

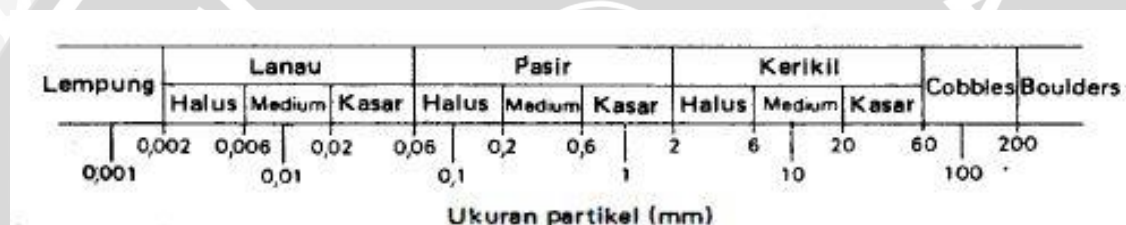
BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pasir

2.1.1 Pengertian Pasir

Tanah pada umumnya dapat disebut sebagai kerikil (gravel), pasir (sand), lanau (slit), atau lempung (clay), tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut. Tanah yang termasuk dalam 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 lagi menjadi fraksi-fraksi kasar, medium, dan halus. Rentang ukuran partikel akan dijelaskan dalam **Gambar 2.1**.



Gambar 2.1 Rentang ukuran partikel

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-koheusif 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-koheusif dengan kadar air cukup tinggi dapat bersifat sebagai suatu cairan kental. Tarikan permukaan memberikan tanah non-koheusif suatu kohesi semu (*apparent cohesion*) yang disebut demikian karena kohesi tersebut akan hilang apabila tanah itu benar-benar kering atau benar-benar jenuh.

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 nno. 10 (2 mm) dan tertahan dalam saringan no. 40 (0,425).
3. Pasir halus : butirannya lolos saringan no. 40 (0,425 mm) dan tertahan dalam saringan no. 200 (0,075 mm)

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. 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. Klasifikasi *Unified* (U.S.C.S) untuk tanah pasir ditunjukkan pada **Tabel 2.1** berikut.

Tabel 2.1 Sistem Klasifikasi *Unified* untuk Pasir

Divisi utama	Simbol kelompok	Nama umum	Kriteria klasifikasi
Tanah Berbutir-Kasar Lebih dari 50% butiran tertahan pada ayakan No. 200 ⁺ Pasir lebih dari 50% fraksi kasar lolos ayakan No. 4 Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar tertahan pada ayakan No. 4 Pasir berbutir dengan butiran halus	Kerikil berbutir kasar (kerikil)	GW	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Lebih besar dari 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3. Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW
		GP	
	Kerikil dengan butiran halus	GM	Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg yang digambar dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda
		GC	
	Pasir berbutir (banyak pasir)	SW	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Lebih besar dari 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas Atterberg yang digambar dalam daerah yang diarsir merupakan klasifikasi batas yang membutuhkan simbol ganda
		SP	
		SM	
		SC	

2.1.3 Kepadatan Relatif Pasir

Kepadatan relative (*relative compaction*) atau persentase kepadatan tertentu dispesifikasikan sebagai nilai banding dari berat volume kering di pemodelan atau dilapangan dengan berat volume kering maksimum di laboratorium menurut percobaan standar, seperti percobaan standar proctor atau modifikasi proctor. Persamaan untuk Kepadatan relative dapat dilihat pada **Persamaan 2.1**.

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

Perlu diingat bahwa memadatkan tanah pada sisi basah optimum akan menghasilkan kuat geser tanah yang lebih rendah bila dibandingkan dengan kadar air pada sisi kering optimum. Oleh karena itu, selain nilai persentase kepadatan, rentang kadar air tanah pada tanah yang akan dipadatkan juga perlu diperhatikan.

Menurut Lee dan Singh (1971) terdapat hubungan antara kepadatan relative dengan kerapatan relative sesuai **Persamaan 2.2** berikut :

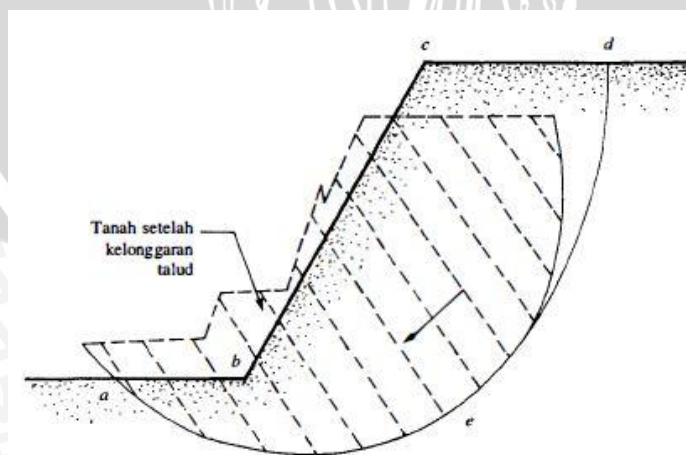
$$RC = 80 + 0,2 D_r \quad (2.2)$$

Dimana kerapatan relative umumnya dipakai untuk menunjukkan kerapatan dari tanah berbutir (*granular soil*) di lapangan.

2.2 Lereng

2.2.1 Pengertian Lereng

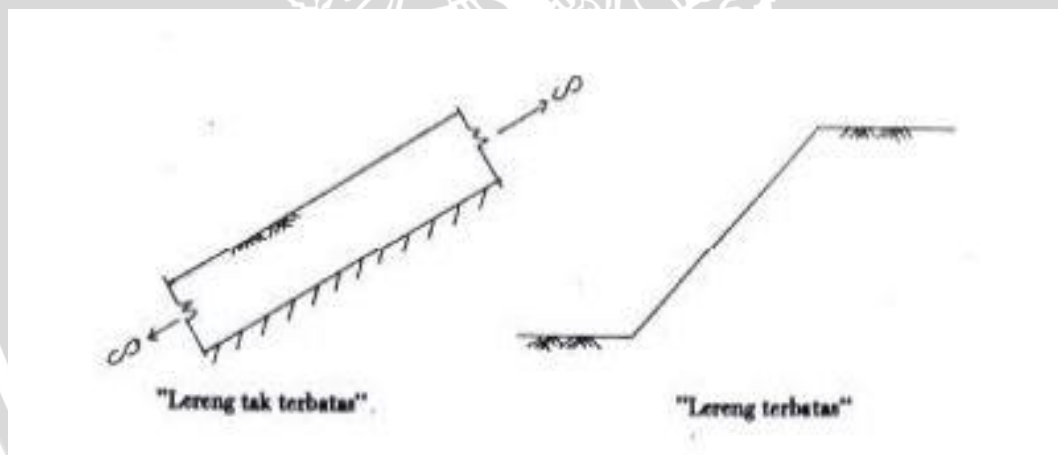
Suatu permukaan tanah yang miring dengan sudut tertentu terhadap bidang horizontal kita sebut sebagai lereng. Lereng ini dapat terjadi secara alamiah atau buatan. Bila permukaan tanah tidak datar, maka komponen berat tanah yang sejajar dengan kemiringan lereng akan menyebabkan tanah bergerak kearah bawah seperti **Gambar 2.2**. Bila komponen berat tanah tersebut cukup besar, kelongsoran lereng dapat terjadi, yaitu tanah dalam zona *a b c d e a* dapat menggelincir kebawah. Dengan kata lain, gaya dorong melampaui gaya berlawanan yang berasal dari kekuatan geser tanah sepanjang bidang longsor.



Gambar 2.2 Kelongsoran Lereng

Lereng dapat digolongkan dalam dua tipe yaitu lereng tak terbatas dan lereng terbatas. Lereng tak terbatas merupakan kondisi dimana 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.

Sedangkan lereng terbatas 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. Kedua jenis tipe lereng dijelaskan pada **Gambar 2.3**.



Gambar 2.3 Tipe Lereng

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 miniatur atau pengecilan dari 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

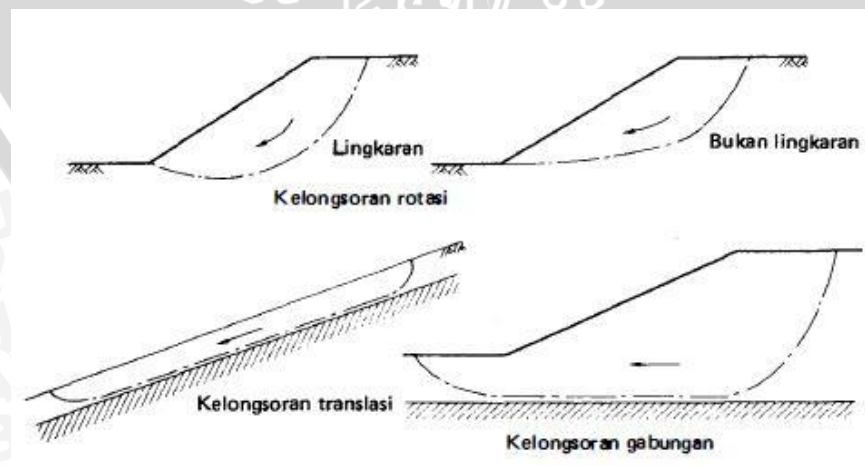
Pengamatan longsor atau keruntuhan pada lereng yang dilakukan oleh *Collin* (1846) menunjukkan bahwa kebanyakan peristiwa kelongsoran tanah terjadi dengan bentuk bidang longsor yang berupa lengkungan. Menurut *Giani* (1992) semua bentuk gerakan tersebut, umumnya dipengaruhi oleh formasi geologi yaitu lapisan batuan dan pelapukan batuan dan tanah. Adapun jenis-jenis gerakan kelongsoran tanah yang biasanya terjadi (**Gambar 2.4**), yakni :

1. Kelongsoran Translasi

Kelongsoran ini terjadi bila bentuk permukaan runtuh dipengaruhi oleh adanya kekuatan geser yang berbeda pada lapisan tanah yang berbatasan. Kelongsoran translasi cenderung terjadi bila lapisan tanah yang berbatasan berada pada kedalaman yang relative dangkal dibawah permukaan lereng, dimana permukaan runtuhnya akan berbentuk bidang dan hampir sejajar dengan lereng.

2. Kelongsoran Rotasi

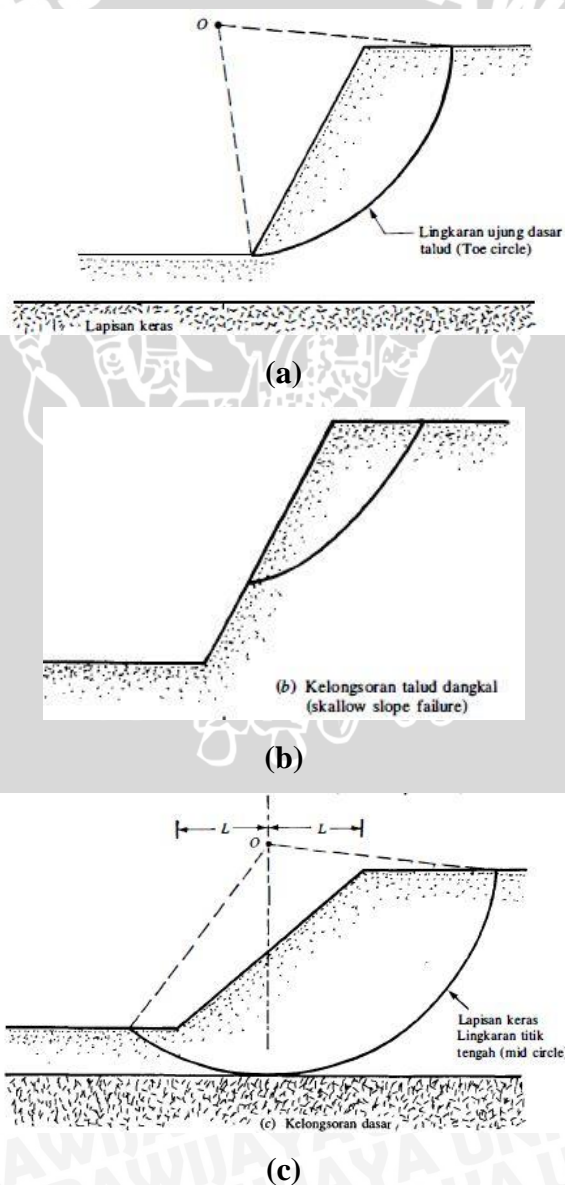
Dalam kelongsoran rotasi bentuk permukaan runtuh pada potongannya dapat berupa busur lingkaran atau kurva bukan lingkaran. Biasanya tipe kelongsoran lingkaran ini berhubungan dengan kondisi tanah yang homogeny dan tipe kelongsoran kurva berhubungan dengan kondisi tanah yang tidak homogen.



Gambar 2.4 Tipe-tipe keruntuhan lereng

Jenis kelongsoran rotasi yang sering terjadi dijelaskan pada (**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 2.5 (a)**.
- Lengkung kelongsoran dinamakan sebagai kelongsoran lereng (*slope slide*) apabila bidang longsor tadi melalui bagian atas ujung dasar lereng. Seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.5 (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 yang ditunjukkan pada **Gambar 2.5 (c)**.



Gambar 2.5 Jenis-jenis keruntuhan rotasi (a) *Toe Slide* (b) *Slope Slide* (c) *Base Slide*

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 Geosintetik

2.3.1 Pengertian Geosintetik

Menurut ASTM D4439, geosintetik adalah suatu produk berbentuk lembaran yang terbuat dari bahan polimer lentur yang digunakan dengan tanah, batuan atau material geoteknik lainnya sebagai bagian yang tidak terpisahkan dari suatu pekerjaan, struktur atau sistem.

Penggunaan geosintetik telah berkembang di Indonesia mulai tahun 1980 an. Berikut adalah beberapa jenis Geosintetik beserta fungsinya yang dijelaskan pada **Tabel 2.2.**

Tabel 2.2 Fungsi – fungsi jenis Geosintetik

Jenis Geosintetik	Fungsi Utama					
	Separator	Perkuatan	Filter	Drainase	Penghalang	Proteksi
Geotekstil	√	√	√	√		√
Geogrid		√				
Geonet				√		
Geomembrane					√	
Geosynthetic Clay Liner (GCL)					√	
Geopipa				√		
Geofoam	√					
Geokomposit	√	√	√	√	√	√

(Sumber : DPU. 2009. Volume 1 Klasifikasi & Fungsi Geosintetik)

2.3.2 Geogrid

2.3.2.1 Pengertian Geogrid

Geogrid merupakan pengembangan dari teknologi Geosintetik yang dikenal dengan nama Geotekstil. Geogrid adalah inovasi yang dibuat untuk menutupi

kekurangan pada Geotekstil terutama dalam masalah kekakuan bahan dan mekanisme perkuatan. Suatu hal yang tidak dimiliki Geotekstil, namun Geogrid dapat menyediakannya. Menurut modul DPU volume 1 menjelaskan, Geogrid adalah produk geosintetik yang terdiri dari jaringan yang beraturan dan terhubung satu sama lainnya, dengan ukuran bukaan lebih besar dari 6,35 mm sehingga memungkinkan untuk saling mengunci dengan tanah, batuan ataupun struktur lain di sekitarnya serta memiliki fungsi primer sebagai perkuatan (ASTM D 4439).

2.3.2.2 Jenis Geogrid

Geogrid dapat dibedakan berdasarkan arah penarikannya. Material dasar Geogrid dapat berupa Polypropylene, Polyethylene, Polyester. Berdasarkan bentuk bukaannya, Geogrid dapat dibagi menjadi :

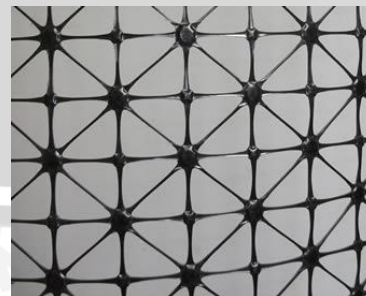
1. Geogrid Uniaxial adalah Geogrid yang mempunyai bentuk bukaan tunggal dalam satu segmen (ruas). (**Gambar 2.6**)
2. Geogrid Biaxial adalah Geogrid yang mempunyai bukaan berbentuk persegi. (**Gambar 2.7**)
3. Geogrid Triaxial adalah Geogrid yang mempunyai bukaan berbentuk segitiga. (**Gambar 2.8**)



Gambar 2.6 Geogrid Uniaxial



Gambar 2.7 Geogrid Biaxial



Gambar 2.8 Geogrid Triaxial

2.3.3 Karakteristik Geogrid Sebagai Bahan Perkuatan

Geogrid merupakan suatu jenis geosintetik yang berbentuk jarring (*web*). Geogrid terbagi dalam beberapa jenis yakni geogrid Uniaxial, geogrid biaxial, serta geogrid triaxial. Dari beberapa jenis geogrid tersebut, terdapat karakteristik serta fungsi yang berbeda beda meskipun dalam tujuan yang sama yakni sebagai perkuatan tanah.

1. Geogrid Uniaxial

Geogrid uniaxial merupakan lembaran massif dengan celah yang memanjang dengan bahan dasar HDPE (*High Density Polyethelen*), yang sering digunakan di Indonesia sebagai perkuatan tanah DPT (dinding penahan tanah) dan untuk memperbaiki lereng yang longsor dengan menggunakan tanah setempat. Material ini memiliki kuat tarik 40 kN/m hingga 190 kN/m. Geogrid jenis ini biasanya digunakan untuk perkuatan dinding penahan tanah dan perbaikan lereng yang longsor.

2. Geogrid Biaxial

Geogrid biaxial merupakan geogrid dengan bahan dasar polypropylene (PP) dan banyak dimanfaatkan sebagai bahan untuk meningkatkan tanah dasar lunak. Geogrid biaxial adalah lembaran yang memiliki bentuk lubang bujursangkar dimana dengan struktur lubang bujursangkar ini partikel tanah timbunan akan saling terkunci dan kuat geser tanah akan naik dengan mekanisme tersebut. Kuat tarik yang dimiliki bahan jenis ini ialah bervariasi diantara 20 kN/m hingga 40 kN/m.

Keunggulan geogrid biaxial :

- Kuat tarik yang bervariasi
- Kuat tarik tinggi pada regangan yang kecil
- Tahan terhadap sinar ultraviolet
- Tahan terhadap reaksi kimia tanah vulkanik dan tropis
- Tahan dalam jangka waktu yang lama (120 tahun)

Metode kerja geogrid biaxial adalah interlocking, artinya geogrid jenis ini akan bekerja mengunci agregat yang ada di atas geogrid sehingga lapisan agregat tersebut lebih kaku, dan mudah dilakukan pemadatan.

3. Geogrid Triaxial

Geogrid dengan jenis triaxial memiliki fungsi sama dengan geogrid biaxial. Hal yang membedakan geogrid triaxial dengan biaxial ialah *performance* yang dihasilkan lebih baik. Hal ini disebabkan bentuk bukaan geogrid triaxial adalah segitiga yang lebih kaku sehingga penyebaran beban menjadi lebih merata.

Dalam penelitian ini, digunakan jenis geogrid biaxial yang diproduksi oleh PT.TETRASA GEOSININDO. Adapun karakteristik dari geogrid biaxial ini dijelaskan dalam **Tabel 2.3** :

Tabel 2.3 Karakteristik geogrid

Karakteristik	Nilai
Tipe	Biaxial
Polymer	Polyester
Bentuk	Lembaran
Warna	Hitam
<i>Tensile strength</i>	40 kN/m
Regangan	11 %
<i>Creep limited strength</i>	28.6 kN/m (60 tahun)
<i>Construction damage</i>	1.21
<i>Environmental effects soil</i>	1.05

2.3.4 Teori Panjang Penyaluran Geogrid

Berdasarkan penelitian S.V. Anil Kumar dan K. Ilamparuthi dalam *Response of Footing On Sand Slopes* menjelaskan pengaruh dari panjang penyaluran perkuatan geogrid terhadap daya dukung yang diperoleh. Pada **Tabel 2.4** dapat dilihat hasil nilai daya dukung pada lereng pasir dengan perkuatan geogrid yang diperoleh.

Tabel 2.4 Perbandingan daya dukung pondasi pada lereng dengan perkuatan geogrid dan tanpa perkuatan pada kemiringan sudut lereng 35° dan $d/B = 1$

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

(Sumber : Anil Kumar dan Ilamparuthi, 2009)

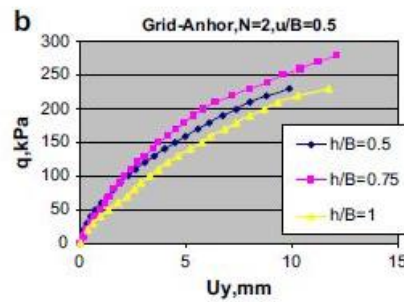
Pada kondisi panjang lapisan sama dengan lebar pondasi ($L = B$) menunjukkan daya dukung meningkat sebanyak 26% dari kondisi pondasi pada lereng tanpa perkuatan. Ketika $L = 2B$ daya dukung meningkat sebanyak 224 % dari kondisi pondasi tanpa perkuatan. Hasil penelitian menunjukkan dalam kondisi $L=3B$ adalah kondisi panjang penyaluran yang paling maksimum karena peningkatan daya dukung mencapai 253 %.

Berdasarkan hasil penelitian tersebut, pada penelitian perkuatan lereng dengan geogrid digunakan panjang penyaluran pada kondisi $L=3B$, dimana 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). Dengan demikian, kami menentukan panjang geogrid dengan menggunakan panjang yang paling maksimum dari setiap sampel yaitu sepanjang 5B. dengan nilai B (lebar pondasi) yang paling maksimum yaitu 8 cm, maka diperoleh nilai panjang penyaluran geogrid sebesar 40 cm.

2.3.5 Teori Jarak antar Lapis Geogrid

Berdasarkan hasil penelitian Nader Hataf Saeed Alamshahi dalam *Bearing capacity of strip footing on sand slopes reinforced with geogrid and grid-anchor* menjelaskan pengaruh jarak antar lapis (S_v) pada geogrid terhadap peningkatan nilai daya dukung pondasi pada lereng. Dengan melakukan penelitian jarak antar lapis geogrid pada kondisi $1B$, $0,75B$, dan $0,5B$. Hasil peneltian tersebut ditunjukkan pada

Gambar 2.9.



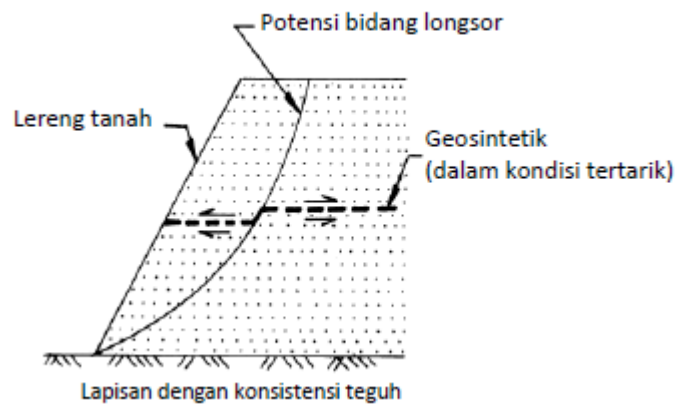
Gambar 2.9 Pengaruh jarak antar lapis geogrid (b) load settlement

Dalam **Gambar 2.9** menunjukkan jarak antar lapis geogrid maksimum menunjukkan dalam kondisi $0,75B$. Dengan demikian, dalam penelitian perkuatan lereng dengan perkuatan geogrid, berdasar pada hasil penelitian digunakan jarak $0,75B$ dengan menggunakan nilai B minimum yaitu 4 cm. Sehingga nilai jarak antar lapis geogrid (S_v) yang akan digunakan adalah 3 cm.

2.3.5 Mekanisme Kerja Geogrid 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 kearah 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 2.10**.

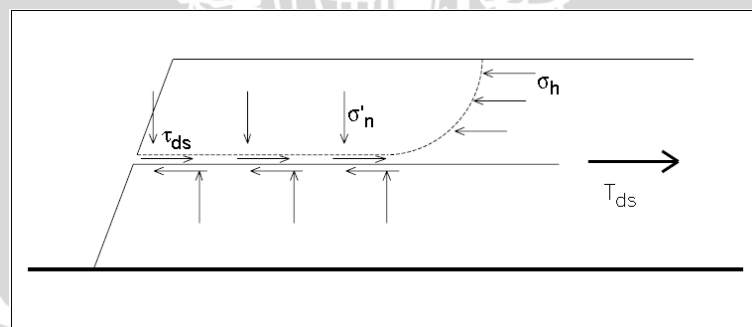


Gambar 2.10 Dasar Mekanisme Perkuatan Lereng Tanah dengan Geosintetik

2.3.6 Mekanisme Transfer Beban antara Geogrid dengan Tanah

Transfer beban antara geogrid dengan tanah dapat dijelaskan dengan mekanisme kegagalan geogrid. Terdapat dua mekanisme kegagalan pada geogrid yaitu meluncurnya masa tanah di atas perkuatan dan tercabutnya perkuatan geogrid. Kedua kegagalan tersebut sangat bergantung pada besarnya hambatan lekat pada geogrid.

Mekanisme kegagalan luncur dapat dilihat pada **Gambar 2.11**. Gaya penahan untuk kegagalan luncur ini berasal dari hambatan lekat antara geogrid dengan tanah sehingga menimbulkan tahanan geser. Tahanan geser tersebut juga dipengaruhi oleh besarnya tegangan normal di atas perkuatan geogrid. Tegangan normal di atas perkuatan geogrid tersebut tidak hanya berasal dari massa tanah, tetapi bisa juga dari berat beban di atas lereng.



Gambar 2.11 Mekanisme kegagalan luncur pada perkuatan geogrid

Dimana :

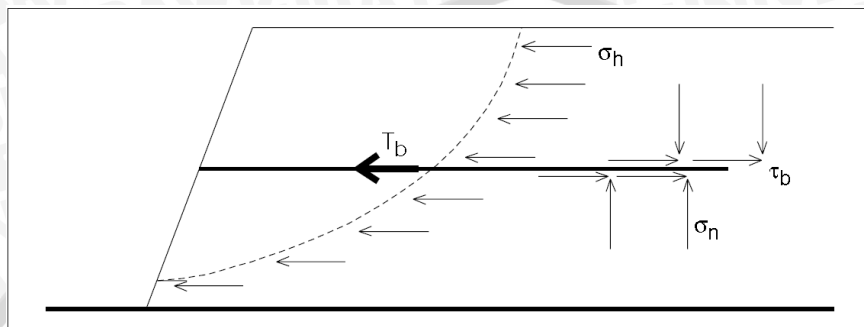
τ_{ds} = tahanan geser kegagalan luncur

σ_n' = tegangan normal efektif di atas perkuatan

f_{ds} = faktor luncur langsung

Φ' = sudut geser tanah (dari *direct shear test*)

Mekanisme kegagalan cabut dapat dilihat pada **Gambar 2.12**. Gaya penahan untuk kegagalan cabut berupa tahanan geser yang juga berasal dari hambatan lekat geogrid dengan tanah, khususnya di atas dan di bawah permukaan geogrid. Tahanan geser tersebut juga dipengaruhi oleh besarnya tegangan normal diatas perkuatan geogrid.



Gambar 2.12 Mekanisme kegagalan cabut pada perkuatan geogrid

Dimana :

T_b = tahanan geser kegagalan cabut

σ_n' = tegangan normal efektif di atas perkuatan

f_{po} = faktor cabut

Φ' = sudut geser tanah (dari *direct shear test*)

2.4 Pondasi Dangkal

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

2.4.1 Tekanan Sentuh (*Contact Pressure*)

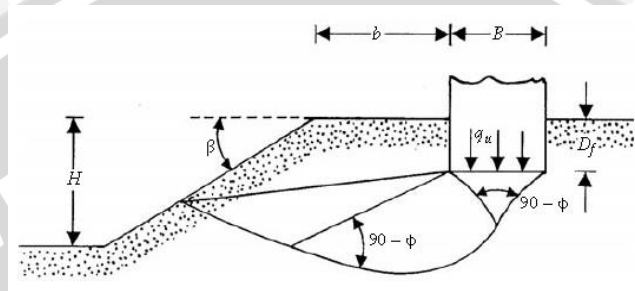
Tekanan yang bekerja di antara dasar pondasi dan tanah disebut tekanan sentuh (*contact pressure*). Tekanan sentuh penting dipertimbangkan untuk perancangan pondasi, karena dapat mempengaruhi distribusi momen dan tegangan geser pada pondasi dan juga untuk menghitung penurunan dari pondasi akibat penempatan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

2.4.2 Pola Keruntuhan di Bawah Pondasi pada Lereng

Pada tahun 1957 Meyerhof melakukan penelitian untuk mengetahui kapasitas daya dukung ultimate pada pondasi dangkal diatas lereng. Pola keruntuhan pondasi pada lereng menurut Meyerhof dapat dilihat pada **Gambar 2.13**. Pada penelitian sebelumnya, Huang dan Tatsuoka memberikan mekanisme keruntuhan pada pondasi

menerus yang didukung oleh tanah dengan perkuatan. Percobaan ini memakai lebar lapis perkuatan b yang sama dengan lebar pondasi B . Hal ini juga disebut sebagai mekanisme pondasi dalam (*deep foundation mechanism*) dimana zona quasi-rigid terbentuk di bawah pondasi.

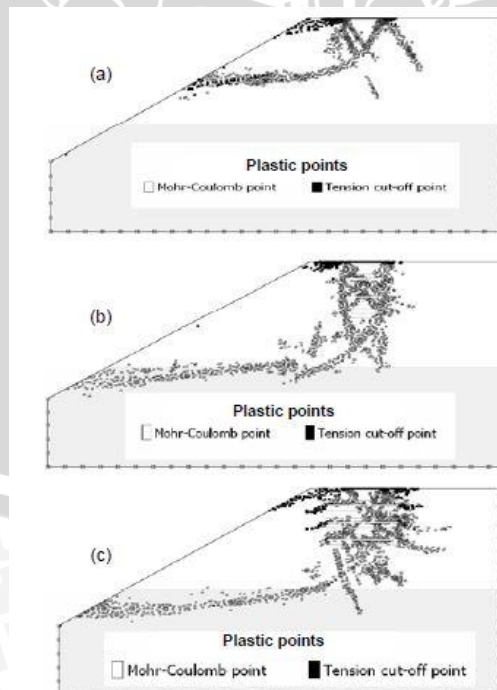
Gambar di bawah menunjukkan sebuah pondasi menerus dengan lebar B yang diletakkan pada sebuah lereng dengan tinggi H . Pondasi tersebut diletakkan dengan jarak b dari tepi lereng.



Gambar 2.13 Pondasi dangkal diatas lereng

2.4.3 Pola Keruntuhan di Bawah Pondasi pada Lereng dengan Perkuatan

Dalam penelitian S.V. Anil Kumar dan K. Ilamparuthi dalam *Response of footing sand slope* menjelaskan pola pola keruntuhan di bawah pondasi pada lereng dengan perkuatan dalam tiga kondisi yang dijelaskan **Gambar 2.14**.



Gambar 2.14 Pola keruntuhan dibawah pondasi : (a) Lereng tanpa perkuatan ; (b) Perkuatan dengan $L=B$; (c) Perkuatan dengan $L=2B$

2.4 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.

2.5.2 Daya Dukung Pondasi Dangkal di Atas Lereng Tanpa Perkuatan

2.5.2.1 Solusi Meyerhof

Dalam teori Meyerhof menyarankan persamaan daya dukung dengan memperhatikan bentuk pondasi, kemiringan beban, dan kuat geser tanah di atas dasar pondasi. Apa yang disarankan oleh Meyerhof cukup bermanfaat untuk menjawab tantangan dalam permasalahan geoteknik saat ini, yaitu masalah penempatan pondasi yang berada dekat atau bahkan di atas sebuah lereng.

Adapun daya dukung batas dari pondasi tersebut dinyatakan pada **Persamaan 2.3**.

$$q_u = c N_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2.3)$$

Untuk tanah pasir, Meyerhof menyatakan daya dukung pondasi menerus di atas lereng pada **Persamaan 2.4**.

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (2.4)$$

2.5.2.2 Solusi Hansen dan Vesic

Untuk kondisi $b = 0$ pada gambar 1 (pondasi tepat berada di tepi lereng), Hansen menyatakan daya dukung batas dari pondasi menerus tersebut pada **Persamaan 2.5**.

$$q_u = c N_c \lambda_{c\beta} + q N_q \lambda_{q\beta} + 0,5 \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma\beta} \quad (2.5)$$

Dimana,

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

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

q = γD_f

Menurut Hansen, (ditunjukkan pada **Persamaan 2.6**)

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2 \quad (2.6)$$

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

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

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

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

Selanjutnya, ia menyatakan pada kondisi $\phi = 0$ dengan $N_c = 5,14$ dan $N_q = 1$, maka persamaan daya dukung menjadi seperti terlihat pada **Persamaan 2.7**.

$$q_u = (5,14 - 2\beta)c + \gamma D_f (1 - \tan \beta)^2 - \gamma \beta \sin \beta (1 - \tan \beta)^2 \quad (2.7)$$

2.5.2.3 Persamaan Meyerhoff- Gemperline (1990)

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

Persamaan *Gemperline* diperlihatkan pada **Persamaan 2.8**

$$N_\gamma q = f_\phi \times f_B \times f_{D/B} \times f_{B/L} \times f_{D/B, B/L} \times f_{\beta, d/B} \times f_{\beta, d/D, D/B} \times f_{\beta, d/B, B/L} \quad (2.8)$$

Dengan :

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

2.5.3 Bearing Capacity Improvement (BCI)

Pengaruh adanya perkuatan baik menggunakan geogrid ataupun perkuatan jenis 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 geogrid, yang dapat dilihat pada **Persamaan 2.9** :

$$BCI = \frac{q}{q_0} \quad (2.9)$$

Dimana,

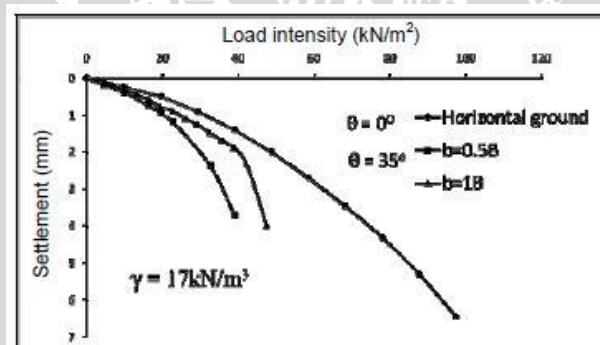
BCI = *Improvement Bearing Capacity*

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

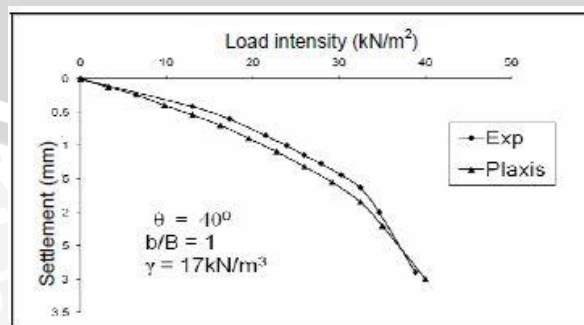
q_0 = daya dukung tanpa perkuatan

2.6 Pengaruh Kemiringan Sudut Lereng terhadap Daya Dukung Pondasi di Dekat Lereng

Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh S.V. Anil Kumar dan K. Ilamparuthi (2009), yang memperoleh hasil semakin besar kemiringan lereng maka daya dukung tanah lereng di bawah pondasi akan semakin menurun. Pada tanah datar $\alpha = 0^\circ$ diperoleh hasil daya dukung sebesar 65 kN/m^2 , dan untuk tanah lereng $\alpha = 30^\circ$ diperoleh nilai daya dukung sebesar 35 kN/m^2 . Sedangkan untuk sudut kemiringan $\alpha = 40^\circ$ diperoleh nilai daya dukung sebesar 29 kN/m^2 , diperoleh dari metode analitik menggunakan *finite element analysis* (*FE*). Untuk kondisi tanah lereng rasio jarak pondasi ke tepi lereng dengan lebar pondasi yang digunakan adalah sebesar satu ($d/B = 1$). Hasil penelitian ditunjukkan dalam **Gambar 2.15** dan **Gambar 2.16**.



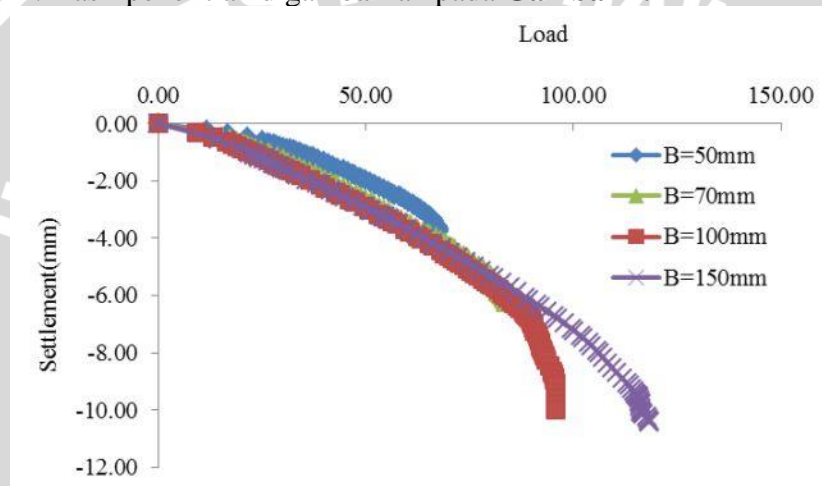
Gambar 2.15 Perbandingan daya dukung dan penurunan pada tanah dan lereng 30° (Sumber : Anil Kumas dan Ilamparuthi, 2009)



Gambar 2.16 Perbandingan daya dukung dan penurunan pada lereng 40° dengan metode eksperimen dan analisi FE (Sumber : Anil Kumar dan Ilamparuthi, 2009)

2.7 Pengaruh Lebar Pondasi terhadap daya Dukung Pondasi di Dekat Lereng

Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Mohd Raihan Taha dan Enas B. Altahe (2013), tentang daya dukung pondasi menerus pada lereng tanah pasir dengan variasi lebar pondasi 50 mm, 70mm, dan 150 mm, meneliti tentang bagaimana pengaruh lebar pondasi terhadap peningkatan beban yang mampu ditahan oleh tanah lereng. Dalam penelitian tersebut diperoleh bahwa untuk mendapatkan nilai optimum dari variasi lebar pondasi (B), maka faktor yang paling diperhatikan adalah perkuatannya. Dari hasil eksperimen yang dilakukan diperoleh hasil semakin lebar pondasi maka nilai beban runtuh semakin besar. Untuk beban runtuh maksimal terjadi pada pondasi dengan lebar 150 mm. Hasil penelitian digambarkan pada **Gambar 2.17**



Gambar 2.17 Peningkatan beban pada tanah leeng dengan variasi lebar pondasi

(Sumber : Mohd Raihan Taha dan Enas B. Altahe, 2013)