

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pasir

2.1.1. Pengertian Pasir

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 2.1**. Partikel pasir biasanya mengandung butiran-butiran mineral. (*Craig, R.F.1989:11*)

Tabel 2.1. Rentang ukuran partikel

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

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

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-kohefif 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 kohesi semu (*apparent cohesion*) yang disebut demikian karena kohesi 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).

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

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 2.2.** berikut:

Tabel 2.2. Sistem Klasifikasi *Unified* untuk Pasir

Deskripsi			Simbol kelompok	Kriteria Laboratorium			
				Butiran halus (%)	Kualitas	Plastisitas	Catatan
Berbutir kasar (lebih dari 50% lebih besar dari 63 μ m BS atau ukuran ayakan US No. 200)	Kerikil (lebih dari 50% pecahan kasar berukuran kerikil)	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 terpasir 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*)

2.1.3. Kepadatan Relatif Pasir

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

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

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

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

Kepadatan 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 $S_r = 100\%$) 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 γ_d lap yang dihasilkan dari *sand cone test* dengan γ_d lab yang dihasilkan dari uji proktor standar pada uji laboratorium (ASTM D1556-90).

Istilah dan identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif ditunjukkan pada **Tabel 2.3.** berikut:

Tabel 2.3. Istilah dan Identifikasi lapangan untuk kerapatan relatif

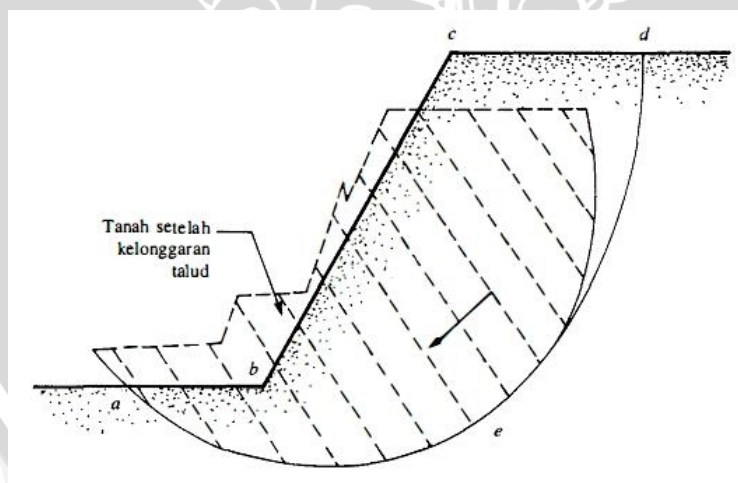
Keadaan Tanah	Dr (%)	Identifikasi Lapangan
Sangat Lepas	0-20	Mudah ditandai dengan jari
Lepas	20-40	Mudah disekop
Agak padat (kompak)	40-70	cukup sukar untuk disekop
Padat	70-90	Membutuhkan garpu untuk memisahkan tanah sehingga dapat disekop
Sangat padat	90-100	Memerlukan ledakan atau alat berat untuk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

(Sumber :Bowles (1993:149))

2.2. Lereng

2.2.1. Pengertian Lereng

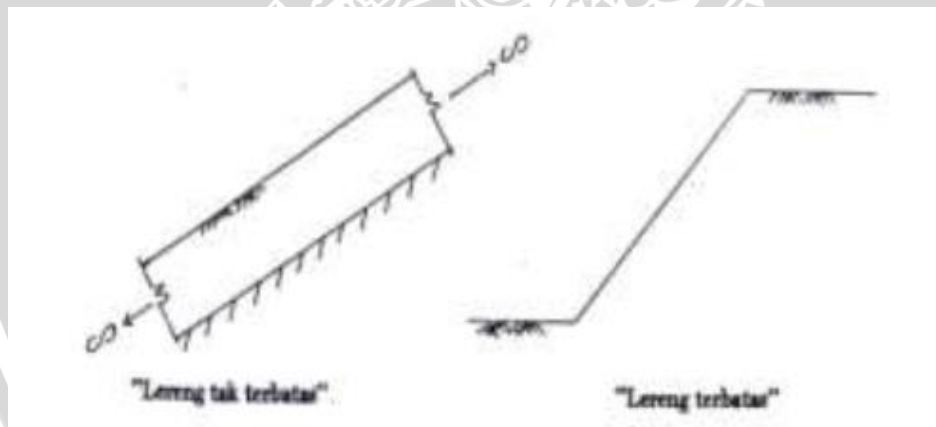
Suatu permukaan tanah yang miring dengan sudut tertentu terhadap bidang horizontal kita namakan sebagai lereng. Lereng ini dapat terjadi secara alamiah atau buatan. Bila permukaan tanah tidak datar, maka komponen berat tanah yang sejajar dengan kemiringan lereng akan menyebabkan tanah bergerak kearah bawah seperti pada **Gambar 2.1**. Bila komponen berat tanah tersebut cukup besar, kelongsoran lereng dapat terjadi, yaitu tanah dalam zona *a b c d e* 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 dua bidang 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 dapat digolongkan dalam dua tipe yaitu lereng tak terbatas dan lereng terbatas (Sunggono, 1984). Dua tipe lereng tersebut dapat dilihat 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 di dasar 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 di daerah 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 hidrolik.

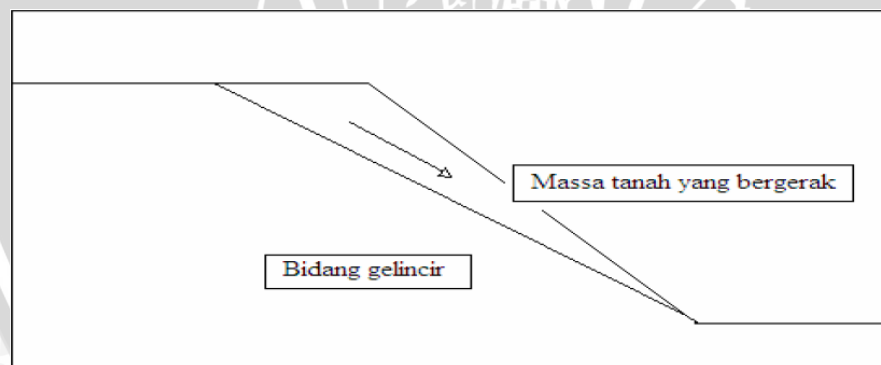
Model fisik hidrolik merupakan suatu bentuk miniatur atau pengecilan dari suatu bentuk sebenarnya. Pengecilan ini bertujuan untuk memperkecil volume sampel penelitian, sehingga biaya akan lebih ekonomis dan pembatasan masalah juga tidak terlalu melebar.

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 Transalasi

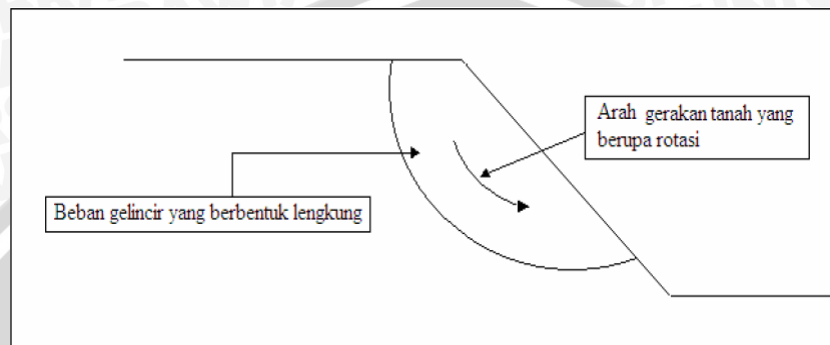
Kelongsoran ini terjadi bila bentuk permukaan runtuh dipengaruhi oleh adanya kekuatan geser yang berbeda pada lapisan tanah yang berbatasan. Kelongsoran translasi cenderung terjadi bila lapisan tanah yang berbatasan berada pada kedalaman yang relatif dangkal dibawah permukaan lereng, dimana permukaan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



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

2. Kelongsoran Rotasi

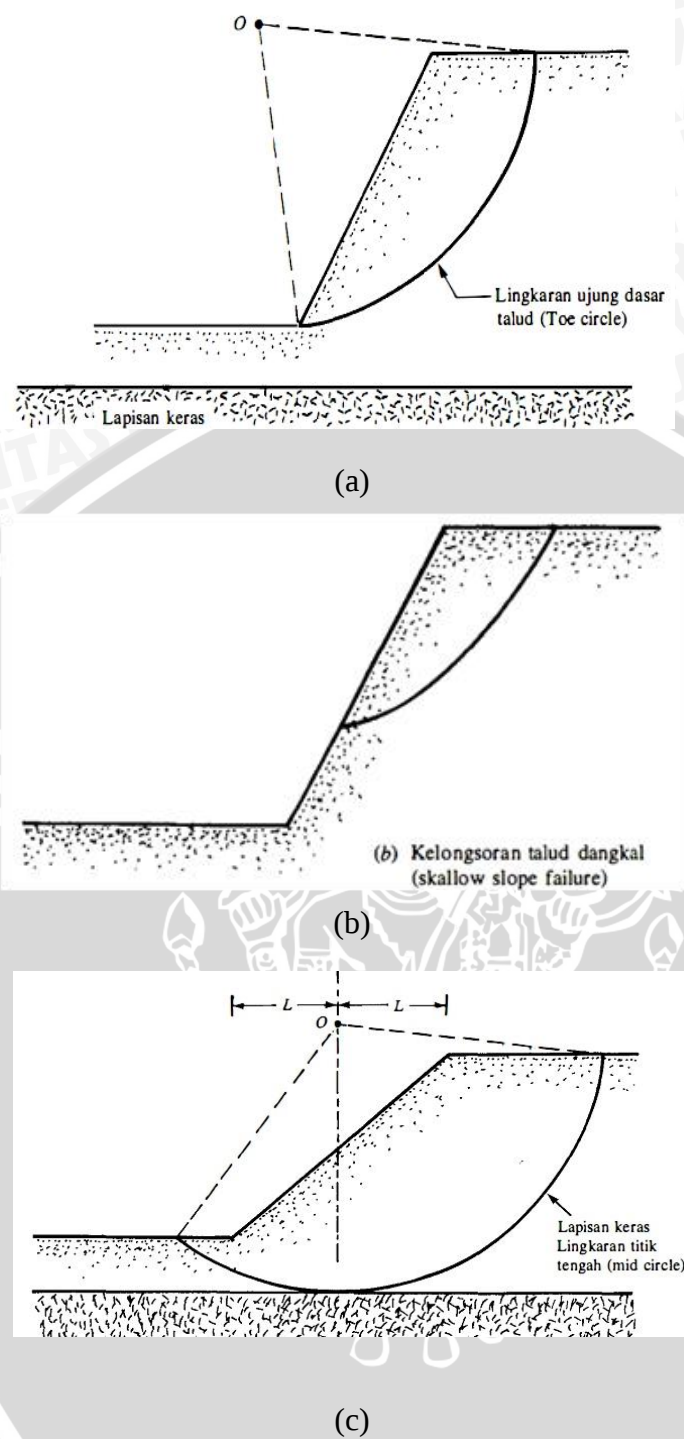
Dalam kelongsoran rotasi bentuk permukaan runtuh pada potongannya dapat berupa busur lingkaran atau kurva bukan lingkaran. Biasanya tipe kelongsoran lingkaran ini berhubungan dengan kondisi tanah yang homogen dan tipe kelongsoran kurva berhubungan dengan kondisi tanah yang tidak homogen, seperti yang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



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

Jenis kelongsoran rotasi ini yang sering terjadi (**Gambar 2.5.**), yaitu:

- Lengkung kelongsoran dinamakan sebagai kelongsoran ujung kaki lereng (*toe slide*), bila bidang longsor tadi melalui ujung dasar lereng. Seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.4 (a)**.
- Lengkung kelongsoran dinamakan sebagai kelongsoran lereng (*slope slide*) apabila bidang longsor tadi melalui bagian atas ujung dasar lereng. Seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.4 (b)**.
- 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 2.4 (c)**.



Gambar 2.5. Jenis-jenis keruntuhan rotasi (a) *Toe Slide* (b) *Slope Slide* (c) *Base Slide*
(Sumber: Das, B.M. 1993. *Mekanika Tanah Jilid 2*)

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.

2.3. Geotekstil

2.3.1. Pengertian 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 di atas permukaan maupun yang menembus di dalam 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 dapat dilihat pada Gambar 2.6.

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.

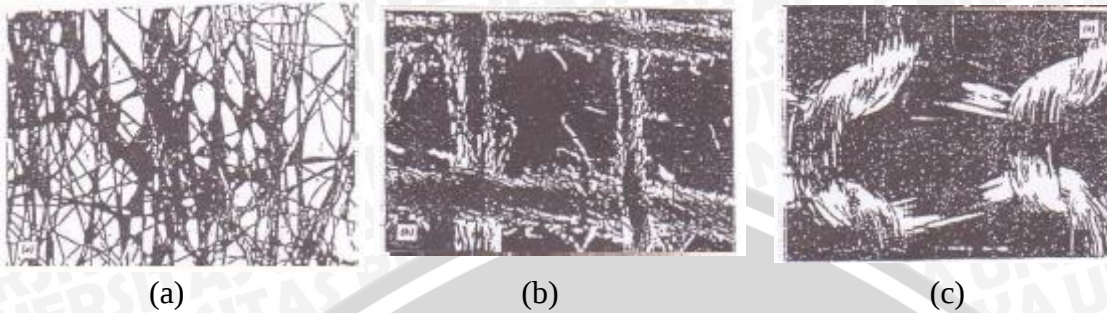
* Arah *weft* : serat yang dianyam dalam geotekstil tegak lurus dengan arah pembuatannya.

Pola dasar dari jalinan benang menentukan corak tenunannya, dimana ada 3 macam pola dasar, yaitu "*plain*", "*twill*", dan "*satin*". 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 2.6. Serat Jenis Geotekstil (a) tipe “nonwoven” (b) tipe “woven” (c) tipe “DSF Kintted”

(Sumber: Koerner dan Welsh (1980))

2.3.2. Karakteristik Geotekstil Sebagai Bahan Perkuatan

a. Sifat Fisik

Sifat fisik geotekstil lebih dipengaruhi oleh temperatur dan kelembaban dari massa tanah dan batuan. **Koerner** dalam **Construction dan Geotechnical Engineering Using Synthetic Fabrics (1985)** menyebutkan sifat-sifat fisik geotekstil secara umum adalah:

- *Mass* (Massa) : 3 – 30 oz/yd²
- *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 (*Geotekstil Survivability*) dan kemampuan geotekstil untuk mendukung pekerja dan peralatan konstruksi sebelum penimbunan dan operasional struktur dilakukan (*Geotekstil 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.

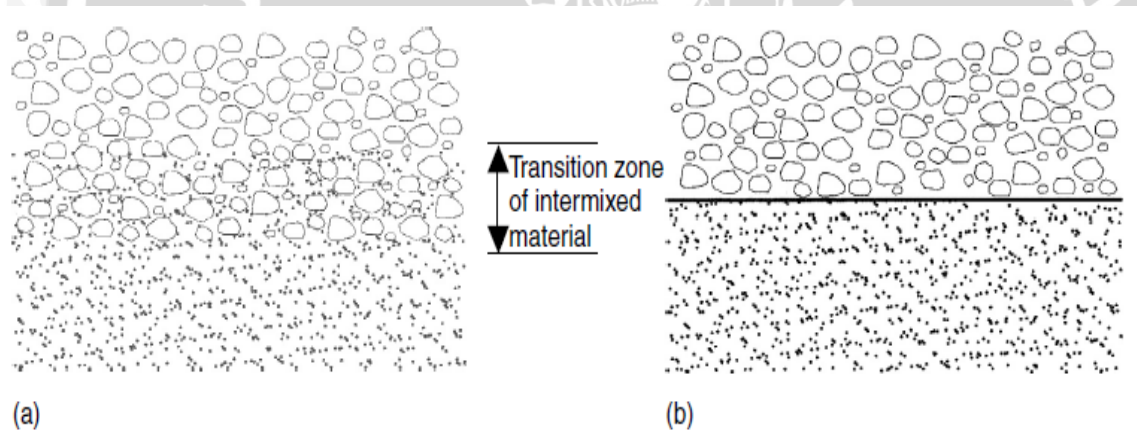
d. Sifat Hidrolis

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.

2.3.3. 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.



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*)

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.

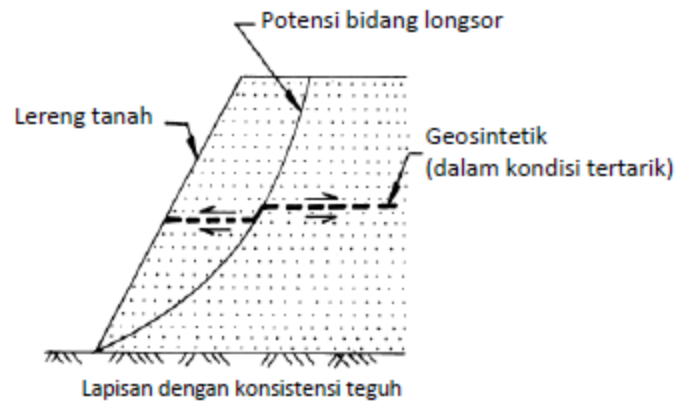
Geotekstil sebagai salah satu geosintetik digunakan untuk memperbaiki subgrade yang mendukung pondasi telapak atau menerus. Hasil penelitian menunjukkan bahwa jarak lapis, jumlah lapis, luasan dan kerapatan geotekstil pada tanah pasir mempunyai pengaruh terhadap perbaikan daya dukung dan pengurangan 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 di sekitar daerah yang dibebani cukup besar hingga dapat berperan sebagai angkur. 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°).

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 terlihat 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 kedalam kategori friksi antara lainnya adalah *Reinforced Earth*, *Plastic Strip*, Geotekstil.

Meskipun demikian, hanya geotekstil yang bidang permukaannya halus 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.

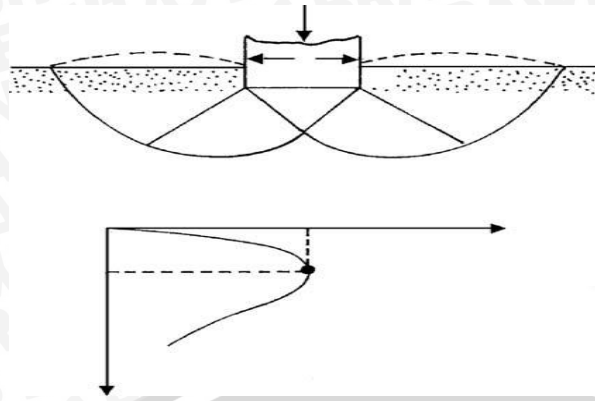
2.4.2. Pola Keruntuhan Di Bawah Pondasi

Berdasarkan dengan apa yang telah dibuktikan di lapangan, 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 $D_r > 67\%$.

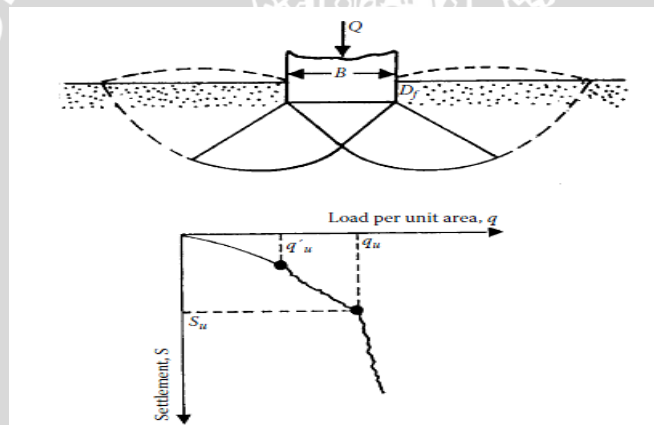
Pola keruntuhan ini dapat dilihat pada **Gambar 2.9**.



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

2. Keruntuhan Geser Lokal (Local Shear Failure)

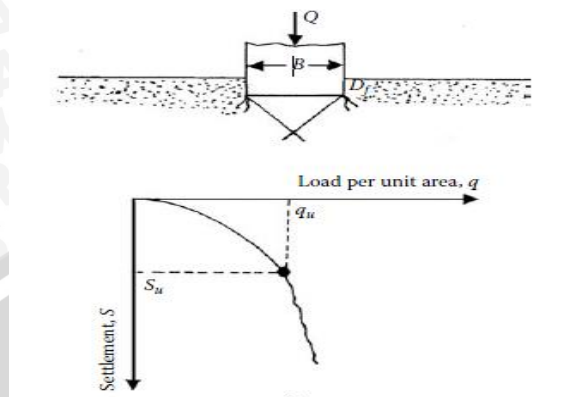
Tipe keruntuhan ini terjadi pada pasir medium (*medium dense sand*) yaitu pasir dengan Dr $30\% < Dr < 67\%$. Pola keruntuhan ini dapat dilihat pada **Gambar 2.10**.



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 dilihat pada **Gambar 2.11**.

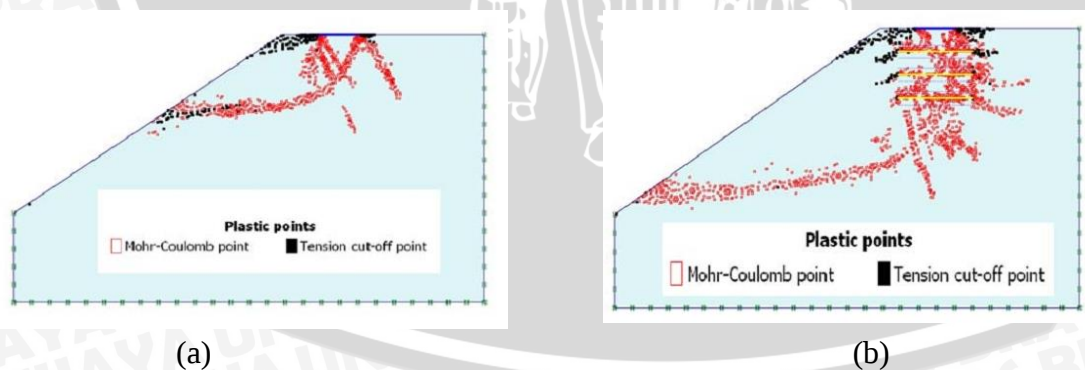


Gambar 2.11. Punching Shear Failure
(Sumber: Suroso dkk , 2007:30)

Berdasarkan pada apa yang telah didapatkan di lapangan, 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 (b) Keruntuhan pada Lereng dengan Perkuatan

(Sumber: Anil Kumar dan Ilamparuthi, 2009)

Pada gambar di atas, terlihat bahwa dengan adanya penambahan perkuatan pada lereng yang dibebani oleh pondasi lajur, daya dukung dari lereng akan meningkat. Pada gambar

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

2.4.4. Teori Penyaluran Panjang Geotekstil

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 2.4.** hasil perolehan daya dukung lereng pasir yang diperkuat dengan geotekstil berikut:

Tabel 2.4. Hasil Perolehan Daya Dukung Lereng Pasir Yang Diperkuat Dengan Geotekstil

L/B	Ultimate bearing capacity, (kN/m ²)		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 penjangkaran geotekstil setelah bidang runtuh yang digunakan adalah sepanjang lebar pondasi.

2.4.5. Teori Penyaluran Panjang Geotekstil

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 2.5.** hasil perolehan daya dukung lereng pasir yang diperkuat dengan geotekstil berikut:

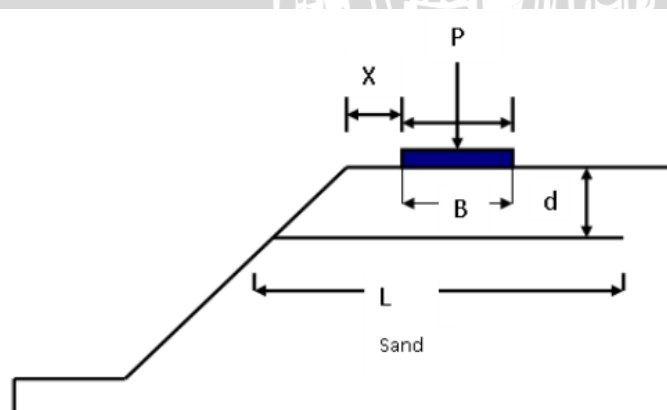
Tabel 2.5. Hasil Perolehan Daya Dukung Lereng Pasir yang Diperkuat dengan Geotekstil

L/B	Ultimate bearing capacity, (kN/m ²)		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), di bawah pondasi sepanjang lebar pondasi (B), dan setelah pondasi sepanjang lebar pondasi (B). Sehingga dapat disimpulkan panjang penjangkaran geotekstil setelah bidang runtuh yang dipergunakan adalah sepanjang lebar pondasi.

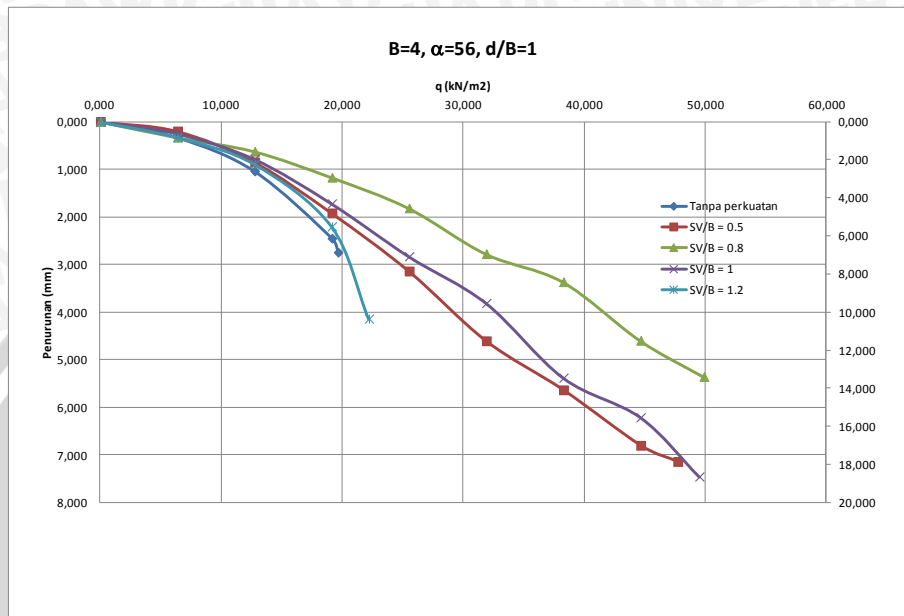
2.4.6. Teori Perhitungan Antar Lapisan Geotekstil

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 ($d/B = 0,3; 0,5; 1; \text{ dan } 2$).

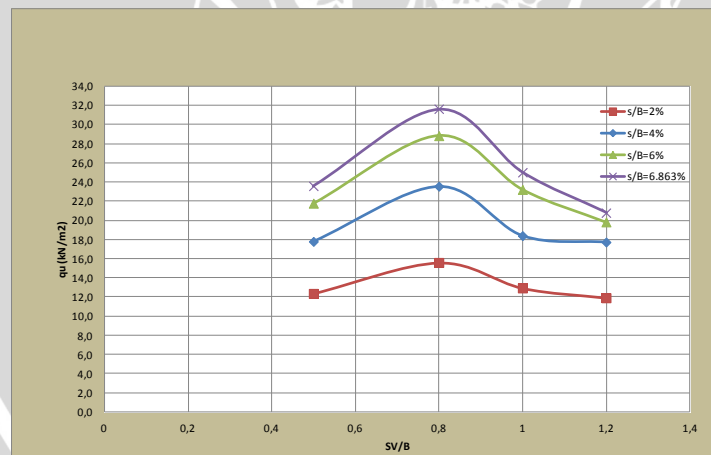


Gambar 2.13. Model Lereng Dengan Perkuatan Satu Lapis Geotekstil
(Sumber: Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha, 2013)

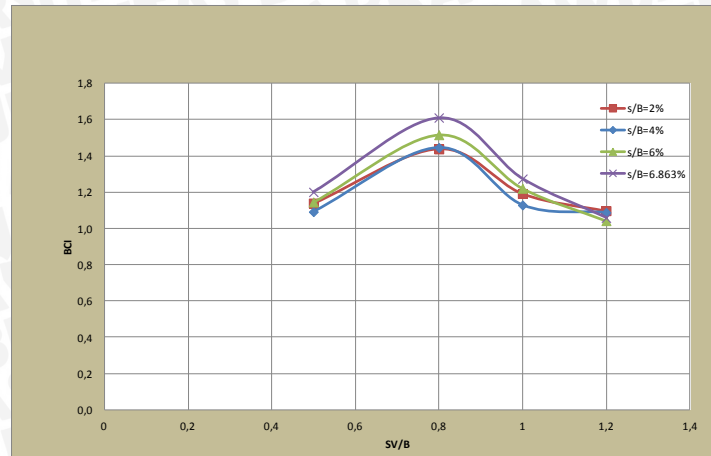
Mengacu pada penelitian yang dilakukan oleh Enas B. Altalhe dan Mohd Raihan Taha, pada penelitian ini akan digunakan rasio ($S_v/B = 0,5; 0,8; 1; \text{ dan } 1,2$) untuk mencari jarak antar lapisan geotekstil yang paling maksimum meningkatkan daya dukung pondasi pada lereng pasir dengan menggunakan variabel tetap yaitu ($B = 4$, $\alpha = 46^\circ$, 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 S_v/B (b) Grafik $BCI(q_u)$ dengan variasi S_v/B (c) Grafik $BCI(s)$ dengan variasi S_v/B

Dari gambar di atas, 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 $S_v = 0,8B$ atau 3,2 cm

2.5. Teori Daya Dukung Pondasi

2.5.1. 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., 2011:110-11)

2.5.2. 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 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_s . (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:

$$BCI = \frac{q}{q_0} \quad \dots (2.1)$$

Dimana,

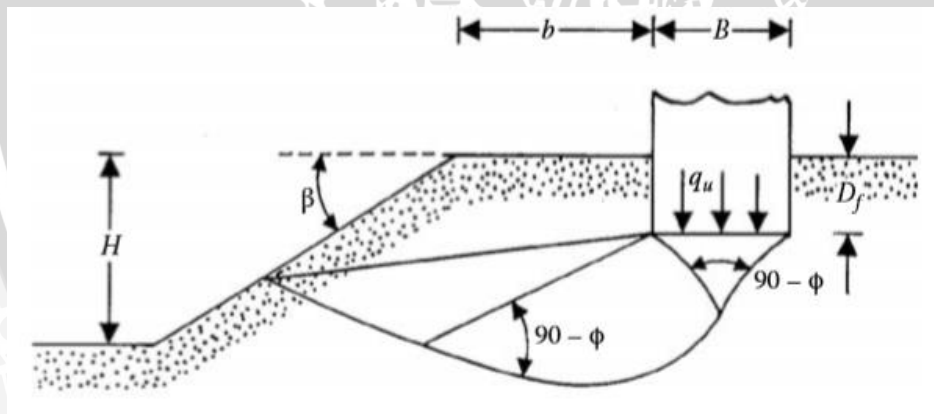
BCI = *Improvement Bearing Capacity*

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

q_0 = daya dukung tanpa geotekstil

2.5.3. Daya Dukung Pondasi Dangkal di Atas Lereng Tanpa Perkuatan

2.6.3.1. Solusi Mayerhoff



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:

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q}$$

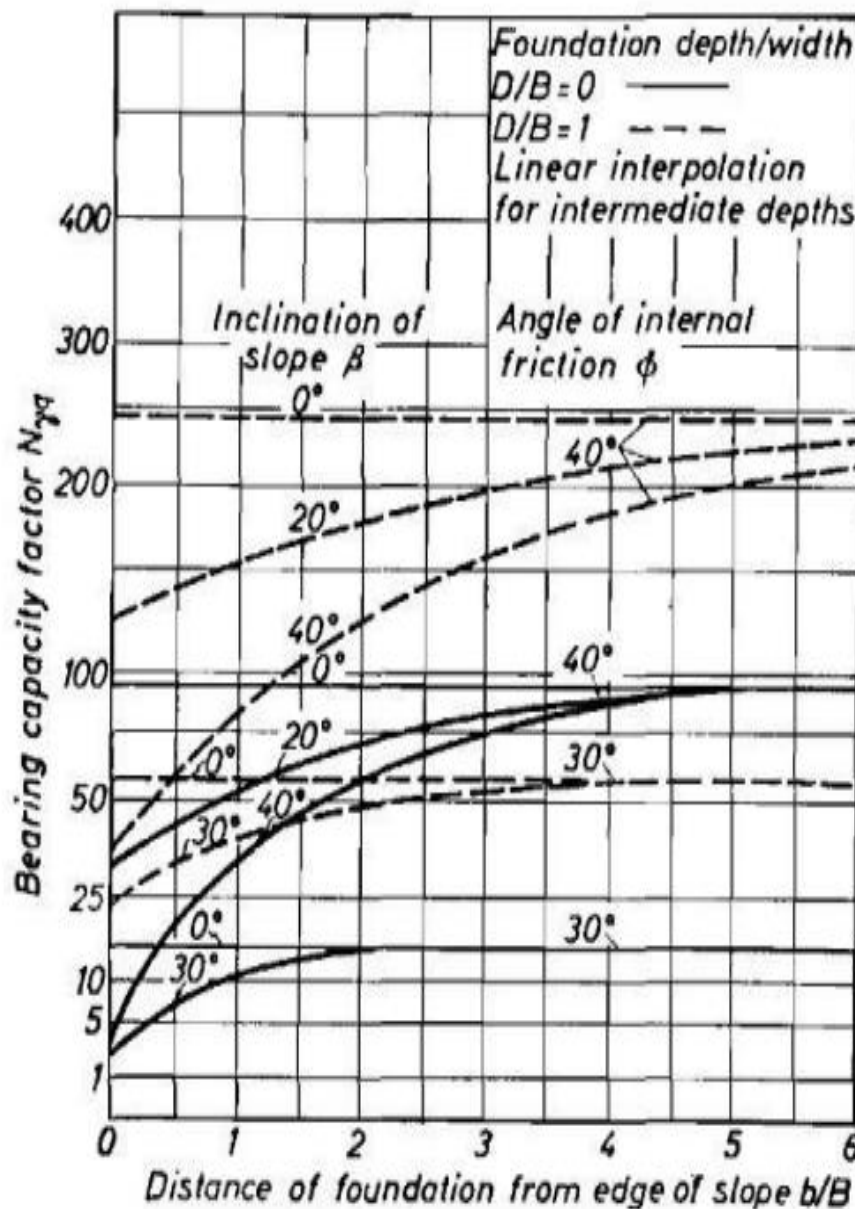
... (2.2)

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

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q}$$

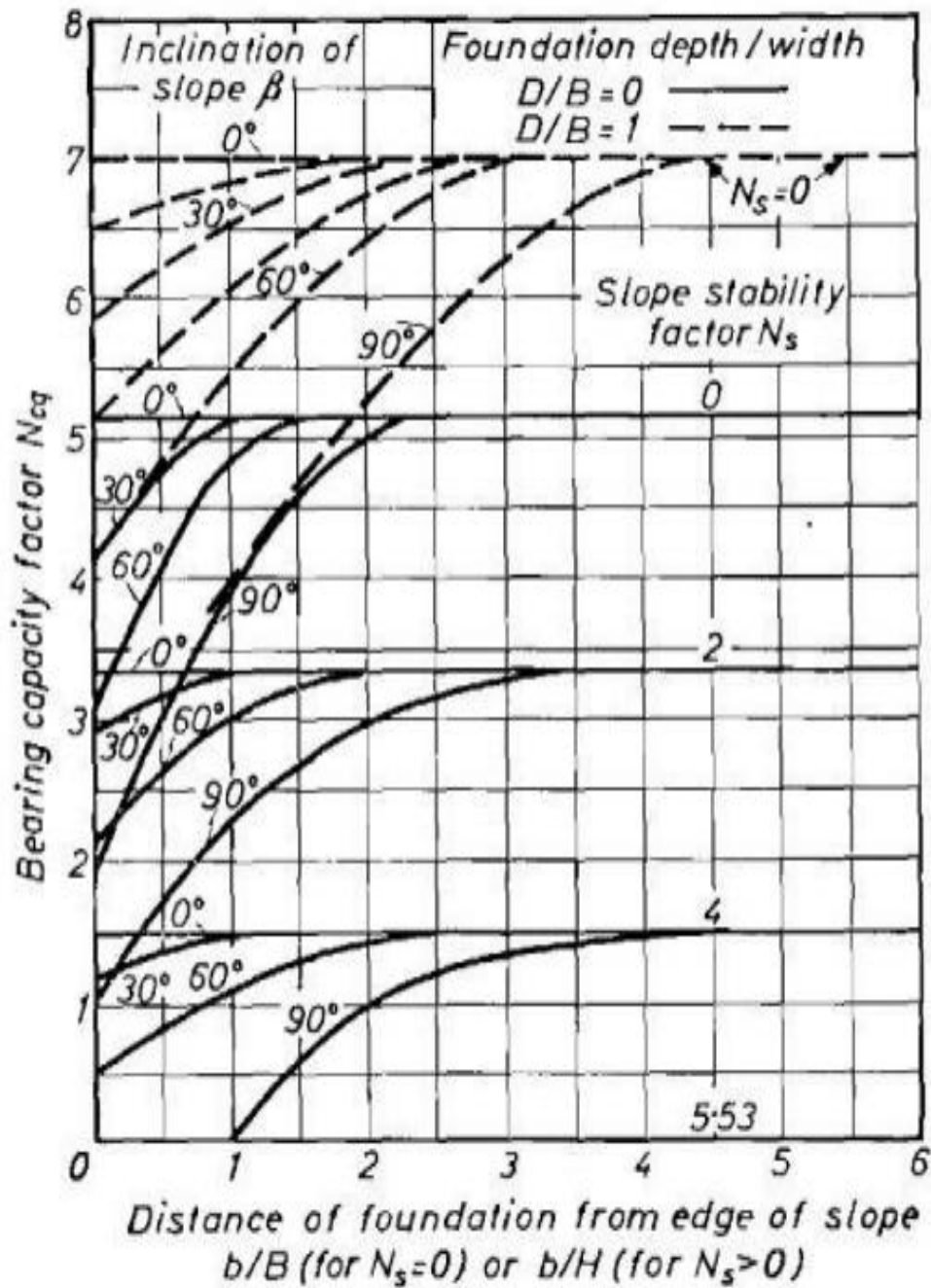
... (2.3)

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



Gambar 2.16. Grafik Faktor $N_{\gamma q}$ untuk Daya Dukung Pondasi Menerus di Atas Lereng Tanah Pasir

(Sumber: Das, B.M. 2009: 153-155)



Gambar 2.17. Grafik 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} . **Tabel 2.6.** dan **Tabel 2.7.** dapat dilihat seperti berikut:

Tabel 2.6. Tabel Nilai $N_{\gamma q}$

Meyerhof method—cohesionless soils				Bearing capacity factors near slopes									
ϕ , deg	D/B	β , deg	Z	N_{γ}									
				b/B									
				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
		18.4	3H:1V	7.0	8.3	9.8	11.3	12.2	13.8	14.4	15.0	15.0	15.0
		21.8	2.5H:1V	5.6	7.0	8.8	10.6	11.7	13.5	14.3	15.0	15.0	15.0
		26.6	2H:1V	3.5	5.2	7.5	9.7	11.0	13.2	14.1	15.0	15.0	15.0
		30		2.0	4.0	6.5	9.0	10.5	13.0	14.0	15.0	15.0	15.0
	1	0		57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0
		18.4	3H:1V	36.1	39.2	41.7	43.5	46.0	49.0	52.1	54.5	56.4	57.0
		21.8	2.5H:1V	32.3	35.9	38.8	41.0	43.9	47.6	51.2	54.1	56.3	57.0
		26.6	2H:1V	26.9	31.3	34.8	37.5	41.0	45.5	49.9	53.5	56.1	57.0
		30		23.0	28.0	32.0	35.0	39.0	44.0	49.0	53.0	56.0	57.0
	40	0		92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0	92.0
		18.4	3H:1V	36.8	41.4	46.0	51.5	56.1	64.4	71.8	82.8	87.4	92.0
		20		32.0	37.0	42.0	48.0	53.0	62.0	70.0	82.0	87.0	92.0
		21.8	2.5H:1V	29.4	34.7	39.9	46.0	51.2	60.7	68.8	81.4	86.8	92.0
		26.6	2H:1V	22.4	28.4	34.4	40.7	46.4	57.1	65.7	79.7	86.3	92.0
		33.7	1.5H:1V	12.0	19.2	26.2	32.9	39.3	51.7	61.1	77.2	85.6	92.0
		40		2.8	11.0	19.0	26.0	33.0	47.0	57.0	75.0	85.0	92.0
		1	0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0
		18.4	3H:1V	133.3	140.6	148.0	154.4	159.0	171.9	182.0	200.4	213.3	230.8
		20		124.0	132.0	140.0	147.0	152.0	166.0	177.0	197.0	211.0	230.0
		21.8	2.5H:1V	116.2	124.4	132.7	140.1	145.7	160.5	172.2	193.4	208.6	228.6
		26.6	2H:1V	95.3	104.3	113.3	121.6	128.9	145.9	159.5	183.8	202.1	224.7
		33.7	1.5H:1V	64.4	74.5	84.5	94.3	104.1	124.2	140.7	169.6	192.5	219.0
		40		37.0	48.0	59.0	70.0	82.0	105.0	124.0	157.0	184.0	214.0

Notes:

1. Bold values of β and the associated N_{γ} values are read directly from the Meyerhof charts. Other values are interpolated.
2. Intermediate values of β , N_{γ} values may be determined by linear interpolation.
3. To calculate ultimate bearing capacity: $q_{ult} = 0.5\phi BN_{\gamma}$

(Sumber: *National Engineering Hand Book*, 2007:8)

Tabel 2.7. Tabel Nilai N_{cq}

Meyerhof method—cohesive soils ($\phi = 0$)				Bearing capacity factors near slopes									
D/B	N_c	β , deg	Z	N_{cq}									
				b/B or b/H									
				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
		18.4	3H:1V	4.55	4.90	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		21.8	2.5H:1V	4.44	4.86	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		26.6	2H:1V	4.29	4.79	5.11	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		30		4.18	4.75	5.11	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		33.7	1.5H:1V	4.04	4.66	5.07	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		60		3.08	4.06	4.82	5.12	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		90		1.93	3.00	3.90	4.58	5.00	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
		2	0	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
		18.4	3H:1V	3.08	3.23	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
2	0	0		3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
		18.4	3H:1V	3.08	3.23	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
		21.8	2.5H:1V	3.03	3.21	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
		26.6	2H:1V	2.97	3.18	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
		30		2.92	3.16	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
		33.7	1.5H:1V	2.83	3.09	3.28	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
		60		2.16	2.62	3.00	3.22	3.32	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
		90		1.04	1.71	2.28	2.65	2.97	3.14	3.27	3.33	3.33	3.33
		4	0	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		18.4	3H:1V	1.32	1.43	1.49	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
4	0	0		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		18.4	3H:1V	1.32	1.43	1.49	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		21.8	2.5H:1V	1.28	1.42	1.49	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		26.6	2H:1V	1.23	1.40	1.48	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		30		1.20	1.39	1.48	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		33.7	1.5H:1V	1.12	1.32	1.43	1.48	1.49	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		60		0.52	0.83	1.10	1.30	1.42	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		90				0.03	0.60	0.98	1.21	1.33	1.41	1.48	1.50
		1	0	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
		15		6.50	6.68	6.82	6.94	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
1	0	0		7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
		15		6.50	6.68	6.82	6.94	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
		18.4	3H:1V	6.35	6.57	6.75	6.90	6.98	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
		21.8	2.5H:1V	6.21	6.46	6.68	6.86	6.96	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
		26.6	2H:1V	6.01	6.31	6.59	6.81	6.94	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
		30		5.86	6.20	6.52	6.77	6.92	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
		33.7	1.5H:1V	5.68	6.06	6.40	6.69	6.87	6.98	7.00	7.00	7.00	7.00
		45	1H:1V	5.14	5.62	6.05	6.43	6.73	6.93	7.00	7.00	7.00	7.00
		60		4.11	4.80	5.44	5.95	6.41	6.74	6.98	7.00	7.00	7.00
		90				4.00	4.67	5.27	5.75	6.25	6.63	6.88	7.00

Notes:

1. Bold values of β and the associated N_{cq} values are read directly from the Meyerhof charts. Other values are interpolated.
2. Intermediate values of β , N_{cq} values may be determined by linear interpolation.
3. N_c = stability factor of slope = $\gamma H/c$

where:

 γ = unit weight of soil (lb/ft³) H = vertical height of slope (ft) c = cohesion (or undrained shear strength) of soil (lb/ft²)

(Sumber: National Engineering Hand Book, 2007:8)

2.6.3.2. Solusi Hansen dan Vesic

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

dimana,

$$q_u = cN_c\lambda_{c\beta} + qN_q\lambda_{q\beta} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma\lambda_{\gamma\beta} \quad \dots (2.4)$$

N_c, N_q, N_γ = Faktor-faktor daya dukung Hansen

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

$$q = \gamma D_f$$

Menurut Hansen,

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan\beta)^2 \quad \dots (2.5)$$

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

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

Pada kondisi $\phi = 0$, Vesic menyatakan nilai N_γ 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:

$$q_u = (5,14 - 2\beta)c + \gamma D_f(1 - \tan\beta)^2 - \gamma\beta\sin\beta(1 - \tan\beta)^2 \quad \dots (2.6)$$

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

2.6.3.3. 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 kotak 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 ukuran 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 Gempertine adalah sebagai berikut :

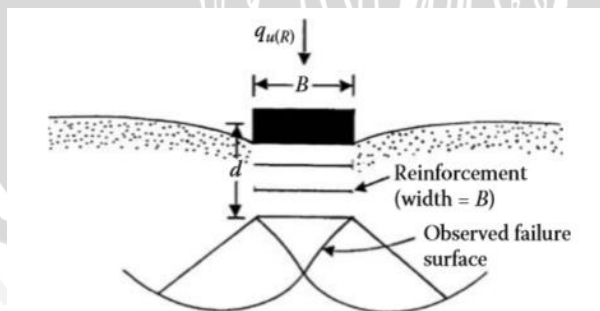
$$N\gamma q = f_{\phi} \times f_B \times f_{D/B} \times f_{B/Lp} \times f_{D/B, B/Lp} \times f_{\alpha, b/B} \times f_{\alpha, b/D, D/B} \times \dots \quad (2.7)$$

Dengan :

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

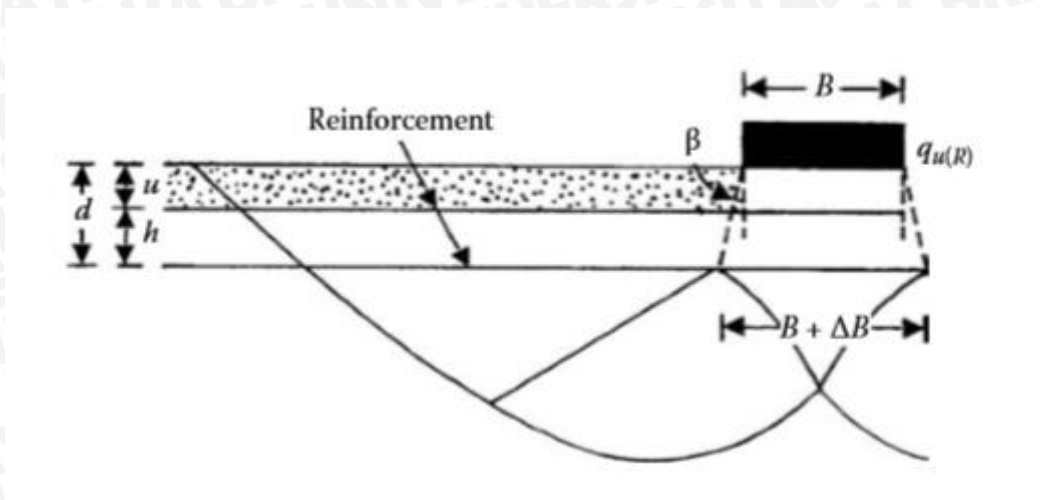
2.5.4. Daya Dukung Pondasi Dangkal pada Tanah yang Diperkuat Geotekstil

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 **Gambar 2.18**. di bawah ini:



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

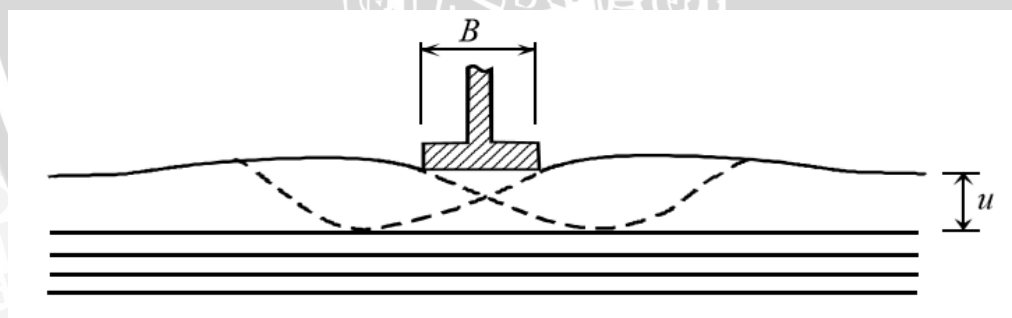
Hal ini disebut *deep foundation mechanism* dimana *quasi-rigid zone* berada di bawah pondasi. Schlosser mengusulkan *wide slab mechanism* untuk keruntuhan tanah pada pembebanan batas untuk kondisi $L > B$, yang ditunjukkan pada **Gambar 2.19.** berikut:



Gambar 2.19. Skema Keruntuhan pada Tanah yang Diperkuat yang Dinyatakan oleh Schlosser (Sumber: Das, B.M. 2009: 280-281)

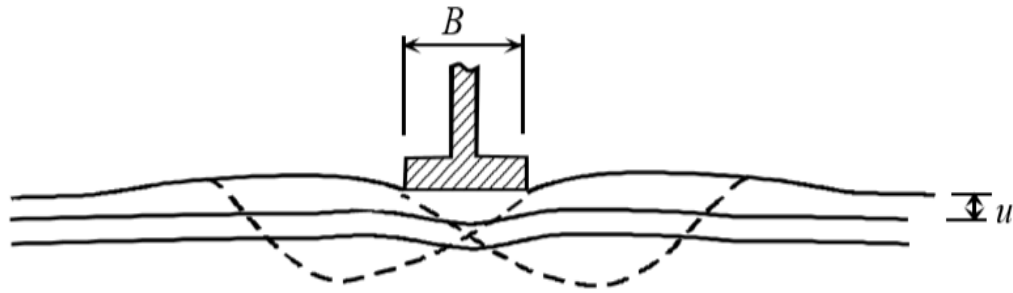
Berdasarkan hasil observasi pemodelan laboratorium yang dilakukan oleh Binquet dan Lee (1975), disimpulkan bahwa terdapat tiga kemungkinan mekanisme keruntuhan pondasi pada tanah yang diperkuat berdasarkan kekuatan tarik dan konfigurasi perkuatan yaitu:

1. *Shear failure* terjadi saat jarak lapis perkuatan teratas (u) lebih besar dari $2B/3$, yang ditunjukkan pada **Gambar 2.20.**



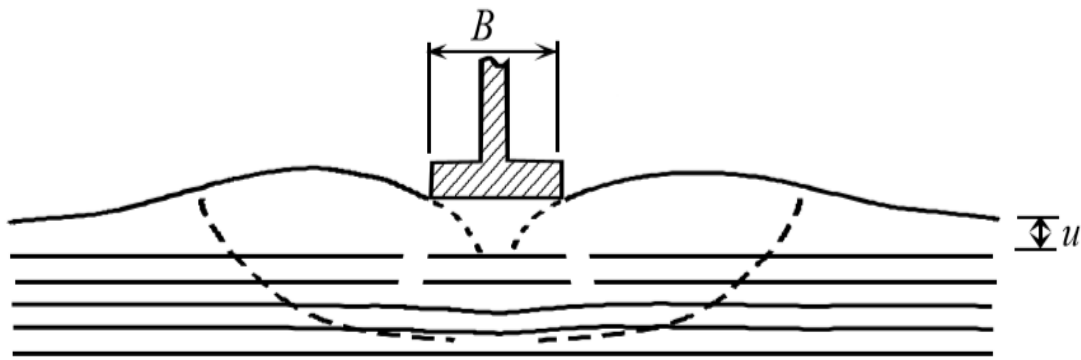
Gambar 2.20. Keruntuhan Saat $u = 2B/3$ (Sumber: Qiming Chen.2007:23)

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.** berikut:



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

2.5.5. 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 lebar pondasi dengan jarak pondasi ke tepi lereng terhadap daya dukung lereng. Pada penelitian tersebut, digunakan 7 variasi yaitu $L/B = 1$, $L/B = 2$, $L/B = 3$, $L/B = 4$, $L/B = 5$, $L/B = 6$, serta $L/B = 7$. Diperoleh hasil bahwa makin meningkatnya perbandingan L/B maka makin meningkat pula daya dukung lereng yang dihasilkan. Bahkan ketika perbandingan L/B lebih dari 4, daya dukung yang terjadi bukan lagi sebagai daya dukung tanah lereng, namun sudah menjadi analisis daya dukung tanah datar.

2.5.6. Pengaruh Variasi Jumlah Lapisan Geotekstil

Berdasarkan penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Dio Alif Utama (2014) tentang daya dukung pondasi menerus pada lereng, menjelaskan tentang pengaruh jumlah lapisan geotekstil terhadap daya dukung lereng. Pada penelitiannya, mereka menggunakan 3 variasi jumlah lapisan yaitu 1, 2, dan 3 lapisan. Diperoleh hasil bahwa semakin banyak jumlah lapisan geotekstil yang digunakan sebagai perkuatan lereng, maka daya dukung pondasi semakin meningkat pula. Namun untuk beberapa kondisi, pengaruh jumlah lapisan geotekstil ini bisa saja menjadi berubah seiring dengan perubahan variasi lebar pondasi. Hal inilah yang mendasari penelitian yang akan dilakukan, dengan adanya variasi jumlah lapisan geotekstil dan variasi lebar pondasi ingin diketahui berapa jumlah lapisan geotekstil yang maksimum untuk digunakan untuk setiap variasi lebar pondasi, sehingga diperoleh hasil daya dukung yang lebih besar.

