

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1. Pasir

##### 2.1.1. Pengertian Pasir

Tanah pasir merupakan tanah yang dibentuk dari batuan beku serta batuan sedimen. Tanah jenis ini memiliki butir kasar dan berkerikil. "Pasir dan kerikil merupakan agregat tak berkoheksi yang tersusun dari fragmen-fragmen sub-angular dan angular yang berasal dari batuan atau mineral yang belum mengalami perubahan" (Terzaghi&Peck, 1993:5).

Fraksi kasar yang ditunjukkan oleh pasir dibentuk oleh butiran yang biasanya tersusun dari kuarsa. Masing-masing butiran mungkin berbentuk angular, subangular, atau bulat. Sebagian pasir mengandung persentase sangat tinggi serpihan-serpihan maka membuatnya sangat elastis atau lenting (Terzaghi & Peck, 1987:8).

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-koheksif 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-koheksif dengan kadar air cukup tinggi dapat bersifat sebagai suatu cairan kental. Tarikan permukaan memberikan tanah non-koheksif suatu koheksi semu (*apparent cohesion*) yang disebut demikian karena koheksi 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 kasar: butirannya lolos saringan no. 10 (2 mm) dan tertahan dalam saringan no. 40 (0,425 mm).
3. Pasir kasar: butirannya lolos saringan no. 40 (0,425 mm) dan tertahan dalam saringan no. 200 (0,075 mm) (Hardiyatmo,H.C., 2011:2).

### 2.1.2. Klasifikasi Pasir Berdasarkan *Unified* (U.S.C.S.)

Sistem klasifikasi tanah *Unified* 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 2.1** berikut:

**Tabel 2.1.** Sistem Klasifikasi *Unified* untuk Pasir

Prosedur Klasifikasi		Symbol	Nama Jenis	Identifikasi Lab	
Tanah Berbutir Kasar (Lebih dari 50% tertahan pada ayakan No. 200 / Ø 0.075 mm)	Kerikil (lebih dari 50% tertahan pada ayakan No. 4 / Ø 4.75 mm)	Kerikil Murni (Tanpa – sedikit butir halus)	GW	Kerikil bergradasi baik, kerikil bercampur sedikit pasir tanpa / tak ada butiran halus	CU = D60/D10 = 1 – 4 CC = D30 <sup>2</sup> /D10 = 1-3
		Kerikil Berbutir Halus (Terdapat sejumlah butiran halus)	GP	Kerikil bergradasi buruk, kerikil bercampur pasir mengandung sedikit butira halus	Tidak memenuhi syarat CU maupun CC untuk GW
		Kerikil Berbutir Halus (Terdapat sejumlah butiran halus)	GM	Kerikil berlanau, kerikil mengandung mengandung pasir – lanau bergradasi buruk	Indek Plastisitas kurang dari 7
		Kerikil Berbutir Halus (Terdapat sejumlah butiran halus)	GC	Kerikil berlempung, kerikil mengandung pasir dan lempung bergradasi buruk	Indek Plastisitas lebih dari 7
	Pasir (lebih dari 50% lolos pada ayakan No. 4 / Ø 4.75 mm)	Pasir Bersih (Tanpa / sedikit butiran halus)	SW	Pasir bergradasi baik, Pasir dengan sedikit pasir tanpa butiran halus	CU = D60/D10 ≥ 6 CC = D30 <sup>2</sup> /D10 = 1-3
		Pasir Bersih (Tanpa / sedikit butiran halus)	SP	Pasir bergradasi buruk, dengan sedikit butiran halus	Tidak memenuhi syarat CU maupun CC SW
		Pasir Berbutir Halus (Terdapat sejumlah butiran halus)	SM	Pasir berlanau, pasir bercampur lanau lanau bergradasi buruk	Indeks Plastisitas lebih dari 7 Ratioindeks plastisitas PI dan batas cair LL < 2.25
		Pasir Berbutir Halus (Terdapat sejumlah butiran halus)	SC	Pasir berlempung, pasir bercampur lempung bergradasi buruk	Indeks plastisitas lebih dari 7 Ratioindeks plastisitas PI dan batas cair LL > 2.25

(Sumber : Brockenbrough dkk, 2003)

### 2.1.3. Keapatan Relatif Pasir

Keapatan relatif ( *relative compaction* ) adalah perbandingan berat volume kering pada kondisi yang ada dengan berat volume kering maksimumnya dengan Persamaan (2-1) sebagai berikut:

$$RC = \frac{\rho_{d-field}}{\rho_{d-laboratory}} \times 100\% \quad (2-1)$$

Lee dan Singh (1971) memberikan hubungan antara keapatan relatif dan kerapatan relatif dengan Persamaan (2-2) sebagai berikut:

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

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).

Dalam operasi pemadatan di lapangan dimana penambahan air tidak akan merusak tanah disekitarnya, pasir yang dilimpahi air (untuk memberikan keadaan  $Dr = 100\%$ ) 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 *density ring* dengan  $\gamma_{d \text{ lab}}$  yang dihasilkan dari uji proktor standar pada uji laboratorium (ASTM D1556-90). Berikut adalah **Tabel 2.2.** yang menjelaskan identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif.

**Tabel 2.2.** 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)

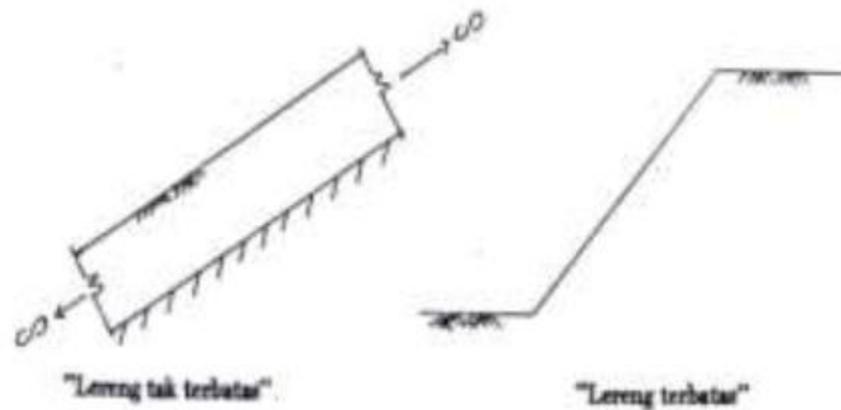
## 2.2. Lereng

### 2.2.1. Pengertian Lereng

Lereng merupakan suatu kondisi dimana terdapat dua permukaan tanah dengan ketinggian yang berbeda. Lereng dapat digolongkan dalam dua tipe yaitu lereng tak terbatas dan lereng terbatas (*Sunggono, 1984*). Dua tipe lereng tersebut ditunjukkan pada **Gambar 2.1**.

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*).

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 2.1.** 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

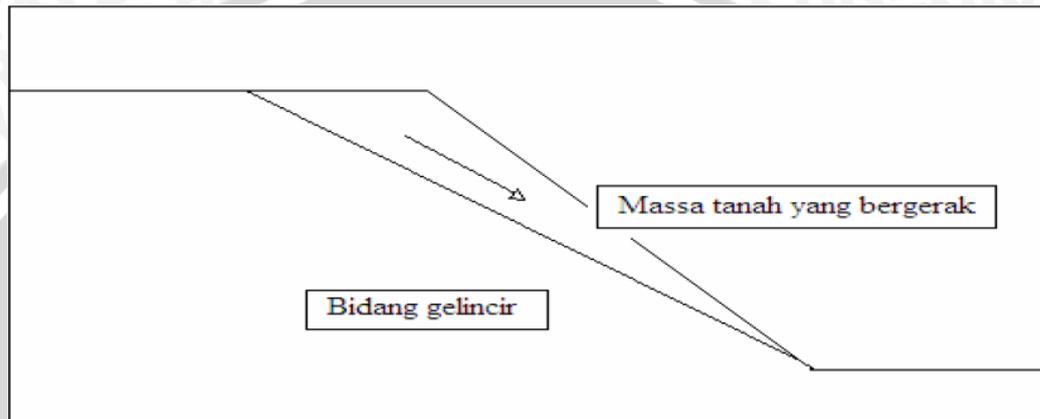
Gerakan lereng tidak stabil merupakan gerakan yang dibedakan sebagai gerakan guguran (*falls*), runtunan (*toples*), longoran (*slides*), penyebaran (*lateral spreads*), aliran (*flow*), dan gerakan kompleks yang merupakan kombinasi dari berbagai gerakan tersebut (Varnes, 1978) dalam Giani, 1992. Seperti yang kita ketahui, keruntuhan pada lereng dapat terjadi pada tempat dimana terdapat dua permukaan tanah yang berbeda ketinggian, maka akan ada gaya-gaya yang bekerja mendorong sehingga tanah yang lebih tinggi kedudukannya cenderung bergerak kearah bawah yang disebut dengan gaya potensial gravitasi yang menyebabkan terjadinya longsor atau keruntuhan.

Pengamatan longoran 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 Transalasi

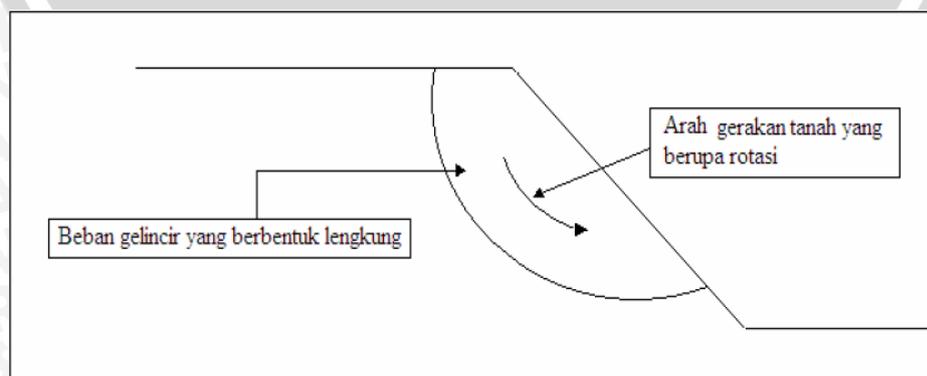
Kelongsoran ini merupakan peristiwa yang terjadi di bidang lemah. Umumnya berbutir kasar. Kelongsoran translasi ditunjukkan pada **Gambar 2.2**.



**Gambar 2.2.** Kelongsoran Transalasi  
Sumber : P. Giani (1992)

### 2. Kelongsoran Rotasi

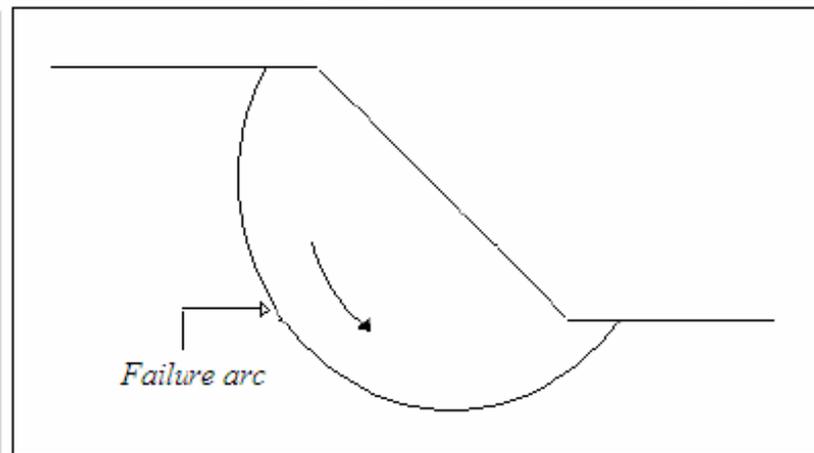
Kelongsoran rotasi ini merupakan peristiwa kelongsoran yang terjadi pada tanah berbutir halus dan mempunyai titik putaran pada sumbu bidang yang parallel dengan lereng. Potongannya dapat berupa busur lingkaran dan kurva bukan lingkaran. Pada umumnya, kelongsoran berupa busur lingkaran berhubungan dengan kondisi tanah yang tidak homogen, seperti yang terlihat pada **Gambar 2.3**.



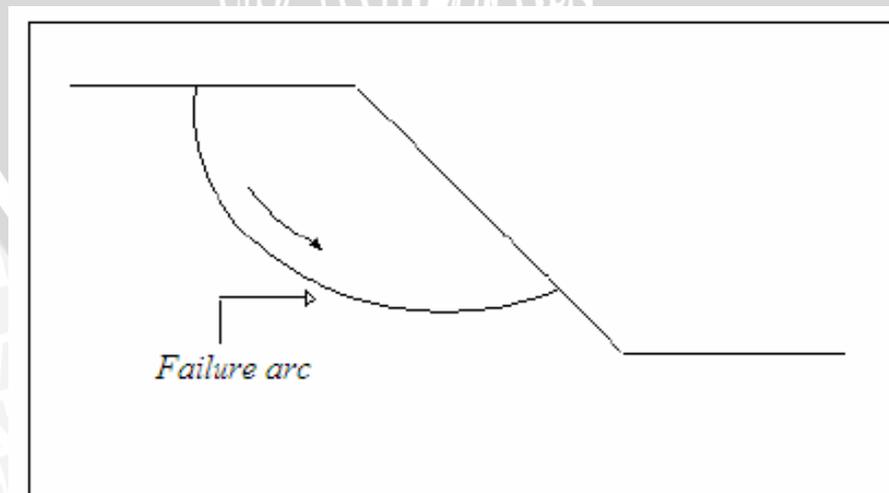
**Gambar 2.3.** Kelongsoran Rotasi  
Sumber : P. Giani (1992)

Jenis kelongsoran rotasi ini yang sering terjadi (**Gambar 2.4**), yaitu:

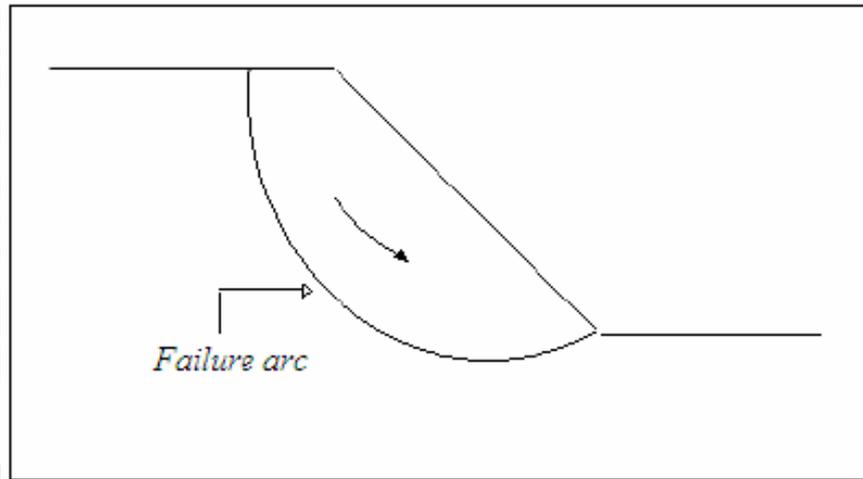
- Kelongsoran dasar (*base slide*), kelongsoran yang bidang kelongsorannya membentuk bidang busur lingkaran pada seluruh bidang lereng. Pada umumnya disebabkan karena terdapatnya suatu lapisan lunak pada lapisan atas tanah yang keras.
- Kelongsoran lereng (*slope slide*), kelongsoran yang permukaan kelongsorannya sampai bidang lereng dan belum melewati ujung kaki lereng.
- Kelongsoran ujung kaki lereng (*toe slide*), kelongsoran yang permukaan bidang kelongsorannya melalui ujung kaki lereng.



(a)



(b)



(c)

**Gambar 2.4.** Jenis-Jenis Keruntuhan Rotasi (a) Base Slide (b) Slope Slide (c) Toe Slide

Sumber : P. Giani (1992)

Keruntuhan pada lereng terjadi karena sudut lereng sangat besar dan tanah yang dekat dengan kaki lereng tersebut memiliki kekuatan yang tinggi. Keruntuhan pada kaki lereng terjadi ketika tanah yang berada di atas dan di bawah kaki lereng bersifat homogen. Sedangkan keruntuhan dasar lereng terutama diakibatkan sudut lereng yang kecil dan tanah yang berada di bawah kaki lereng lebih halus dan lebih plastis daripada tanah di atasnya. Secara umum, longsor pada lereng disebabkan oleh beberapa faktor, antara lain :

1. Bertambahnya tegangan yang bekerja
2. Berkurangnya kuat geser material

### 2.3. Geosintetik

Ditinjau dari kata Geosintetik (*Geosynthetic*) dimana *Geo* berarti *earth* (tanah atau bumi) *Synthetic* berarti *human-made product / material* (produk atau bahan buatan manusia). Oleh *The American Society for Testing and Materials* (ASTM) mendefinisikan *Geosynthetic* dalam terminologi D4439 sebagai produk planar yang dibuat dari bahan polimer, yang digunakan pada tanah, batuan, atau materi geoteknik lainnya, sebagai pelengkap dalam sebuah proyek, struktur maupun sistem buatan.

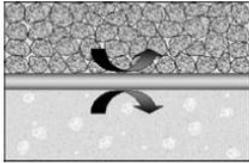
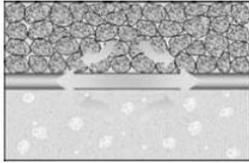
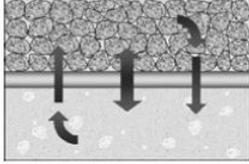
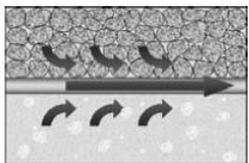
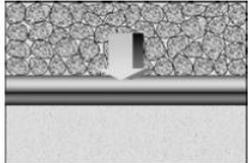
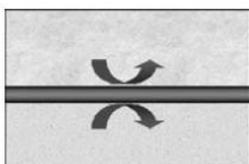
Secara sederhana, geosintetik didefinisikan sebagai produk buatan dari bahan polimer yang berfungsi untuk memperbaiki perilaku tanah. Hingga saat ini beberapa jenis Geosintetik telah dikembangkan sesuai dengan kebutuhan. Berikut adalah beberapa jenis Geosintetik yang dapat kita temui :

- *Geotextile* / Geotekstil
- *Geopipe*
- *Geocomposites* / Geokomposit
- *Geofoam*
- *Geonet*
- *Geosynthetics Clay Liner*
- *Geogrid*
- *Geomembrane* / Geomembran
- *Geo-other*
- *Geocell*

### 2.3.1. Fungsi Geosintetik

Geosintetik berfungsi sebagai elemen penguat di dalam suatu massa tanah atau kombinasi berbagai macam tanah untuk menghasilkan suatu komposit yang meningkatkan kekuatan dan sifat deformasi tanah tanpa tulangan atau perkuatan lain. Pada intinya geotekstil ini digunakan untuk mengurangi erosi tanah yang disebabkan oleh pengaruh curah hujan dan limpasan air permukaan.

Material geosintetik dalam struktur dirancang untuk berfungsi sebagai :

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Separasi </li> <li>• Perkuatan </li> <li>• Filtrasi </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Drainasi </li> <li>• Proteksi </li> <li>• Penahan cairan </li> </ul>
---	--

Berikut fungsi-fungsi dari bermacam jenis Geosintetik yang ditunjukkan pada

**Tabel 2.3.**

**Tabel 2.3.** Fungsi - Fungsi Bermacam Jenis Geosintetik

	Geotextile	Geo-membrane	Geogrid	GCL	Geocomposite sheet drain	Geocomposite strip (wick) drain	Geocell	Erosion control product	HDPE vertical barrier
Separation	X	X			X				
Reinforcement	X		X				X		
Filtration	X				X				
Drainage	X				X	X			
Barrier	X <sup>a</sup>	X		X					X
Protection	X			X	X		X	X	

<sup>a</sup>Asphalt-saturated geotextiles.

Sumber : Zonberg, Jorge G. (2007:Geosyntethics)

### 2.3.2. Geotekstil

Geotekstil merupakan bahan geosintetik yang paling banyak digunakan. Bentuknya seperti tekstil pada umumnya, tetapi terdiri dari serat-serat sintetis sehingga selain lentur, juga tidak ada masalah penyusutan seperti pada material dari serat alam seperti wol, katun ataupun sutera. Definisi yang diberikan oleh ASTM menyatakan bahwa geotekstil merupakan, baik diatas permukaan maupun yang menembus didalam materialnya.

Geotekstil dapat dibagi atas beberapa macam, geotekstil jenis sintetis yang banyak terdapat di pasaran ada 3 jenis, yaitu "woven", "non woven", "DSF Knitted" (R.M. Koerner dan J.P Welsh, 1980 "Construction dan Geotechnical Engineering Using Synthetic Fabrics"). Pola serat ketiga tipe geosintetik ditunjukkan pada Gambar 2.5.

#### a. Non Woven

Non woven geotekstil dibuat dengan menyebarkan serat-serat pada sebuah platform yang bergerak, sehingga membentuk pola tertentu atau acak. Serat-serat itu kemudian menjadi pokok untuk beberapa pengikat. Hasil dari geotekstil ini umumnya mempunyai sifat isotropis pada bidangnya.

#### b. Woven

Geotekstil ini terdiri dari anyaman 2 buah serat yang saling tegak lurus, tetapi dapat juga dibuat kedua benang tersebut seri dan membentuk sudut tertentu. Hasil anyaman tersebut menimbulkan sifat mekanis material dalam

2 arah berbeda yaitu arah *warp* dan *weft*.

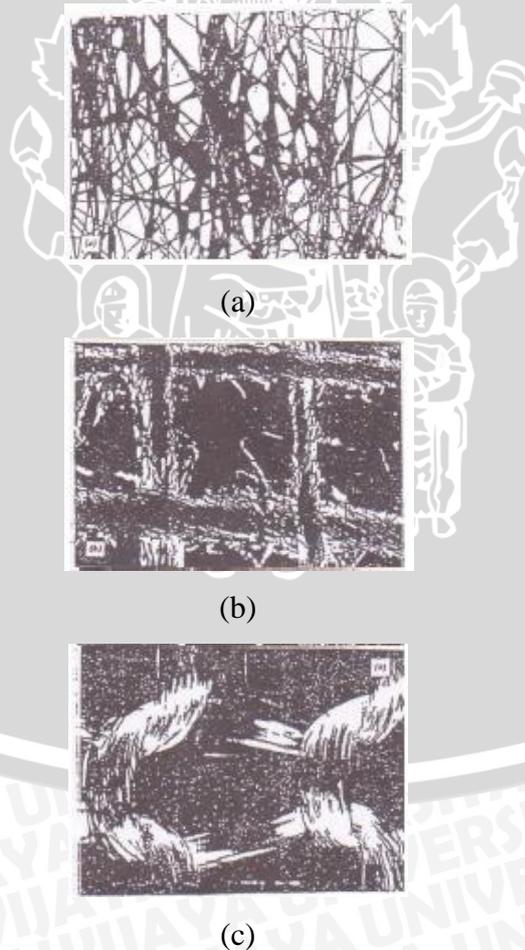
\*Arah *warp* : serat yang dianyam dalam geotekstil paralel dengan arah pembuatannya.

\* Arah *weft* : serat yang dianyam dalam geotekstil tegak lurus dengan arah pembuatannya.

Pola dasar dari jalinan benang menentukan corak tenunannya, dimana ada 3 macam pola dasar, yaitu "*plain*", "*twill*", dan "*satın*". Jenis benang sintetis yang dapat digunakan adalah "*monofilament*", "*multifilament*", "*silt film yarn*".

### c. DSF Knitted

Geotekstil jenis ini dibentuk dengan memutarakan serat-serat membran atau benang-benang mengelilingi satu dengan lainnya sehingga membentuk rajutan. Jenis benang sintetis yang dapat digunakan pada geotekstil ini adalah "*monofilament*", "*multifilament*", "*staple*".



**Gambar 2.5.** Serat Jenis Geotekstil (a) tipe "*nonwoven*" (b) tipe "*woven*" (c) tipe "*DSF Knitted*"

Sumber : Koerner dan Welsh (1980)

### 2.3.3. Karakteristik Geotekstil Sebagai Bahan Perkuatan

#### a. Sifat Fisik

Sifat fisik geotekstil lebih dipengaruhi oleh temperature dan kelembaban dari 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*

#### b. Sifat Mekanis

Sifat mekanis geotekstil dibutuhkan dalam semua perhitungan desain dimana perkuatan adalah fungsi utamanya. Sifat ini pun 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*). Sifat tersebut antara lain :

- **Kuat Tarik (*tensile strength*)**  
Sifat ini berhubungan dengan kekuatan puncak (*peak strength*) dan modulus tegangan-regangan (*stress-strain modulus*). Riset membuktikan bahwa perkuatan geotekstil di dalam tanah dan resultan gaya saling mengunci (*interlocking*) antara partikel tanah dengan struktur geotekstil member efek yang berarti terhadap karakteristik regangan-tegangan.
- **Kuat Tekan (*compressibility*)**  
Kekuatan tekan geotekstil dipengaruhi oleh ketebalan. Sebagian besar geotekstil mempunyai kekuatan tekan yang rendah, tetapi penting untuk memenuhi fungsi filtrasi.
- **Kuat Pecah (*burst*), sobek (*tear*) dan kuat kejut (*impact strength*)**  
Keruntuhan geotekstil akibat sobek yang merambat (*Tear propagation*) setelah tusukan awal diperkirakan merupakan mode runtuh yang lebih sering terjadi pada berbagai aplikasi geotekstil, khususnya selama masa konstruksi atau ketika terjadi pembebanan berulang (*Cyclic loading*).

### c. 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.

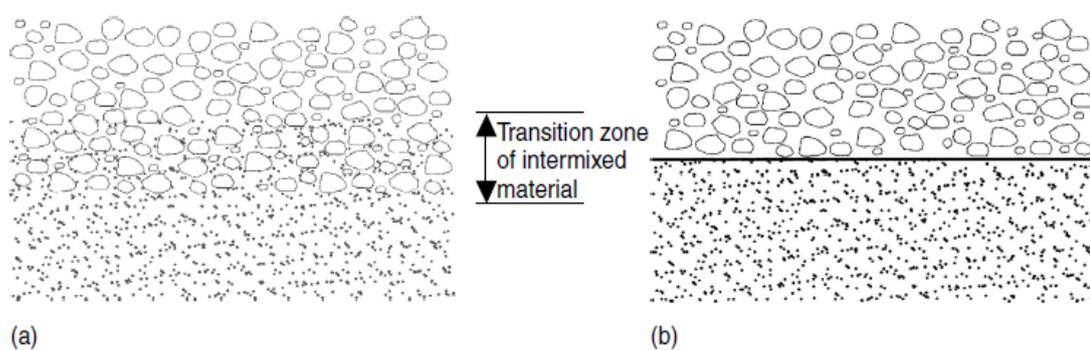
### d. Sifat Hidrolis

Karakteristik hidrolis geotekstil antara lain :

- 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.

#### 2.3.4. Geotekstil Sebagai Bahan Perbaikan Tanah

Pada pembuatan struktur – struktur yang berkaitan dengan tanah, geotekstil mempunyai 4 fungsi utama, baik secara tersendiri maupun bersama dengan tanah, tergantung dari aplikasi penggunaannya. **Pertama**, geotekstil berfungsi sebagai lapisan pemisah ("*separation*"), yakni mencegah tercampur massa tanah yang secara sengaja dipisahkan baik ukuran dan distribusi butirannya, maupun mutu dan sifatnya. Fungsi geotekstil sebagai pemisah ditunjukkan pada **Gambar 2.6**.



**Gambar 2.6.** 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)

**Kedua**, sebagai lapisan penyaring (*"filtration"*) dan sebagai penyaluran air (*"drainage"*) yang berfungsi untuk menyaring gradasi butiran tanah dan membantu sistem mengalirkan air sekaligus menahan butiran tanah yang mengikutinya (Manfred R. Hausmann, 1990). **Ketiga**, sebagai pemberi proteksi (*"erosion control"*) dimana geotekstil membantu melindungi massa tanah baik digunakan sendiri maupun digunakan dengan material lain.

**Keempat**, yang berkaitan erat dengan perbaikan tanah dan hendak dikaji dalam skripsi ini adalah fungsi perkuatan tanah (*"reinforcement"*). Maksud dasar dari perkuatan ini adalah meningkatkan stabilitas tanah (daya dukung dan stabilitas lereng) dan mengurangi deformasinya (penurunan dan deformasi lateral) (**Manfred R. Hausmann, 1990**). Dan **kelima**, berfungsi sebagai lapisan pelindung (*"moisture barrier"*) bila terselimuti oleh bitumen.

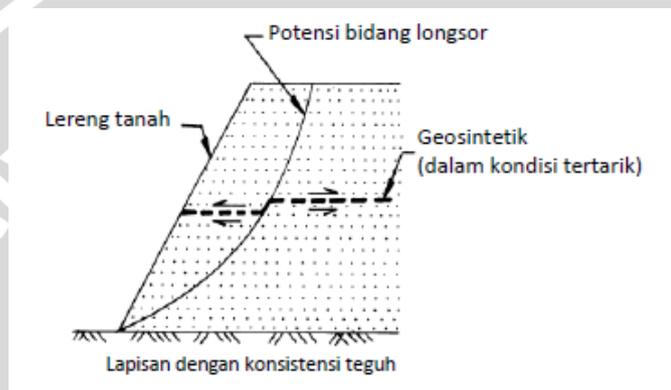
Geotekstil sebagai salah satu geosintetik digunakan untuk memperbaiki subgrade yang mendukung pondasi telapak atau menerus. Hasil penelitian menunjukkan bahwa jarak lapis, jumlah lapis, luasan dan density geotekstil pada tanah pasir mempunyai pengaruh terhadap perbaikan daya dukung dan pengurangan penurunannya. 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 membrane ketika terjadi friksi antara subgrade dan geotekstil disekitar daerah yang dibebani cukup besar hingga dapat berperan sebagai anker. Resultan keatas gaya tarik yang timbul tersebut mendukung beban dan mengurangi tegangan yang terjadi pada subgrade

### 2.3.5. 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°).

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. Dasar mekanisme perkuatan lereng dengan geosintetik ini ditunjukkan pada **Gambar 2.7**.



**Gambar 2.7.** Dasar Mekanisme Perkuatan Lereng Tanah dengan Geosintetik  
Sumber : DPU. 2009. Pedoman Konstruksi Bangunan: Perencanaan dan Pelaksanaan Penguatan tanah dengan Geosintetik No. 003/BM/2009

### 2.3.6. 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 kedalam kategori friksi antara lainnya adalah *Reinforced Earth, Plastic Strip, Geotextile*.

Meskipun demikian, hanya geotekstillah yang bidang permukaannya halus. Sehingga hanya geotekstil sajalah 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*)**

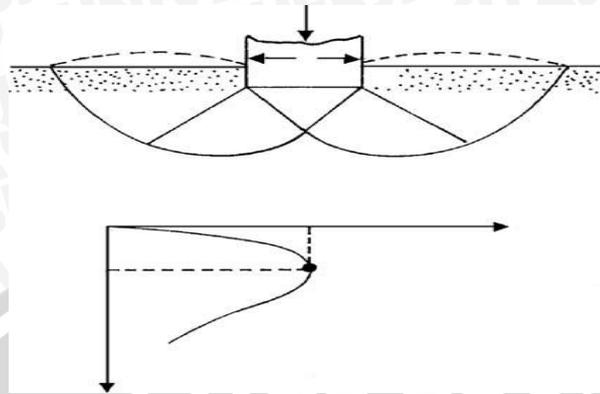
Tekanan yang bekerja di antara dasar pondasi dan tanah disebut tekanan sentuh (*contact pressure*). Tekanan sentuh penting dipertimbangkan untuk perancangan pondasi, karena dapat mempengaruhi distribusi momen dan tegangan geser pada pondasi dan juga untuk menghitung penurunan dari pondasi akibat penempatan 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 ditunjukkan pada **Gambar 2.8**.

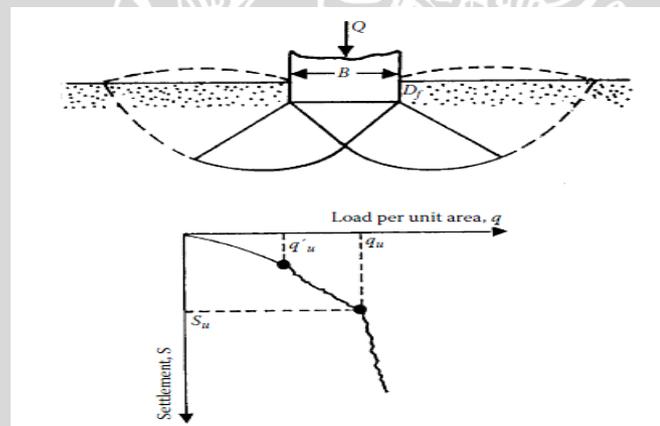


**Gambar 2.8.** *General Shear Failure*

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 ditunjukkan pada **Gambar 2.9**.

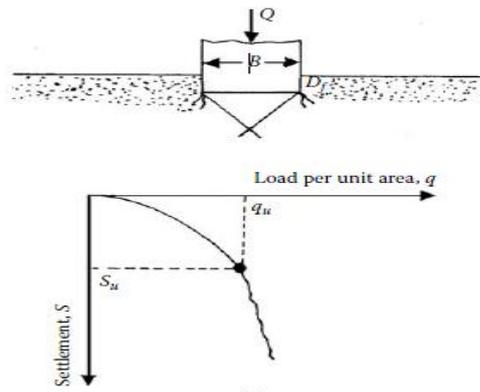


**Gambar 2.9.** *Local Shear Failure*

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 ditunjukkan pada **Gambar 2.10**.

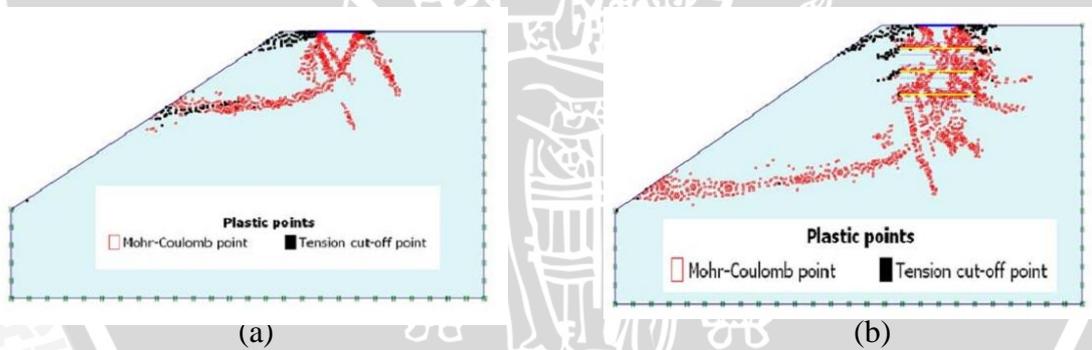


**Gambar 2.10.** *Punching Shear Failure*  
 Sumber : Suroso dkk (2007:30)

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 yang ditunjukkan pada **Gambar 2.11**.



**Gambar 2.11.** (a) Keruntuhan Pada Lereng Tanpa Perkuatan; (b)Keruntuhan Pada Lereng Dengan Perkuatan

Sumber : Anil Kumar dan Ilamparuthi (2009)

Pada **Gambar 2.1.1**. 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 Perhitungan Penyaluran 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. Hasil perolehan daya dukung lereng pasir yang diperkuat dengan geotekstil ini ditunjukkan pada **Tabel 2.4.** berikut:

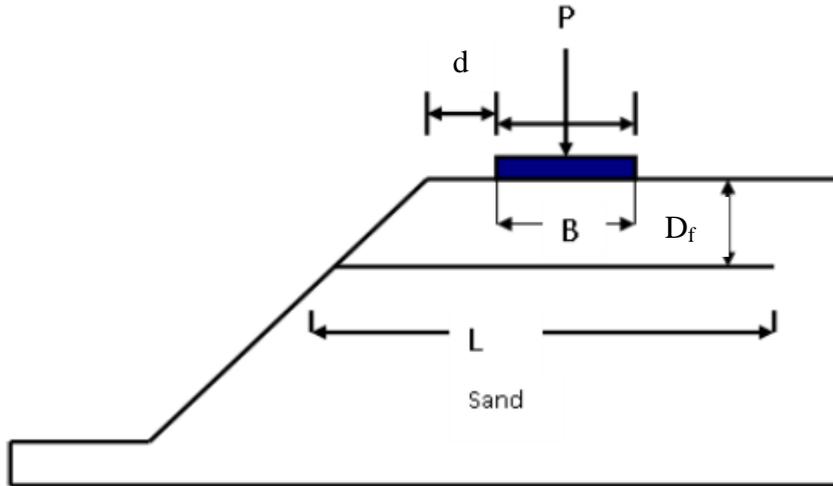
**Tabel 2.4.** Daya Dukung Lereng Pasir yang Diperkuat Geotekstil dengan Variasi L/B

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.

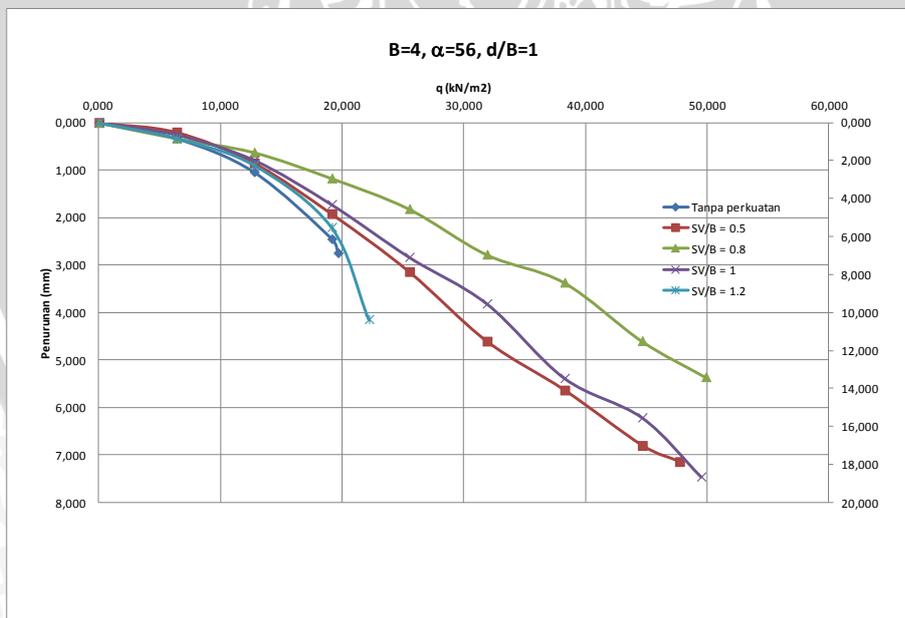
## 2.6. Teori Perhitungan Spasi Antar Lapisan Geotekstil

Salah satu penelitian yang dilakukan oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha (20013) 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 ditunjukkan pada **Gambar 2.12.** yang mana mengambil rasio spasi antar lapisan geotekstil dengan lebar pondasi ( $d/B = 0.3, 0.5, 1,$  dan  $2$ ).

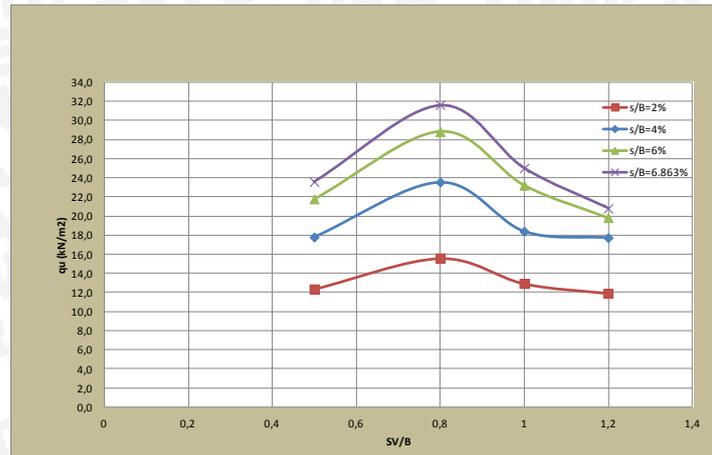


**Gambar 2.12.** Model Lereng Dengan Perkuatan Satu Lapis Geotekstil yang Diteliti Oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha.

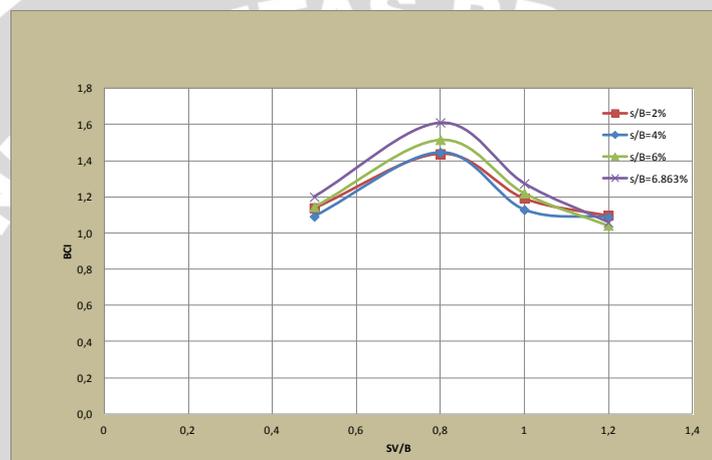
Mengacu pada penelitian yang dilakukan oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha, pada penelitian ini kami mengambil rasio ( $S_v/B = 0.5, 0.8, 1, \text{ dan } 1.2$ ) untuk mencari jarak antar lapisan geotekstil yang paling maksimum meningkatkan daya dukung pondasi pada lereng pasir dengan menggunakan variabel tetap yaitu ( $B=4, \alpha=56^\circ, \text{ dan } d/B=1$ ). Hasil penelitian disajikan pada **Gambar 2.13**.



(a)



(b)



(c)

**Gambar 2.13.** (a) Grafik hubungan  $q$  dan penurunan dengan variasi  $S_v/B$  (b) Grafik  $q_u$  dengan variasi  $S_v/B$  (c) Grafik  $BCI(s)$  dengan variasi  $S_v/B$

Dari **Gambar 2.13** dapat dilihat bahwa pada rasio  $S_v/B=0,8$  terjadi peningkatan daya dukung yang paling maksimum, sehingga pada penelitian ini kami menetapkan menggunakan jarak antar lapis geotekstil ( $S_v=0,8B$ )

## 2.7. Teori Daya Dukung Pondasi

### 2.7.1. Pengertian Daya Dukung Pondasi

Analisis daya dukung (*bearing capacity*) mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi dari struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya. 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*).

### 2.7.2. 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 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 runtuh 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*) atau daya dukung pada penurunan yang sama atau  $BCI_s$  (*A. Zahmatkesh dkk, 2010; S. M. Marandi, 2008*)

Dari penelitian ini dapat diketahui peningkatan daya dukung (*Bearing Capacity Improvement*) dengan membandingkan daya dukung dengan dan tanpa perkuatan geotekstil, dengan Persamaan (2-3) sebagai berikut :

$$BCI = \frac{q}{q_0} \quad (2-3)$$

Dimana,

BCI = *Improvement Bearing Capacity*

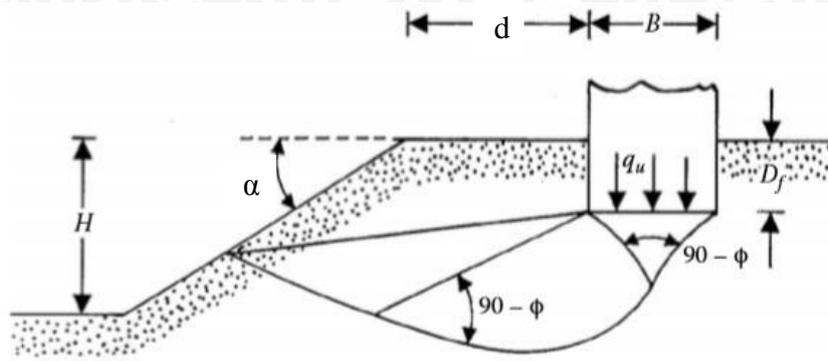
q = daya dukung dengan geotekstil menurut spasi dan panjang lapisan

$q_0$  = daya dukung tanpa geotekstil

### 2.7.3. Daya Dukung Pondasi Dangkal di Atas Lereng Tanpa Perkuatan

#### 2.7.3.1. Solusi Meyerhof – Gemperline

Meyerhof memformulasikan daya dukung sebuah pondasi menerus dengan lebar B yang diletakkan pada sebuah lereng dengan tinggi H, dan pondasi tersebut diletakkan dengan jarak d dari tepi lereng sebagaimana ditunjukkan pada **Gambar 2.14**. Daya dukung batas dari pondasi tersebut dinyatakan dengan Persamaan (2-4) sebagai berikut:



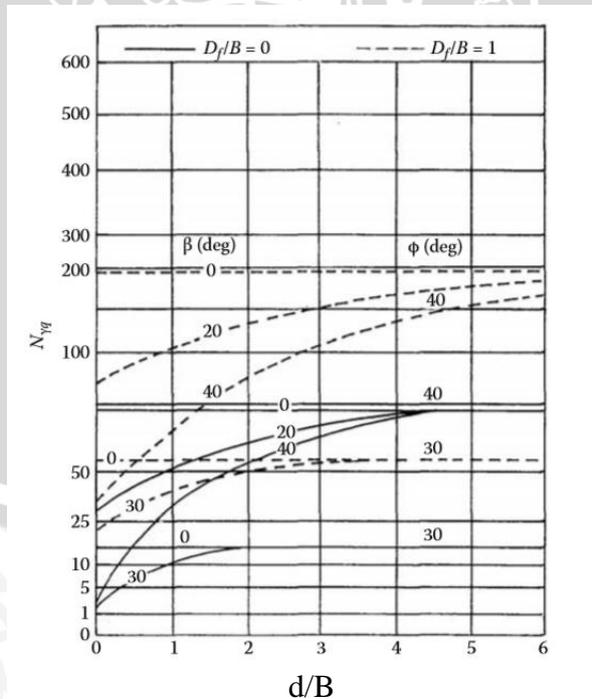
**Gambar 2.14.** Pondasi Menerus di Atas Lereng  
 Sumber : Das, B.M. (2009)

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2-4)$$

Untuk tanah pasir dimana  $c=0$ , Meyerhof menyatakan daya dukung pondasi menerus di atas lereng dengan Persamaan (2-5) sebagai berikut:

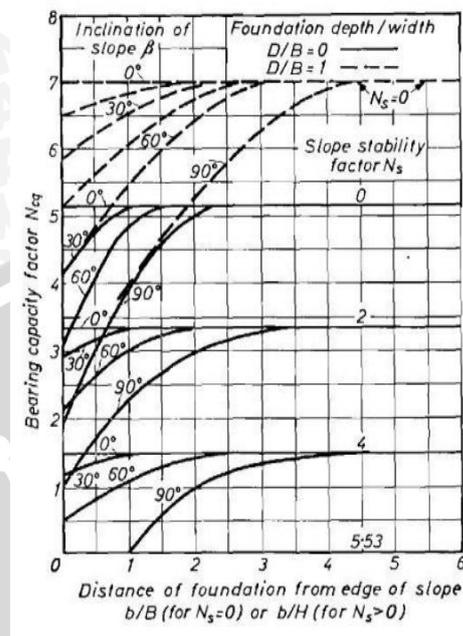
$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2-5)$$

Meyerhof telah membuat metode grafis  $N_{\gamma q}$  untuk tanah pasir ( $c=0$ ) yang ditunjukkan pada **Gambar 2.15.** berikut:



**Gambar 2.15.** Faktor  $N_{\gamma q}$  Untuk Daya Dukung Pondasi Menerus Di Atas Lereng Tanah Pasir  
 Sumber : Das, B.M. (2009: 153-155)

Untuk tanah kohesif, perhitungan  $N_{cq}$  dengan metode grafis ditunjukkan pada **Gambar 2.16**.



**Gambar 2.16** Faktor  $N_{cq}$  untuk daya dukung pondasi menerus di atas lereng tanah pasir  
(Sumber : Das, B.M. 2009; 153-155)

Gemperline (Shield, 1997) menghitung  $N_{\gamma q}$  dengan Persamaan (2-10) sebagai berikut:

$$N_{\gamma q} = f_{\phi} \times f_B \times f_{Df/B} \times f_{B/Lp} \times f_{Df/B, B/Lp} \times f_{\alpha, b/B} \times f_{\alpha, b/D, Df/B} \times f_{\alpha, b/B}, \quad (2-10)$$

Dengan :

- $\phi$  = sudut geser dalam tanah ( $^{\circ}$ )
- $\alpha$  = sudut kemiringan lereng ( $^{\circ}$ )
- B = lebar pondasi (inci)
- $D_f$  = kedalaman pondasi (inci)
- $L_p$  = panjang pondasi (inci)
- d = jarak pondasi ke puncak lereng (inci)
- $f_{\phi} = 10^{(0,1159\phi - 2,386)}$
- $f_B = 10^{(0,34 - 0,2 \log B)}$
- $f_{D/B} = 1 + 0,65 (D_f/B)$
- $f_{B/L} = 1 - 0,27 (B/L_p)$

$$\begin{aligned}
 f_{D/B, B/L_p} &= 1 + 0,39 (D_f/L_p) \\
 f_{\beta, b/B} &= 1 - 0,8 [ 1 - ( 1 - \tan \alpha )^2 ] \{ 2/[2 + (b/B)^2 \tan \alpha ] \} \\
 f_{\beta, b/D, D/B} &= 1 + 0,6 (B/L_p) [ 1 - ( 1 - \tan \alpha )^2 ] \{ 2/[2 + (b/B)^2 \tan \alpha ] \} \\
 f_{\beta, b/B, B/L_p} &= 1 + 0,33 (D_f/B) \tan \alpha \{ 2/[2 + (b/B)^2 \tan \alpha ] \}
 \end{aligned}$$

*Shields* bersama dengan peneliti lainnya telah mencoba melakukan penelitian terhadap faktor daya dukung  $N_{\gamma q}$  untuk sebuah pondasi pada lereng. Pada saat penelitian menggunakan pemodelan box pasir berukuran besar dengan panjang 1,5 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 mendekati kenyataan di lapangan. lereng dibuat dengan faktor-faktor penentu. Dari percobaan tersebut *Shields* melaporkan, untuk menghitung  $N_{\gamma q}$  lebih sesuai menggunakan persamaan Gemperline.

### 2.7.3.2. Solusi Hansen dan Vesic

Untuk kondisi  $d = 0$  (pondasi tepat berada di tepi lereng), Hansen menyatakan daya dukung batas dari pondasi menerus tersebut dengan Persamaan (2-6) sebagai berikut:

$$q_u = cN_c \lambda_{c\alpha} + qN_q \lambda_{q\alpha} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma\alpha} \quad (2-6)$$

dimana,

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

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

$$q = \gamma D_f$$

Menurut Hansen yang ditunjukkan pada persamaan (2-7) sebagai berikut:

$$\lambda_{qB} = \lambda_{\gamma B} = (1 - \tan \alpha)^2 \quad (2-7)$$

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

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

Pada kondisi  $\phi = 0$ , Vesic menyatakan nilai  $N_\gamma$  pada Persamaan (2-8) sebagai berikut:

$$N_\gamma = -2s \sin \alpha \quad (2-8)$$

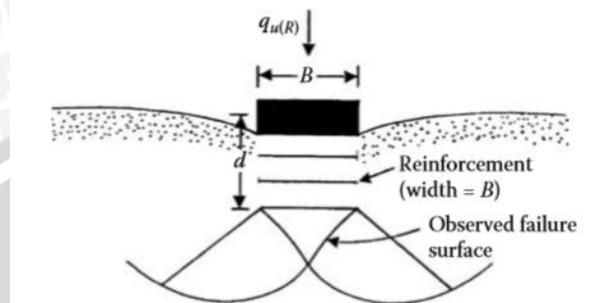
Selanjutnya, ia menyatakan pada kondisi  $\phi = 0$  dengan  $N_c = 5,14$  dan  $N_q = 1$  persamaan daya dukung ditunjukkan pada Persamaan (2-9) sebagai berikut:

$$q_u = (5,14 - 2\alpha)c + \gamma D_f (1 - \tan \alpha)^2 - \gamma s \sin \alpha (1 - \tan \alpha)^2 \quad (2-9)$$

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

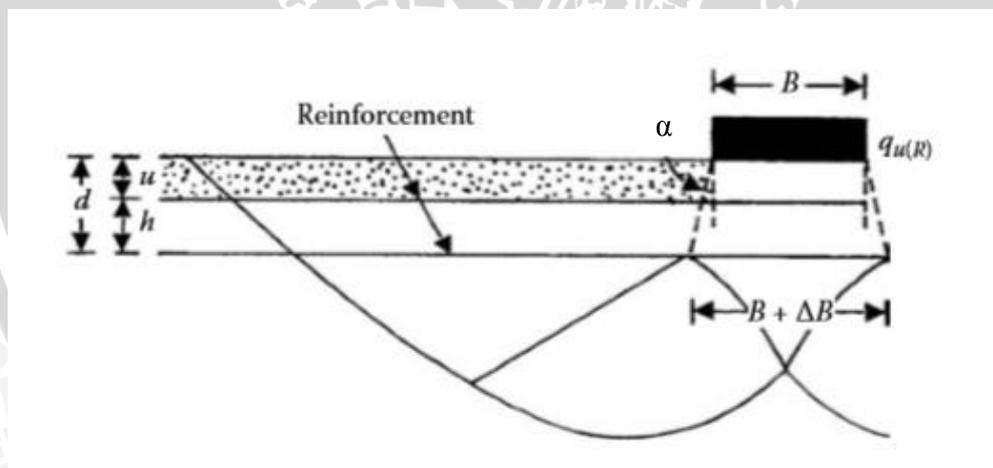
#### 2.7.4. Daya Dukung Pondasi Dangkal pada Tanah yang Diperkuat Geotekstil

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 pada **Gambar 2.17.** di bawah ini:



**Gambar 2.17.** 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 2.18.** berikut.



**Gambar 2.18.** Skema Keruntuhan Pada Tanah Yang Diperkuat Yang Dinyatakan Oleh Schlosser  
Sumber : Das, B.M. (2009: 280-281)

##### 2.7.4.1. 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 sudah menjadi analisis daya dukung tanah datar.

#### **2.7.4.2. 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 geotekstile diharapkan bisa memperoleh hasil daya dukung yang lebih besar dan menemukan parameter yang cocok untuk kemiringan sudut lereng yang masih aman untuk dipergunakan.

