenuh atau hampir jenuh dan yang berbutir halus. Kedua jenis analisis penurunan tersebut tertuang dalam bentuk

$$\Delta H = \epsilon H \frac{\Delta q}{E_s} \dots\dots (2.11)$$

Dalam persamaan diatas, diperlukan taksiran tambahan tekanan  $\Delta q$  dari beban yang ditetapkan. Sebuah metode sederhana yang banyak digunakan adalah memakai sebuah lereng 2 : 1 seperti terlihat pada Gambar 2.13. Kalau daerah tegangan ini ditetapkan oleh suatu lereng 2 : 1, maka peningkatan tekanan sebesar  $q_v = \Delta q$  pada suatu kedalaman  $z$  di bawah luas yang dibebani karena muatan  $Q$  adalah :

$$q_v = \frac{Q}{(B+z)^2} \dots\dots (2.12)$$

Metode ini hampir setara dengan metode teoritis  $z = B$  sampai sekitar  $4B$ , tetapi boleh digunakan untuk  $q_v$  pada kedalaman  $z = 0$  sampai  $B$ . Dalam penelitian ini yang digunakan adalah media pasir, maka penurunan yang terjadi adalah penurunan segera

(immediately settlement). Penurunan segera atau penurunan elastis adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan, dan terjadi pada volume konstan. Penurunan segera sebuah pondasi telapak pada suatu massa tanah setelah pemakaian beban dapat dihitung dari sebuah persamaan dari Teori Elastisitas [Timoshenko dan Goodier (1951)] sebagai berikut :

$$\Delta H = qB \frac{1-\mu^2}{E_s} I_w \dots\dots (2.13)$$

Dimana :

$\Delta H$  = penurunan

$q$  = intensitas tekanan sentuh di dalam satuan  $E_s$

$B$  = ukuran mendatar yang paling kecil dari daerah dasar yang dikumpulkan di dalam satuan  $\Delta H$

$I_w$  = faktor pengaruh yang bergantung pada bentuk pondasi telapak dan kekakuannya (dapat dilihat pada Tabel 2.9)

$E_s, \mu$  = sifat-sifat elastis dari tanah

Umumnya persamaan diatas dapat diterapkan pada pasir untuk setiap derajat kejenuhan, bahan berlumpur, dan jenis tanah yang lain yang secara relatif bebas meluluskan air. Faktor pengaruh untuk digunakan dalam persamaan tersebut dapat dihitung dari persamaan berikut yang diusulkan oleh Steinbrenner (1934) untuk titik sudut suatu daerah empat persegi panjang yang fleksibel pada permukaan sebuah belahan ruang yang semi tak terhingga, homogen, isotropis

Menurut Schleicher (1926) dan yang lain lain, faktor pengaruh untuk sebuah pondasi telapak adalah  $\pm 7\%$  lebih kecil daripada untuk pondasi telapak yang fleksibel. Faktor-faktor tersebut, kecuali untuk yang berbentuk bujursangkar dan yang berbentuk lingkaran.

Pada suatu keadaan dimana pondasi dibebani eksentris besarnya penurunan yang terjadi mempunyai nilai yang berbeda untuk kedua sisinya. Menurut Terzaghi dan Peck penurunan yang berbeda (*differential settlement*) diantara pondasi telapak yang ukurannya kira-kira sama yang mendapat tekanan yang sama pula besarnya tidak akan lebih besar dari 50% penurunan maksimum. Jika ukuran pondasi tersebut berbeda, maka penurunan diferensialnya akan lebih besar lagi. Penurunan maksimum dari pondasi yang mendapat tekanan yang sama akan makin besar dengan makin besarnya ukuran pondasi. Beberapa kasus menunjukkan bahwa besarnya penurunan yang berbeda (*differential settlement*) hampir sama dengan penurunan maksimum.