

**PENGARUH PANJANG PONDASI DAN JARAK ANTAR LAPIS
GEOGRID TERHADAP DAYA DUKUNG TANAH PASIR PADA PONDASI
PERSEGI DENGAN KEDALAMAN PONDASI (DF/B) = 0,6 DAN JARAK
LAPIS TERATAS GEOGRID (U/B) = 0,3**

**SKRIPSI
TEKNIK SIPIL**

Diajukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**ANASRULLAH WAHID
NIM. 135060100111034**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG**

2017





LEMBAR PENGESAHAN

**PENGARUH PANJANG PONDASI DAN JARAK ANTAR LAPIS GEOGRID
TERHADAP DAYA DUKUNG TANAH PASIR PADA PONDASI PERSEGI
DENGAN KEDALAMAN PONDASI (DF/B) = 0,6 DAN JARAK LAPIS TERATAS**

GEOGRID (U/B) = 0,3

SKRIPSI

TEKNIK SIPIL

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan memperoleh
gelar Sarjana Teknik



ANASRULLAH WAHID

NIM. 135060100111034

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 20 Juni 2017

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Dr. Ir. As'ad Munawir, MT.
NIP. 19591111 198601 1 003

Dr. Ir. Harimurti, MT.
NIP. 19600926 198802 1 002

Mengetahui,
Ketua Program Studi

Dr. Eng. Indradi W, ST, M..Eng (Prac)
NIP. 19810220 200604 1 002



LEMBAR IDENTITAS PENGUJI

JUDUL SKRIPSI:

Pengaruh Panjang Pondasi dan Jarak Antar Lapis Geogrid Terhadap Daya Dukung Tanah Pasir pada Pondasi Persegi dengan Kedalaman Pondasi (Df/B) = 0,6 dan Jarak Lapis Teratas Geogrid (u/B) = 0,3.

Nama Mahasiswa : Anasrullah Wahid

NIM : 135060100111034

Program Studi : Teknik Sipil

Minat : Geoteknik

TIM DOSEN PENGUJI

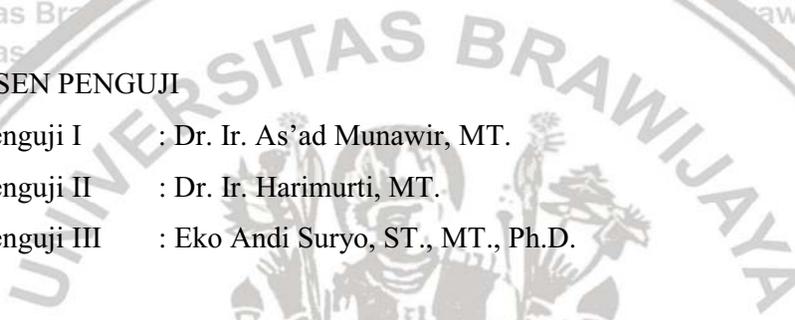
Dosen Penguji I : Dr. Ir. As'ad Munawir, MT.

Dosen Penguji II : Dr. Ir. Harimurti, MT.

Dosen Penguji III : Eko Andi Suryo, ST., MT., Ph.D.

Tanggal Ujian : 12 Juni 2017

SK Penguji : 641/UN10.F07/SK/2017



PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan sebenarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam Naskah Skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya. Tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

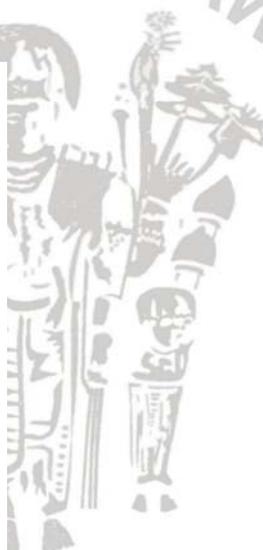
Apabila ternyata didalam naskah skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur jiplakan, saya bersedia Skripsi dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No. 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70).

Malang, 2017

Mahasiswa,

Anasrullah Wahid

NIM. 135060100111034





RIWAYAT HIDUP

Anasrullah Wahid lahir di Malang 6 Agustus 1995 anak pertama dari ayah Winarno dan ibu Suyatik. Menjalani pendidikan di SDN Bangelan 03 Kab. Malang lulus tahun 2007.

Setelah itu melanjutkan pendidikan di SMPN 3 Peterongan Jombang selama 3 tahun.

Menempuh pendidikan di SMAN 1 Sumberpucung Kab.Malang dan lulus pada tahun 2013 kemudian melanjutkan pendidikan S1 di Universitas Brawijaya Malang lulus pada tahun 2017.

Malang, 2017

Penulis





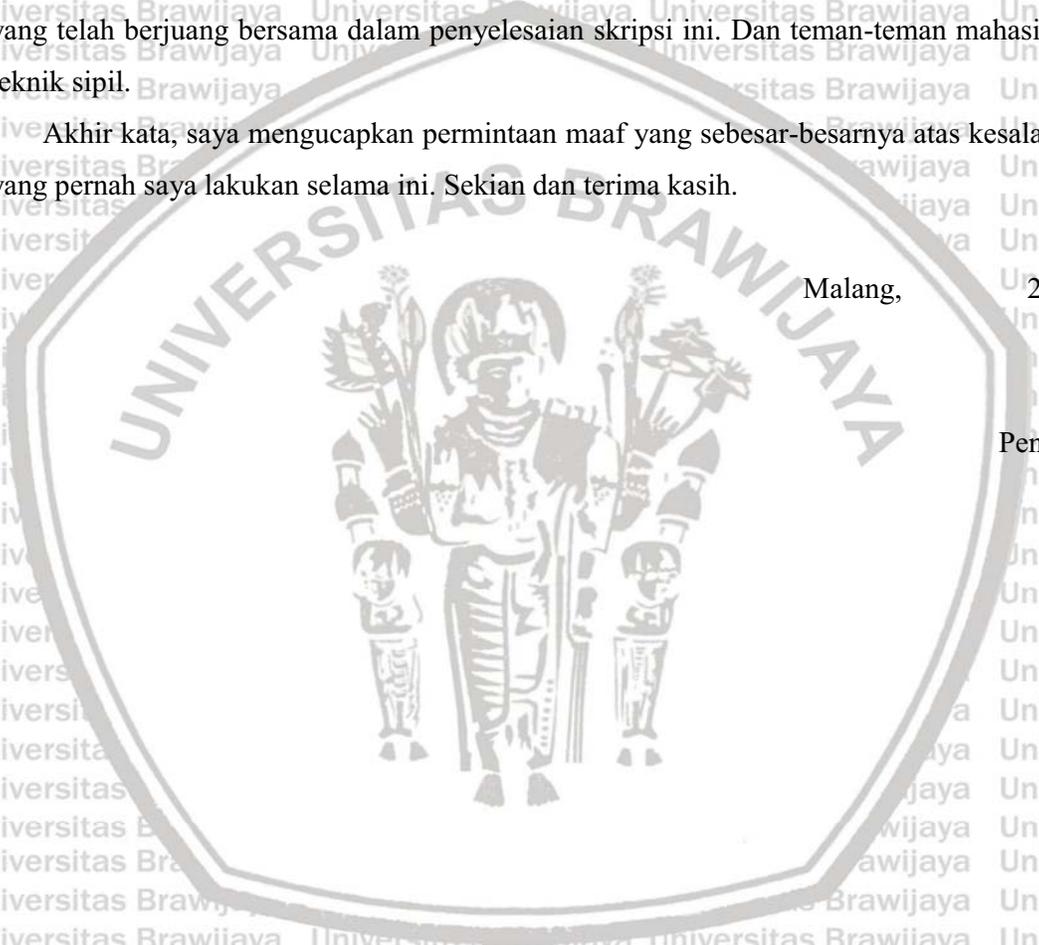
LEMBAR PERUNTUKAN

Puji Syukur kepada Allah SWT karena atas barokah dan rahmatnya, Skripsi ini dapat diselesaikan dengan baik. Ucapan Shalawat kepada Nabi besar Muhammad SAW, ucapan terima kasih juga tidak lupa saya haturkan kepada Bapak-Ibu serta Adik yang telah memberikah dukungan moral dan material dalam proses penyelesaian skripsi ini, Bapak-Ibu dosen dan dosen pembimbing yang telah membimbing selama perkuliahan dan penyusunan skripsi. Begitu juga untuk Tim skripsi, Arif, Ekkik, Jepris, Ellen, Karunia, Nadia dan Putri yang telah berjuang bersama dalam penyelesaian skripsi ini. Dan teman-teman mahasiswa teknik sipil.

Akhir kata, saya mengucapkan permintaan maaf yang sebesar-besarnya atas kesalahan yang pernah saya lakukan selama ini. Sekian dan terima kasih.

Malang, 2017

Penulis





KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT, karena atas rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul **“Pengaruh Panjang Pondasi dan Jarak Antar Lapis Geogrid Terhadap Daya Dukung Tanah Pasir pada Pondasi Persegi dengan Kedalaman Pondasi (Df/B) = 0,6 dan Jarak Lapis Teratas Geogrid (u/B) = 0,3”**.

Tujuan dari pembuatan tugas akhir ini adalah sebagai salah satu syarat kelulusan yang harus dipenuhi oleh mahasiswa Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya untuk meraih gelar sarjana serta diharapkan dapat menjadi sumbangsih bagi ilmu pengetahuan di bidang Teknik Sipil khususnya bidang Geoteknik.

Dalam menyusun skripsi ini, penulis telah banyak mendapat bantuan dan bimbingan. Maka dari itu penulis ingin mengucapkan banyak terima kasih kepada:

1. Kedua orang tua penulis yang telah memberikan dukungan secara penuh baik mental maupun materiil.
2. Ir. Sugeng P. Budio, MS dan Ir. Siti Nurlina, MT., selaku Ketua dan Sekretaris Jurusan Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya yang sangat membantu kelancaran tugas akhir ini.
3. Dr. Eng. Indradi Wijatmiko, ST., M.Eng (Prac) selaku Ketua Program Studi S1 Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya yang sangat membantu kelancaran tugas akhir ini.
4. Dr. Ir. As'ad Munawir, MT., dan Dr. Ir. Harimurti, MT., selaku dosen pembimbing pertama dan kedua yang telah meluangkan waktu untuk membimbing dan memberi saran serta masukan kepada penulis.
5. Eko Andi Suryo, ST., MT, Ph.D, Ir. Suroso, Dipl.HE, M.Eng, Dr. Ir. Arief Rachmansyah, MT., Dr.Eng. Yulvi Zaika, MT., selaku dosen geoteknik yang telah meluangkan waktu memberi saran serta masukan kepada penulis.
6. Retno Angraini, ST., MT., selaku dosen pembimbing akademik yang telah membimbing penulis selama perkuliahan.
7. Prof. Dr. Ir. Sri Murni Dewi MS., selaku Kepala Laboratorium Struktur dan Konstruksi Bahan
8. Bapak dan Ibu dosen Teknik Sipil yang telah memberikan saran dan masukan penulis.

9. Pak Sugeng, Pak Hadi, Mbak Retno dan Mas Dino selaku pihak dari Laboratorium Struktur dan Konstruksi Bahan yang telah membantu penulis.

10. Pak Ketut, Mbak Indah dan Mbak Asmi, selaku pihak dari Laboratorium Mekanika Tanah dan Geoteknik yang telah membantu penulis.

11. Ahmad Arif, Ekkik Darmawan, Jepris Hari, Ovy Ellen, Karunia Zahra, Nadia Izmi dan Putri Agil yang merupakan satu tim dimana saling membantu satu sama lain dan bekerja keras hingga kita dapat menyelesaikan tugas akhir.

12. Dan semua teman-teman Teknik Sipil yang tidak dapat penulis sebutkan satu persatu dan telah sangat membantu penulis untuk dapat menyelesaikan tugas akhir ini.

Penulis pun menyadari bahwa penulis tidak terlepas dari kekurangan dan keterbatasan. Begitupun dalam penyusunan tugas akhir ini, dengan kerendahan hati penulis menantikan adanya masukan, baik berupa saran maupun kritik yang dapat bersifat membangun guna penyusunan laporan-laporan yang akan datang.

Akhir kata penulis berharap agar tugas akhir ini dapat bermanfaat dan berguna bagi pembaca dan semua pihak yang memerlukan.

Malang, 2017

Penulis

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR 1

DAFTAR ISI iii

DAFTAR TABEL vii

DAFTAR GAMBAR ix

DAFTAR LAMPIRAN xiii

RINGKASAN xv

SUMMARY xvii

BAB I PENDAHULUAN 1

 1.1 Latar Belakang 1

 1.2 Identifikasi Masalah 3

 1.3 Rumusan Masalah 3

 1.4 Batasan Masalah 4

 1.5 Tujuan Penelitian 4

 1.6 Manfaat Penelitian 5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7

 2.1 Pasir 7

 2.1.1 Klasifikasi Tanah Pasir Berdasarkan U.S.C.S 9

 2.1.2 Kepadatan Relatif Pasir 11

 2.2 Metode Pemadatan Lapangan 11

 2.2.1 Metode *Surface Compaction* 11

 2.2.2 Metode *Vibro-Compaction* 12

 2.2.3 Metode *Compaction Grouting* 13

 2.3 Geosintetik 13

 2.4 Geogrid 15

 2.4.1 Jenis Geogrid 16

 2.4.2 Pengaruh Penggunaan Geogrid Sebagai Bahan Perkuatan Tanah 18

 2.5 Pondasi Dangkal 19

 2.5.1 Tegangan Kontak 19

 2.5.2 Pola Keruntuhan Pondasi Tanpa Perkuatan 21

 2.5.3 Pola Keruntuhan Pondasi dengan Perkuatan 24

 2.6 Daya Dukung Tanah 25

 2.6.1 Rumus Daya Dukung Secara Umum 26

 2.6.2 Faktor Keamanan Pada Pondasi Dangkal 27

 2.7 Penelitian Sebelumnya 28



2.7.1	Pengaruh Rasio Panjang Pondasi (L/B)	28
2.7.2	Pengaruh Jarak Antar Lapis Geogrid (h/B)	29
2.7.3	Penentuan Daya Dukung Tanah (q_u)	29
2.7.4	Efek Skala Model Terhadap Nilai Daya Dukung Teoritis	30
2.8	Bearing Capacity Ratio dan Settlement Reduction Factor	33
BAB III METODE PENELITIAN		35
3.1	Waktu dan Tempat	35
3.2	Alat dan Bahan Penelitian	35
3.3	Jumlah dan Perlakuan Benda Uji	36
3.4	Metode Penelitian	37
3.4.1	Pengujian Dasar	37
3.4.2	Persiapan Benda Uji	38
3.4.3	Model Pengujian Pondasi	38
3.4.4	Pengujian Pembebanan	42
3.4.5	Metode Analisa Data	44
3.5	Variasi Penelitian	45
3.6	Bagan Alir Tahapan Penelitian	47
BAB IV PEMBAHASAN		49
4.1	Analisis Bahan	49
4.1.1	Analisis Saringan	50
4.1.2	Analisis <i>Specific Gravity</i>	52
4.1.3	Analisis Kepadatan Tanah (<i>Compaction</i>)	52
4.1.4	Analisis Kuat Geser Langsung	54
4.2	Hasil Pengujian Kepadatan dan Kadar Air Model Tes	55
4.2.1	Model Tes Tanpa Perkuatan	55
4.2.2	Model Tes dengan Perkuatan	56
4.3	Hasil Pengujian Daya Dukung Tanah Pasir Tanpa Perkuatan	57
4.3.1	Daya Dukung Metode Teoritik	57
4.3.2	Daya Dukung Hasil Eksperimen	57
4.3.3	Analisis Perbedaan Daya Dukung Tanah Secara Teoritik dan Eksperimen	58
4.3.4	Efek Skala Model terhadap Daya Dukung Teoritik	59
4.4	Hasil Pengujian Daya Dukung Tanah Pasir dengan Perkuatan	62
4.4.1	Analisis Daya Dukung Tanah Pasir dengan Perkuatan Akibat Variasi Jarak Antar Lapis Geogrid	62
4.4.2	Analisis Daya Dukung Tanah Pasir dengan Perkuatan Akibat Variasi Panjang Pondasi	66





4.5 Analisis Perbandingan Antara Daya Dukung Tanah Pasir Tanpa Perkuatan dan Dengan Perkuatan Georid..... 69

4.5.1 Peningkatan Daya Dukung Dengan Variasi Jarak Antar Lapis Georid Pada Panjang Pondasi (L) = 1B 69

4.5.2 Peningkatan Daya Dukung Dengan Variasi Jarak Antar Lapis Georid Pada Panjang Pondasi (L) = 1,5 B..... 70

4.5.3 Peningkatan Daya Dukung Dengan Variasi Jarak Antar Lapis Georid Pada Panjang Pondasi (L) = 2 B 71

4.6 Analisis *Bearing Capacity Ratio* (BCR) 72

4.6.1 Analisis BCR dengan Variasi Jarak Antar Lapis Georid 73

4.6.2 Analisis BCR dengan Variasi Panjang Pondasi 74

4.6.3 Analisis Perubahan BCR Akibat Perubahan Nilai Variabel 74

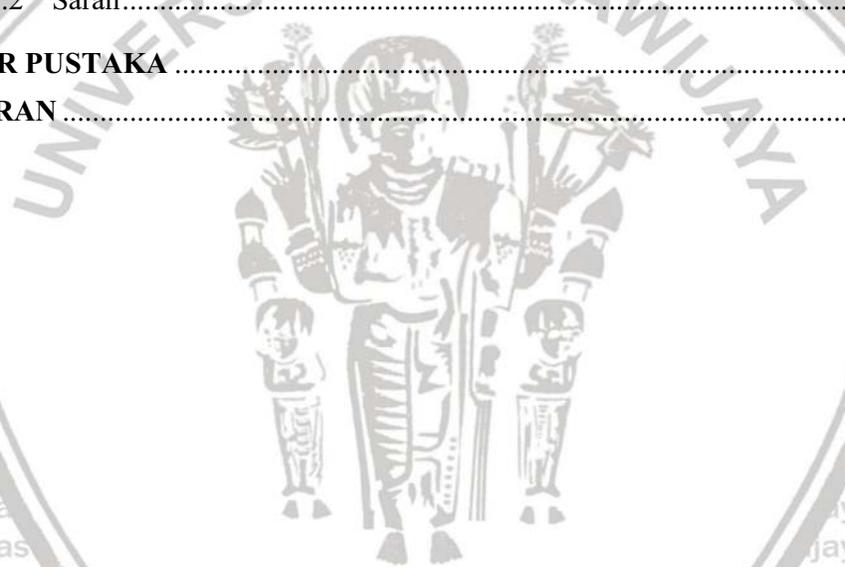
BAB V PENUTUP 77

5.1 Kesimpulan..... 77

5.2 Saran..... 77

DAFTAR PUSTAKA 79

LAMPIRAN 83





(halaman kosong)



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Rentang Ukuran Partikel.....	8
Tabel 2.2	Sistem Klasifikasi Tanah USCS.....	9
Tabel 2.3	Sistem klasifikasi USCS.....	10
Tabel 2.4	Fungsi produk geosintetik.....	15
Tabel 2.5	Faktor bentuk, kedalaman dan kemiringan yang rekomendasikan.....	27
Tabel 2.6	Perbandingan nilai daya dukung model tes dan teoritis 1.....	31
Tabel 2.7	Perbandingan nilai daya dukung model tes dan teoritis 2.....	31
Tabel 3.1	Daya Dukung Pondasi Persegi Tanpa Perkuatan.....	44
Tabel 3.2	Daya Dukung Pondasi Persegi dengan Perkuatan.....	44
Tabel 3.3	<i>Bearing Capacity Ratio (BCR)</i> Untuk Variasi Panjang Pondasi (L/B) dan Variasi Jarak Antar Lapis Geogrid (h/B).....	45
Tabel 4.1	Spesifikasi Geogrid.....	50
Tabel 4.2	Rata-rata <i>Specific Gravity</i> Pasir.....	52
Tabel 4.3	Hasil uji kadar air dan kepadatan model tes tanpa perkuatan.....	56
Tabel 4.4	Hasil uji kadar air dan kepadatan model tes dengan perkuatan.....	56
Tabel 4.5	Nilai daya dukung tanah tanpa perkuatan secara teoritik.....	57
Tabel 4.6	Daya dukung tanah tanpa perkuatan berdasarkan hasil eksperimen.....	57
Tabel 4.7	Perbandingan nilai teoritis dengan nilai model tes.....	59
Tabel 4.8	Perhitungan nilai N_{γ}^* berdasarkan teori Shiraishi.....	61
Tabel 4.9	Daya dukung ultimit tanah pasir dengan perkuatan geogrid hasil eksperimen.....	62
Tabel 4.10	Nilai Peningkatan Daya Dukung/BCR.....	73
Tabel 4.11	Selisih peningkatan daya dukung (BCR) pada variabel h.....	74
Tabel 4.12	Selisih peningkatan daya dukung (BCR) pada variabel L.....	74





UNIVERSITAS BRAWIJAYA



DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2.1	Bentuk-bentuk butiran tanah pasir.....	8
Gambar 2.2	<i>Pneumatic rubber-tired rollers</i> dan <i>smooth-wheel roller</i>	11
Gambar 2.3	<i>Dynamic compaction</i>	12
Gambar 2.4	Proses <i>vibro-compaction</i>	12
Gambar 2.5	Proses <i>compaction grouting</i>	13
Gambar 2.6	Klasifikasi Geosintetik	14
Gambar 2.7	Geogrid Uniaksial.....	16
Gambar 2.8	Geogrid Biaksial.....	17
Gambar 2.9	Geogrid Triaksial.....	17
Gambar 2.10	Geogrid berdasarkan cara penyambung elemennya	17
Gambar 2.11	Diagram Kuat Tarik Geogrid	18
Gambar 2.12	Mekanisme kerja geogrid dengan butiran pasir.....	18
Gambar 2.13	Jenis pondasi dangkal.....	19
Gambar 2.14	Tegangan Kontak.....	20
Gambar 2.15	Fase Keruntuhan Pondasi	21
Gambar 2.16	Macam Keruntuhan Pondasi.....	23
Gambar 2.17	Grafik Hubungan Df/B dan Dr pada Tanah Pasir	24
Gambar 2.18	Keruntuhan pondasi dangkal dengan perkuatan.....	25
Gambar 2.19	Grafik Tegangan-Penurunan untuk Pondasi dengan Dimensi yang Berbeda.....	28
Gambar 2.20	Grafik Hubungan BCR-h/B pada Pondasi Persegi.....	29
Gambar 2.21	Metode penentuan nilai daya dukung pada pondasi dangkal (a) Metode <i>tangent intersection</i> ; (b) Metode Log – Log; (c) Metode <i>Hiperbolic</i> ; (d) Metode 0,1B	30
Gambar 2.22	Perbedaan N_y pada pondasi sebenarnya dengan model tes.....	31
Gambar 2.23	Grafik hubungan rasio $N_y^* - B$	32
Gambar 2.24	Penentuan BCR untuk (a) titik runtuh tidak diketahui, (b) titik runtuh diketahui.....	34
Gambar 3.1	(a) Silinder beton (b) Pondasi (c) Geogrid (d) <i>Hydraulic Jack</i> dan LVDT (e) Load Cell (f) Box pengujian.....	36



Gambar 3.2	Potongan memanjang model tes (a) Tanpa Perkuatan;	
	(b) Dengan Perkuatan.....	37
Gambar 3.3	Layer pemadatan.....	38
Gambar 3.4	(a) sebelum dilakukan pemadatan pasir diratakan terlebih dahulu;	
	(b) proses pemadatan pasir dengan silinder beton.	39
Gambar 3.5	Pengujian kadar air dan density pada sampel uji.	39
Gambar 3.6	Proses pemasangan pondasi (a) Penempatan titik tengah pondasi;	
	(b) Plot garis tepi pondasi;(c) Garis acuan letak pondasi;	
	(d) Pemasangan mal kedalaman pondasi; (e) Kontrol kedalaman	
	pondasi; (f) Pemasangan pondasi; (g) Kontrol inklinasi;	
	(h) Penimbunan kembali; (i) Pondasi siap untuk dibebani.	40
Gambar 3.7	Pemasangan geogrid.....	41
Gambar 3.8	Pemasangan <i>hydraulic jack</i> dan <i>load cell</i>	42
Gambar 3.9	Pemasangan LVDT.	43
Gambar 3.10	Sampel siap dilakukan pengujian.	43
Gambar 3.11	Skema pembebanan.....	43
Gambar 3.12	Bagan alir penelitian.....	48
Gambar 4.1	Model Pondasi.....	49
Gambar 4.2	Grafik Analisis Saringan.....	51
Gambar 4.3	Grafik Pemadatan Standar.....	53
Gambar 4.4	Metode pengambilan kepadatan model.....	54
Gambar 4.5	Grafik Hasil Pengujian <i>Direct Shear</i> (a) Grafik hubungan tegangan	
	tegangan geser-regangan, (b) Grafik hubungan tegangan geser-	
	tegangan normal.....	55
Gambar 4.6	Grafik tegangan-penurunan untuk model eksperimen dengan variasi	
	panjang pondasi (Tanpa perkuatan; $Df/B=0,6$).	58
Gambar 4.7	Perbandingan nilai daya dukung secara teoritik dan hasil eksperimen.....	59
Gambar 4.8	Perbandingan nilai $q_u/\gamma B$ antara model dengan metode teoritis	
	Mayerhoff.....	60
Gambar 4.9	Perbandingan besar nilai daya dukung skala model dengan teoritis	
	(Mayerhoff) pada lebar pondasi yang berbeda beda.....	60
Gambar 4.10	Grafik hubungan $N_{\gamma}^*/N_{\gamma}-B$ modifikasi Shiraiishi (1990) dan model tes...	61



Gambar 4.11	Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi jarak antar geogrid (Dengan perkuatan; $L/B=1$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$).....	63
Gambar 4.12	Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi jarak antar geogrid (Dengan perkuatan; $L/B=1,5$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$).....	64
Gambar 4.13	Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi jarak antar geogrid (Dengan perkuatan; $L/B=2$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$).....	65
Gambar 4.14	Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi panjang pondasi (Dengan perkuatan; $h/B=0,2$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$).....	66
Gambar 4.15	Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi panjang pondasi (Dengan perkuatan; $h/B=0,25$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$).....	67
Gambar 4.16	Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi panjang pondasi (Dengan perkuatan; $h/B=0,3$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$).....	68
Gambar 4.17	Grafik perbandingan tegangan-penurunan pengujian model eksperimen tanpa perkuatan dan dengan perkuatan ($L/B=1$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$)	70
Gambar 4.18	Grafik perbandingan tegangan-penurunan pengujian model eksperimen tanpa perkuatan dan dengan perkuatan ($L/B=1,5$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$)	71
Gambar 4.19	Grafik perbandingan tegangan-penurunan pengujian model eksperimen tanpa perkuatan dan dengan perkuatan ($L/B=2$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$)	72
Gambar 4.20	Grafik hubungan BCR- L/B pada variasi nilai h/B	73
Gambar 4.21	Grafik hubungan BCR- h/B pada variasi nilai L/B	74



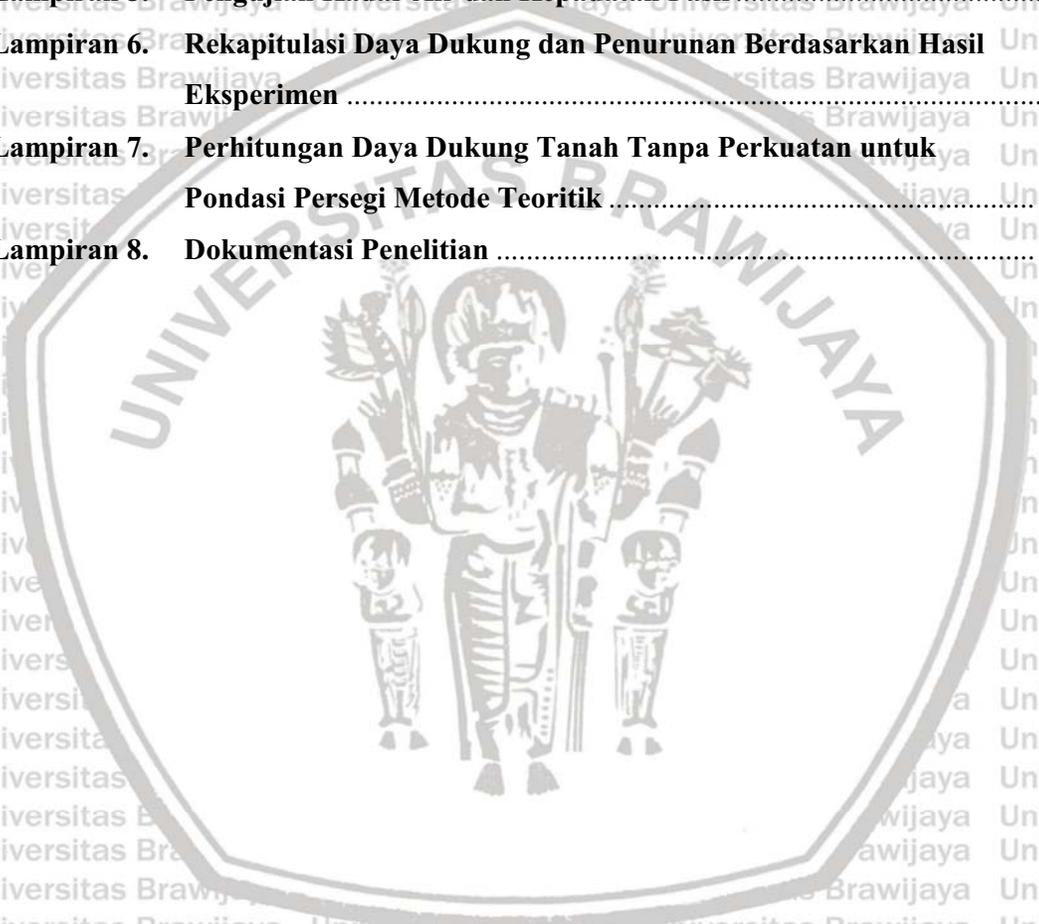
UNIVERSITAS BRAWIJAYA



(halaman kosong)

DAFTAR LAMPIRAN

No.	Judul	Halaman
Lampiran 1.	Analisis Gradasi Butiran Tanah	83
Lampiran 2.	Analisis <i>Specific Gravity</i> Tanah.....	84
Lampiran 3.	Analisis Uji Geser Langsung (<i>Direct Shear</i>).....	87
Lampiran 4.	Analisis Uji Pemadatan Standar (ASTM D-698-70 METODE B).....	89
Lampiran 5.	Pengujian Kadar Air dan Kepadatan Pasir.....	92
Lampiran 6.	Rekapitulasi Daya Dukung dan Penurunan Berdasarkan Hasil Eksperimen	98
Lampiran 7.	Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan untuk Pondasi Persegi Metode Teoritik	118
Lampiran 8.	Dokumentasi Penelitian	124





UNIVERSITAS BRAWIJAYA



(halaman kosong)

RINGKASAN

Anasrullah Wahid, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, Mei 2017, *Pengaruh Panjang Pondasi dan Jarak Antar Lapis Geogrid terhadap Daya Dukung Tanah Pasir pada Pondasi Persegi dengan Kedalaman Pondasi (Df/B) = 0,6 dan Jarak Lapis Teratas Geogrid (u/B) = 0,3*, Dosen Pembimbing : As'ad Munawir dan Harimurti.

Pondasi dangkal merupakan jenis pondasi yang sering digunakan untuk bangunan rumah tinggal karena memiliki biaya konstruksi yang ekonomis jika dibandingkan dengan jenis pondasi lain. Pondasi dangkal hanya bisa digunakan pada kondisi tanah yang baik dengan yang mampu menerima tegangan yang diterima oleh pondasi. Dengan meningkatnya jumlah penduduk sementara lahan pembangunan dengan kondisi tanah yang layak semakin sempit, maka perlu adanya alternatif untuk bisa mendirikan bangunan di atas tanah yang memiliki kondisi yang kurang baik.

Dalam penelitian ini dilakukan pengujian pada pemodelan fisik tanah pasir tanpa perkuatan dan dengan perkuatan geogrid untuk pondasi dangkal berbentuk persegi. Variasi yang diterapkan pada pengujian sampel berupa panjang pondasi dan jarak antar lapis perkuatan geogrid. Fokus pokok dari penelitian ini adalah membandingkan daya dukung tanah pasir tanpa perkuatan dengan daya dukung tanah pasir yang diberi perkuatan dan memunculkan kondisi variabel optimum agar didapat daya dukung yang maksimum. Penelitian dilakukan dengan pemodelan tanah pasir bergradasi buruk dengan RC 85%.

Permulaan dalam pembuatan model adalah dengan membuat tujuh lapisan tanah pasir sesuai dengan kepadatan yang direncanakan dengan tinggi tiap lapisnya 10 cm dan berat tanah yang dimasukkan sesuai dengan kontrol volume tanah. Setelah semua lapisan dipadatkan untuk kemudian diletakkan pondasi pada kedalaman yang sudah ditentukan. Pembebanan diberikan menggunakan dongkrak hidrolik. Pembacaan beban dan penurunan pondasi dibaca melalui load cell dan LVDT tiap kenaikan beban 20 kg sampai model mengalami keruntuhan. Metode tersebut diterapkan untuk semua model dengan variasi panjang pondasi (12x12 cm, 12x18 cm dan 12x24 cm) dan jarak antar lapis perkuatan geogrid (0,2B, 0,25B dan 0,3B), menggunakan kedalaman pondasi 0,6B, dengan jumlah perkuatan geogrid (n) sebanyak 3 lapis dan jarak vertikal lapis pertama geogrid dari dasar pondasi sebesar 0,3B.

Hasil penelitian memperlihatkan bahwa penerapan perkuatan geogrid memberikan peningkatan daya dukung yang cukup signifikan. Nilai daya dukung maksimum terjadi pada kondisi panjang pondasi (L) sebesar 1B (12x12 cm) dan jarak antar lapis geogrid (h) sebesar 0,2B (2,4 cm). Nilai daya dukung didapatkan semakin menurun dengan meningkatnya nilai L (dari 1B ke 2B) dan h (dari 0,2B ke 0,3B). Hasil analisis BCR juga menunjukkan nilai peningkatan daya dukung yang maksimum jika dibandingkan dengan nilai daya dukung tanpa perkuatan terjadi pada kondisi $L = 1B$ dan $h = 0,2B$. Sehingga dalam penelitian ini nilai panjang pondasi 1B dan jarak antar lapis geogrid 0,2 B merupakan kondisi optimum dalam penerapan perkuatan geogrid.

Kata kunci : daya dukung, tanah pasir, perkuatan geogrid, variasi panjang pondasi, variasi jarak antar lapis geogrid, *overburden*.

SUMMARY

Anasrullah Wahid, Departement of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, May 2017, *Effect of Footing Lenght and Spacing Between Geogrid Layers on Bearing Capacity of Sand Soil for Rectangular Footing with Footing Depth (D_f/B) = 0,6 and Geogrid Top Layer Spacing (u/B) = 0,3*, Supervisors: As'ad Munawir dan Harimurti.

Shallow foundation is a kind of foundation that often be used for simple living building because it has low construction cost. Shallow foundation can only be used on a soil with good condition that able to conduct the stress from foundation. With the increasing of population while the land that has appropriate soil condition for shallow foundation is decreasing, it is necessary to create an alternative to establish building on a land that has poor condition of soil.

In this research the test is conducted on physical modelling of sand soil with and un geogrid reinforcement for shallow foundation with rectangular footing. Different footing lenght and spacing between geogrid layers are the variations that appllied as the sample test. The primary focus in this research is to compare the bearing capacity of sand soil between unreinforced soil and reinforced soil with geogrid reinforcement and also determine optimum condition of the variable that applied to obtain maximum bearing capacity. This research is conducted by modelling poorly graded sand soil with RC 85%.

The first step of the modelling is to create seven layers of sand soil accustomed with the planned density with 10 cm high for each layer and weight of the sand soil that is inserted accordance with the volume control of soil. After all layers has been compacted then laid the foundation in the depth of soil that has been planned. The loading is conducted using a hydraulic jack. The reading of load and settlement are observed through load cell and LVDT display for every 20 kg load increase until the model experience failure. This method are applied for every model with variety of footing lenght (12x12 cm , 12x18 cm dan 12x24 cm) and spacing between geogrid layers (0,2B , 0,25B dan 0,3B) using 0,6B footing depth, number of geogrid layers (n) to be amount of 3 and geogrid top layer spacing is 0,3B.

The result showed that application of geogrid as reinforcement improve the value of bearing capacity as significant. The maximum value of bearing capacity occur when footing lenght (L) is 1B (12x12 cm) and spacing between geogrid layers (h) is 0,2B (2,4 cm). The value of bearing capacity is decreasing as the increasing of L (from 1B to 2B) and h (from 0,2B to 0,3B). The result of BCR analysis also showed that the maximum improvement of bearing capacity if compared to bearing capacity of unreinforce soil occur when $L = 1B$ and $h = 0,2B$. So from this research is acquired that footing lenght 1B and spacing between geogrid layers 0,2B is the optimum condition for geogrid application as sand soil reinforcement.

Keywords : bearing capacity, sand soil, geogrid reinforcement, varietion of footing lenght, varietion of spacing between geogrid layers, overburden.



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam sebuah bangunan, pondasi merupakan struktur yang berfungsi menahan seluruh beban yang bekerja pada bangunan tersebut dan meneruskan beban tersebut ke dalam tanah.

Pondasi dibagi menjadi dua, yaitu pondasi dalam dan pondasi dangkal. Pondasi dangkal digunakan untuk bangunan yang tidak terlalu besar, seperti bangunan rumah tinggal. Pondasi dangkal jenis telapak merupakan pondasi dangkal yang sering digunakan. Pondasi dangkal hanya bisa digunakan di lokasi yang memiliki tanah keras dengan daya dukung yang baik untuk menerima beban bangunan pada kedalaman yang dangkal. Namun banyak wilayah di Indonesia yang memiliki kedalaman tanah keras yang cukup dalam, yang tidak mendukung pemasangan pondasi dangkal. Solusi penerapan pondasi dalam sebagai pondasi rumah tinggal di wilayah tersebut dinilai tidak efisien dalam segi ekonomi karena biaya pemasangan pondasi dalam yang cukup mahal jika dibandingkan dengan biaya pembangunan rumah tinggal.

Di beberapa wilayah di Indonesia terdapat beberapa wilayah yang tidak memiliki tanah keras yang berada di kedalaman yang dangkal dan jenis tanah yang berada di permukaan berupa tanah pasir yang tidak mendukung untuk pemasangan pondasi dangkal. Tanah pasir merupakan jenis tanah yang kurang baik untuk didirikan bangunan dengan pondasi dangkal di atasnya karena memiliki sifat kohesi yang rendah dan ketika kondisi tana pasir cenderung seragam sehingga banyak terdapat rongga. Hal ini berpengaruh terhadap besarnya pergerakan butiran pasir pada saat diberi beban sehingga menimbulkan penurunan yang tidak seragam. Hal ini dapat menimbulkan keruntuhan bangunan yang bisa terjadi kapan saja. Maka dari itu perlu dilakukan perbaikan tanah untuk meningkatkan daya dukung tanah pasir sehingga menerima beban koonstruksi di atasnya melalui pondasi dangkal.

Perbaikan tanah menggunakan material geosintetis telah banyak mengalami perkembangan dan sering diunakan di negara maju. Perbaikan tanah pasir, penggunaan material geosintetis jenis geogrid dinilai mampu memberikan perkuatan yang meningkatkan

2 daya dukung tanah pasir terhadap pemasangan pondasi dangkal. Metode ini juga dinilai lebih ekonomis jika dibandingkan metode perbaikan lainnya.

Pada penelitian Yetimoglu et al. (1994), perkuatan tanah dilakukan dengan permodelan pondasi menggunakan pelat baja persegi yang memiliki panjang 127 mm, lebar 101,5 mm dan tebal 12,5 mm. Model diuji pada kondisi tanah pasir dengan $D_r = 70-73\%$ dan nilai sudut geser sekitar 40° . Dengan variasi jumlah lapisan perkuatan 1-4 buah, didapat nilai peningkatan daya dukung tanah 1,8 hingga 3,9 kali lipat pada penggunaan 4 lapis perkuatan, namun peningkatan nilai daya dukung tidak terlalu signifikan pada penggunaan 4 lapis geogrid.

Pada penelitian Mirzaeifar H. dan Ghazavi M. (2010), dilakukan perkuatan tanah pasir terhadap pondasi dangkal dengan parameter berupa rasio kedalaman lapis pertama perkuatan, rasio bentuk perkuatan, rasio jarak antar lapis perkuatan menggunakan geogrid. Dari bentuk pondasi jenis "+", "T", "H" dan bujur sangkar didapatkan hasil peningkatan nilai daya dukung meningkat hingga mendekati tiga kali lipat pada penggunaan 4 lapis perkuatan, dengan nilai optimum 3 lapis pada jenis pondasi bujur sangkar. Dari penelitian tersebut didapatkan juga bahwa nilai lebar perkuatan yang efektif adalah sebesar 3B.

Pada penelitian Shin E. C. dan Das B. M. (2000), dilakukan perkuatan tanah pasir menggunakan geogrid pada pondasi menerus. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada rasio kedalaman pondasi sebesar 0,3 memberikan nilai peningkatan daya dukung yang lebih besar jika dibandingkan dengan nilai peningkatan daya dukung tanah pada rasio kedalaman pondasi sebesar 0,6. Maka dari itu dalam penelitian ini digunakan parameter rasio kedalaman pondasi 0,3-0,6 sebagai acuan awal untuk penelitian dengan jenis pondasi bujur sangkar, dengan hipotesis bahwa peningkatan rasio kedalaman pondasi akan memberikan peningkatan daya dukung tanah.

Pada penelitian Qimming Chen (2007), digunakan 2 jenis dimensi pondasi, yaitu pondasi $152 \text{ mm} \times 152 \text{ mm}$ ($B/L = 1$) dan pondasi $152 \text{ mm} \times 254 \text{ mm}$ ($B/L = 0,6$) didapatkan bahwa nilai BCRs pondasi $B/L = 1$ lebih besar dibandingkan pondasi $B/L = 0,6$. Namun hasil ini berbeda dengan penelitian Omar et al. (1993) yang menunjukkan bahwa terjadi penurunan nilai BCRs dengan meningkatnya nilai B/L. Maka dari itu pada penelitian ini digunakan parameter awal $B/L = 1-0,5$, dengan hipotesis terjadi peningkatan nilai BCR dengan meningkatnya nilai B/L, berdasarkan analisis teori Vesic (1973).

Pada penelitian Singh (1988) didapatkan nilai h/B optimum berada antara 0,15-0,25. Sementara pada penelitian Omar et al. (1993) didapat nilai h/B optimum sebesar 0,33 dengan nilai $u/B = 1$ dan nilai $b/B = 4,5$. Dan pada penelitian Ghazavi dan Mirzaeifar (2010)

didapatkan nilai h/B optimum sebesar 0,3 dengan nilai $u/B = 1$ dan nilai $b/B = 3$. Pada seluruh penelitian tersebut didapatkan nilai yang berbeda-beda karena faktor u/B , jumlah lapis perkuatan, jenis tanah dan jenis geogrid yang berbeda pada setiap penelitian. Maka dari itu pada penelitian ini digunakan parameter $h/B = 0,2-0,3$.

Berdasarkan penelitian sebelumnya, perlu dilakukan penelitian lebih lanjut pada permodelan perkuatan tanah agar didapatkan fungsi geogrid yang optimal. Penelitian meliputi permodelan dengan membuat variasi dari parameter rasio bentuk pondasi, rasio kedalaman pondasi, rasio jarak antar lapis perkuatan dan rasio jarak lapis pertama perkuatan.

1.2 Identifikasi Masalah

Mengacu pada latar belakang yang telah diuraikan sebelumnya, maka identifikasi masalah dapat diuraikan sebagai berikut :

1. Daya dukung tanah pasir lepas memiliki nilai yang rendah karena disusun oleh gradasi butiran yang seragam dan longgar sehingga memiliki kemampuan *interlocking* antar partikel yang rendah.
2. Untuk meningkatkan nilai daya dukung tanah pasir lepas, diperlukan solusi berupa perkuatan tanah menggunakan geogrid.
3. Pada penerapan perkuatan tanah menggunakan geogrid, variasi panjang pondasi dan jarak antar lapis geogrid mempengaruhi daya dukung tanah pasir.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan hasil identifikasi masalah, didapatkan perumusan masalah sebagai berikut :

1. Bagaimana perubahan nilai daya dukung tanah yang terjadi ketika diberikan perkuatan geogrid dengan jika dibandingkan dengan daya dukung tanah pasir tanpa perkuatan?
2. Berapa nilai rasio panjang pondasi (L/B) pada tanah pasir dengan perkuatan geogrid agar memberikan peningkatan daya dukung yang maksimum?
3. Berapa nilai rasio jarak antar lapis geogrid (h/B) pada tanah pasir dengan perkuatan geogrid agar memberikan peningkatan daya dukung yang maksimum?
4. Bagaimana perbandingan hasil peningkatan daya dukung tanah pasir akibat perkuatan geogrid antara variabel rasio panjang pondasi (L/B) dan variabel rasio jarak antar lapis geogrid (h/B) yang memberikan peningkatan yang lebih dominan?

1.4 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah yang digunakan sebagai ruang lingkup penelitian adalah sebagai berikut :

1. Penelitian dilakukan di Laboratorium Struktur serta Laboratorium Mekanika Tanah dan Geoteknik, Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Brawijaya.
2. Tanah yang digunakan adalah tanah pasir Lumajang yaitu tanah pasir homogen isotropis dengan simbol SP (*Poorly Graded Sand*) menurut sistem *Unified (U.S.C.S.)* dengan nilai RC 85%.
3. Geosintetik yang digunakan adalah jenis Geogrid.
4. Geogrid yang digunakan adalah jenis geogrid tipe biaxial Miragrid GX 40/40.
5. Geogrid diproduksi oleh PT. Tetrasa Geosindo.
6. Air yang digunakan adalah air PDAM Kota Madya Malang.
7. Penelitian daya dukung menggunakan model pondasi dangkal persegi dengan lebar pondasi 12 cm.
8. Jumlah lapis perkuatan geogrid sebanyak 3 lapis.
9. Lebar perkuatan (B_r) yang digunakan adalah $3B$ dan panjang perkuatan (L_r) yang digunakan adalah $3L$.
10. Kedalaman pondasi sebesar $0,6 B$.
11. Jarak lapis teratas geogrid $0,3 B$.
12. Variasi panjang dimensi pondasi adalah $1 B$; $1,5 B$; dan $2 B$.
13. Variasi jarak antar lapis geogrid adalah $0,2 B$; $0,25 B$; dan $0,3 B$.
14. Tidak dibahas analisis kimia, maupun ekonomi dari perkuatan geogrid pada penelitian ini.
15. Tidak dilakukan pembebanan secara siklik, sehingga hanya dilakukan satu kali pembebanan.

1.5 Tujuan Penelitian

Adapun penelitian ini dilakukan dengan tujuan sebagai berikut :

1. Untuk mengetahui pengaruh perkuatan geogrid dengan variasi rasio bentuk pondasi (L/B) dan rasio jarak antar lapis perkuatan dengan lebar pondasi (h/B) terhadap nilai daya dukung tanah pasir dibandingkan dengan nilai daya dukung tanah pasir tanpa perkuatan.

2. Untuk mengetahui pengaruh penggunaan variasi rasio panjang pondasi (L/B) terhadap nilai daya dukung tanah pasir untuk pondasi persegi dengan perkuatan geogrid.
3. Untuk mengetahui pengaruh penggunaan variasi rasio jarak antar lapis geogrid (h/B) terhadap nilai daya dukung tanah pasir untuk pondasi persegi dengan perkuatan geogrid.
4. Untuk mengetahui variabel yang memberikan nilai peningkatan daya dukung tanah pasir yang lebih dominan dari variabel rasio bentuk pondasi (L/B) dan variabel rasio jarak antar lapis geogrid (h/B) untuk pondasi persegi dengan perkuatan geogrid.

1.6 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Memberikan pengetahuan baru mengenai peningkatan daya dukung tanah pasir dengan perkuatan menggunakan geogrid.
2. Memberikan informasi mengenai dimensi pondasi dan jarak antar lapis perkuatan yang sesuai dalam penggunaan perkuatan geogrid sehingga didapatkan nilai daya dukung tanah pasir yang maksimum.
3. Memberikan informasi mengenai besar pengaruh kedalaman pondasi yang diletakkan secara *overburden* pada penelitian perkuatan tanah pasir untuk pondasi persegi menggunakan geogrid.
4. Sebagai referensi dan acuan baru untuk kalangan akademis dalam penelitian lebih lanjut mengenai perkuatan tanah pasir menggunakan geogrid.



BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pasir

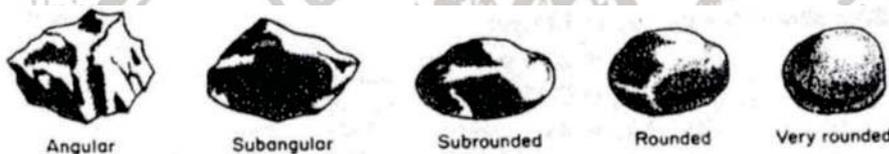
Pasir merupakan material yang lepas sebab tidak memiliki gaya ikat satu dengan yang lainnya. Pettijohn dan Siever (1973) menyampaikan pendapat mengenai definisi pasir yang merupakan material granular alami yang belum terkonsolidasi. Pasir terdiri dari butiran-butiran yang berukuran dari 0,0625 – 2 mm. Material granular yang lebih halus dari pasir disebut sebagai lanau, dan yang lebih besar disebut sebagai kerikil.

Berikut merupakan persyaratan pasir atau agregat halus yang baik sebagai bahan bangunan. Agregat halus harus terdiri dari butiran yang tajam dan keras dengan indeks kekerasan $< 2,2$. Sifat kekal apabila diuji dengan larutan jenuh garam sulfat. Tidak boleh mengandung lumpur lebih dari 5% dan apabila pasir tersebut mengandung lumpur lebih dari 5% maka pasir harus dicuci. Pasir tidak boleh mengandung bahan organik yang terlalu banyak. Susunan besar butir pasir mempunyai modulus kehalusan 1,5 sampai 3,8 dan terdiri dari butir-butir yang beraneka ragam. 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)

Menurut penjelasan dari Teng (1981) bahwa karakteristik dari tanah granular antara lain adalah sebagai berikut :

- Secara umum merupakan material yang baik sebagai tanah dasar dari struktur maupun jalan. Kecuali pasir lepas, daya dukung dari tanah granular besar dan penurunan yang terjadi kecil. Penurunan terjadi dalam waktu singkat setelah beban diberikan.

- b. Merupakan material tanggul yang baik, karena memiliki kuat geser yang tinggi. Mudah dipadatkan, dan tidak rentan membeku.
- c. Merupakan material timbunan (backfill) terbaik untuk dinding penahan, dinding basement, dan lainnya dikarenakan gaya tekan lateralnya yang kecil, mudah dipadatkan, dan mudah mengalirkan air.
- d. Tidak dapat digunakan sebagai tanggul untuk bendungan, reservoir, dan lain-lain karena memiliki permeabilitas. Oleh karena itu, diperlukan proses dewatering pada tanah pasir yang berada di bawah muka air tanah rentan mengalami penurunan bila terkena beban yang bergetar. Kriteria teknis dari tanah berbutir sangat dipengaruhi oleh faktor-faktor seperti kepadatan, gradasi, dan bentuk butiran penyusunnya. Bentuk dari butiran penyusun tanah pasir dapat diamati menggunakan mata telanjang maupun dengan bantuan kaca pembesar. Bentuk dari butiran-butiran tersebut dideskripsikan dalam bentuk *angular*, *subangular*, *subrounded*, *rounded*, dan *very rounded*.



Gambar 2.1 Bentuk-bentuk butiran tanah pasir
 Sumber: Teng (1981)

Tanah yang termasuk tipe pasir atau kerikil (disebut juga tanah berbutir kasar) jika, setelah kerikil 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). Rentang ukuran partikel ditunjukkan pada Tabel 2.1 berikut:

Tabel 2.1 Rentang Ukuran Partikel

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

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:

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

2.1.1 Klasifikasi Tanah Pasir Berdasarkan U.S.C.S

Metode klasifikasi tanah dengan menggunakan USCS (*Unified Soil Classification System*) merupakan metode klasifikasi tanah yang cukup banyak digunakan dalam bidang geoteknik. Klasifikasi ini diusulkan oleh A. Cassagrande pada tahun 1942 kemudian dikembangkan oleh United State Bureau of Reclamation (USBR) dan United State Army Corps of Engineer (USACE). Kemudian American Society for Testing and Materials (ASTM) telah memakai USCS sebagai metode standar guna mengklasifikasikan tanah. Dalam bentuk yang sekarang, sistem ini banyak digunakan dalam berbagai pekerjaan 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. Pendapat yang disampaikan oleh *Bowles* (1991) kelompok-kelompok tanah utama pada sistem klasifikasi *Unified* diperlihatkan pada Tabel 2.2 berikut ini.

Tabel 2.2
Sistem Klasifikasi Tanah USCS

Jenis Tanah	Prefiks	Sub Kelompok	Sufiks
Kerikil	G	Gradasi baik	W
		Gradasi buruk	P
Pasir	S	Berlanau	M
		Berlempung	C
Lanau	M		
Lempung	C	$w_L < 50\%$	L
Organik	O	$w_L > 50\%$	H
Gambut	Pt		

Klasifikasi sistem tanah USCS secara visual di lapangan sebaiknya dilakukan pada setiap pengambilan contoh tanah. Hal ini berguna di samping untuk dapat menentukan

pemeriksaan yang mungkin perlu ditambahkan, juga sebagai pelengkap klasifikasi yang dilakukan di laboratorium agar tidak terjadi kesalahan tabel.

Dimana :

W = *Well Graded* (tanah dengan gradasi baik),

P = *Poorly Graded* (tanah dengan gradasi buruk),

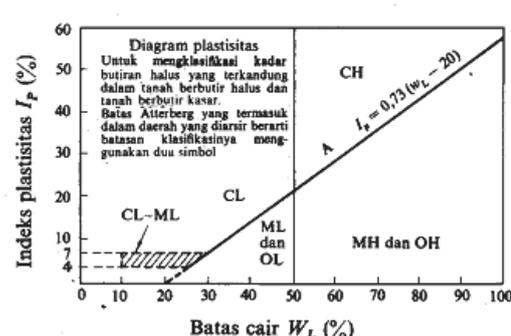
L = *Low Plasticity* (plastisitas rendah, $LL < 50$),

H = *High Plasticity* (plastisitas tinggi, $LL > 50$).

Tabel 2.3
Sistem klasifikasi USCS

Klasifikasi umum		Simbol klasifikasi	Nama jenis	Kriteria klasifikasi			
Tanah berbutir kasar, lebih dari 50% tertahan pada ayakan 75 μ	50% atau lebih bagian kasar dari butiran kasar tertahan pada ayakan 4,76 mm	Kerikil berair	GW	Kerikil yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, campuran kerikil dan pasir, sedikit atau tanpa butiran halus	$U_c = D_{60}/D_{10}$ lebih besar dari 4 $U_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ bernilai antara 1-3		
			GP	Kerikil yang mempunyai pembagian ukuran butir yang buruk, campuran kerikil dan pasir, sedikit atau tanpa butiran halus			
		Kerikil berbutiran halusnya	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil, pasir dan lanau	Tidak sesuai dengan kriteria GW.		
			GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil, pasir dan lempung	Batas Atterberg terletak di bawah garis A atau Index Plastisitas < 4 Batas Atterberg terletak di atas garis A dan Index Plastisitas > 7 Bila batas Atterberg berbeda pada daerah yang diarsir dari diagram di bawah ini, dipakai 2 simbol sehubungan dengan batasan penggolongan		
	50% atau lebih pasir kasar dari butiran kasar lolos melalui ayakan 4,76 mm	Pasir berair	SW	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang baik, pasir dari pecahan kerikil, tanpa atau sedikit butiran halus	$U_c = D_{60}/D_{10}$ lebih besar dari 6 $U_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ bernilai antara 1-3		
			SP	Pasir yang mempunyai pembagian ukuran butir yang buruk, pasir dari pecahan kerikil, tanpa atau sedikit butiran halus			
		Pasir berbutiran halusnya	SM	Pasir berlanau, campuran pasir dan lanau	Tidak sesuai dengan kriteria SW		
			SC	Pasir berlempung, campuran pasir dan lempung	Batas Atterberg terletak di bawah garis A atau Index Plastisitas < 4 Batas Atterberg terletak di atas garis A atau Index Plastisitas > 7 Bila batas Atterberg berbeda pada daerah yang diarsir dari diagram di bawah ini, dipakai 2 simbol sehubungan dengan batasan klasifikasi		
			Tanah berbutir halus lebih dari 50% lolos ayakan 75 μ	Lanau dan lempung $LL \leq 50$	ML	Lanau inorganik, pasir sangat halus, debu padas, pasir halus berlanau atau berlempung	
					CL	Lempung inorganik dengan plastisitas rendah atau sedang, lempung dari kerikil Lempung berpasir, lempung berlanau, lempung dengan viskositas rendah	
Lanau dan lempung $LL > 50$	OL	Lanau organik dengan plastisitas rendah dan lempung berlanau organik					
	MH	Lanau inorganik, pasir halus atau lanau dari mika atau ganggang (diatomae), lanau elastis					
	CH	Lempung inorganik dengan plastisitas tinggi, lempung dengan viskositas tinggi					
	OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi					
Tanah dengan kadar organik tinggi	PT	Gambut, lumpur hitam dan tanah berkadarnya Organik tinggi lainnya	Dapat dibedakan dengan mata dan tangan ASTM lihat D 2488-66T.				

Klasifikasi berdasarkan pada pemenuhan butiran halus
50% atau kurang : GW, GP, SW, SP
Lebih dari 12% : GM, GC, SM, SC
5% sd 12% : Batasan Klasifikasi yang mempunyai simbol ganda.



2.1.2 Kepadatan Relatif Pasir

Definisi dari kepadatan relatif atau persentase kepadatan tertentu adalah sebagai nilai banding dari berat volume kering di pemodelan atau di lapangan dengan berat volume kering maksimum di laboratorium menurut percobaan standar, seperti percobaan standar proctor atau modifikasi proctor. Persamaan untuk kepadatan relatif dapat dilihat pada persamaan 2-1.

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

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

2.2 Metode Pemadatan Lapangan

2.2.1 Metode *Surface Compaction*

Metode *surface compaction* adalah metode pemadatan yang dilakukan pada permukaan tanah. Metode *surface compaction* terdiri dari dua metode yaitu metode gilasan dan metode *dynamic compaction*.

a. Metode Gilasan

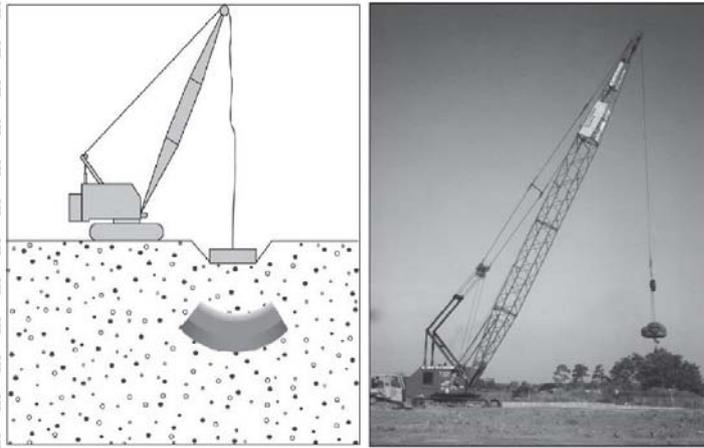
Metode gilasan memadatkan tanah dengan memanfaatkan berat dari alat penggilas selama proses pemadatan. Metode ini menggunakan peralatan berat dengan roda penggilas yang rata atau bergerigi menyesuaikan dengan kondisi tanah yang akan dipadatkan. Alat yang digunakan antara lain *smooth-wheel roller*, *pneumatic rubber-tired rollers*, *sheepsfoot rollers* dan *vibratory rollers*.



Gambar 2.2 *Pneumatic rubber-tired rollers* dan *smooth-wheel roller*

b. Metode *Dynamic Compaction*

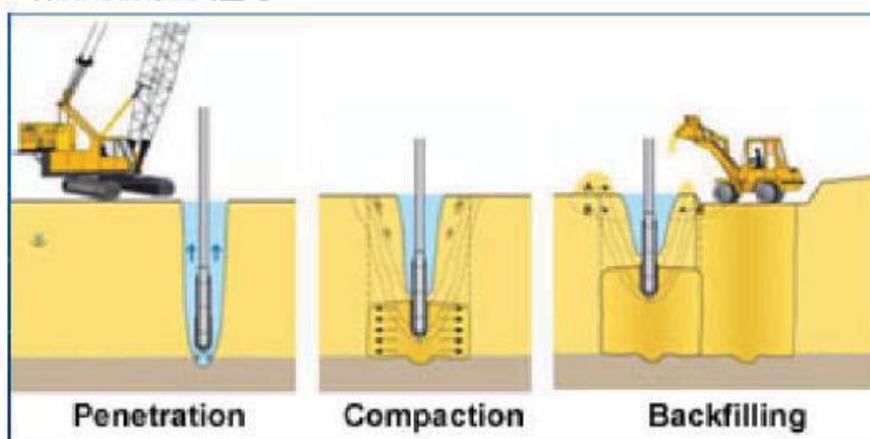
Metode *dynamic compaction* memadatkan tanah dengan menjatuhkan material dengan beban yang besar dari ketinggian tertentu. Metode ini digunakan untuk mengurangi penurunan pondasi, keruntuhan akibat gempa dan potensi likuifaksi.



Gambar 2.3 *Dynamic compaction*

2.2.2 Metode *Vibro-Compaction*

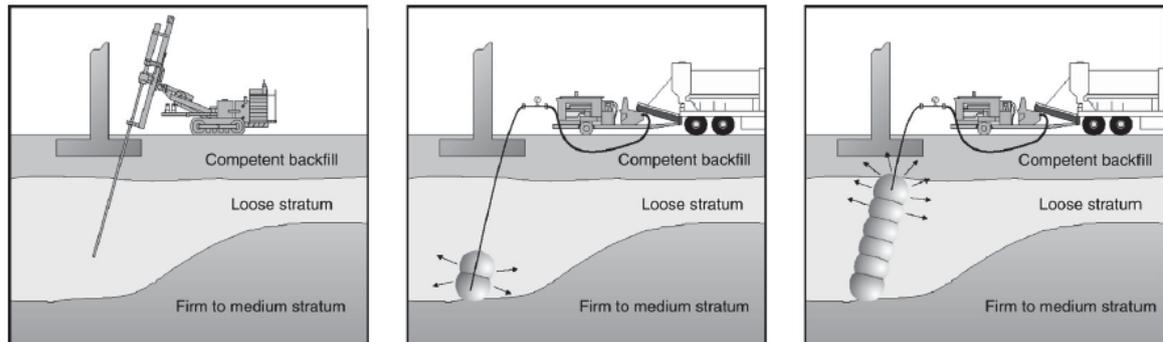
Metode *vibro-compaction* adalah metode pemadatan menggunakan *vibratory probe* (alat yang bergetar) yang dimasukkan kedalam lapisan tanah pasir lepas atau tanah granular pada kedalaman dimana pemadatan melalui permukaan sudah tidak efektif untuk mencapai kedalaman yang diinginkan. *Vibrating probe* memadatkan butiran tanah lepas yang tidak berkoheesi menggunakan getaran secara mekanik, dalam beberapa penerapan tingkat kejenuhan air digunakan untuk meminimalisir tegangan efektif antara butiran tanah yang mengakibatkan butiran tanah untuk tersusun kembali dengan gaya gravitasi sehingga memiliki kondisi yang lebih padat.



Gambar 2.4 Proses *vibro-compaction*

2.2.3 Metode *Compaction Grouting*

Metode *compaction grouting* adalah metode pemadatan dengan melakukan injeksi mortar dengan nilai slump yang rendah terhadap tanah dengan kedalaman tertentu. Spesimen akan mengembang dengan terus dilakukannya injeksi, memadatkan tanah di sekitarnya melalui tekanan yang diberikan. Dengan metode ini selain memadatkan tanah, metode ini juga memberikan perkuatan terhadap tanah dengan terciptanya kolom spesimen yang mengurangi nilai penurunan dan meningkatkan kuat geser.



Gambar 2.5 Proses *compaction grouting*

2.3 Geosintetik

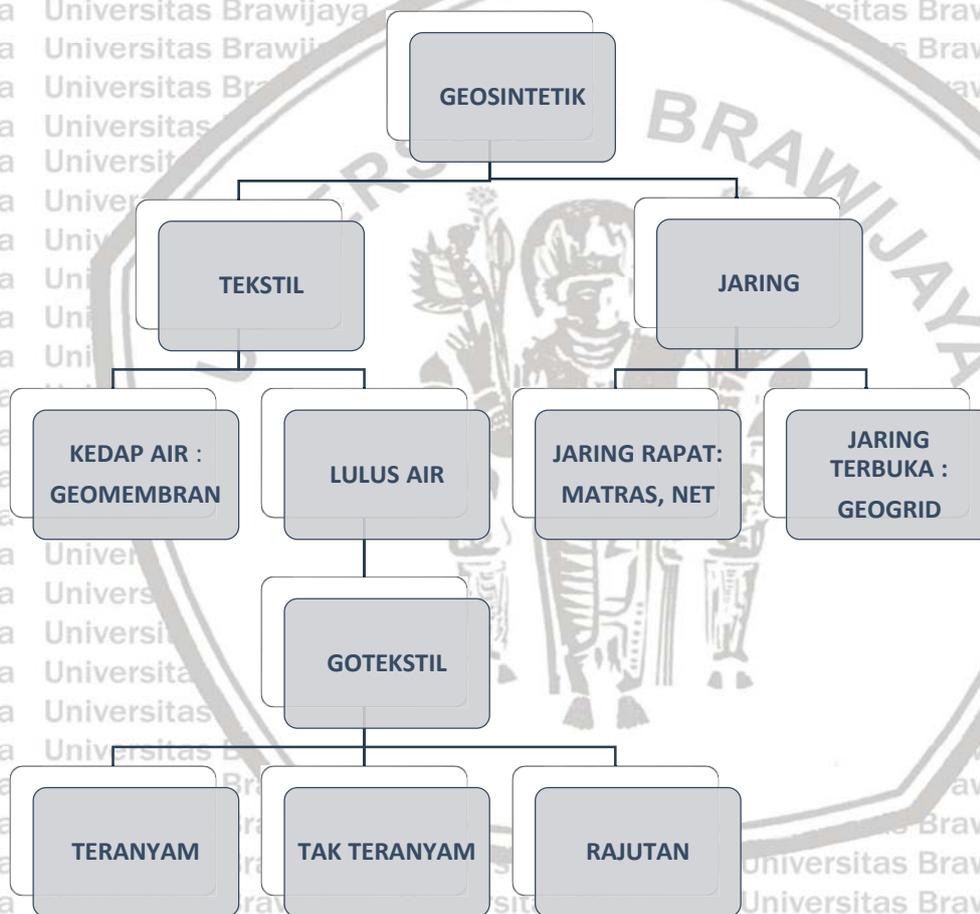
Geosintetik berasal dari dua bagian kata, yaitu *Geo* yang berhubungan dengan tanah dan *Synthetic* yang berarti bahan buatan manusia. Definisi yang disampaikan para ahli di bidang geosintetik adalah sebagai berikut, geosintetik umumnya berbentuk lembaran dan sebagainya difungsikan untuk menyelesaikan permasalahan yang dihadapi oleh konstruksi yang berkaitan dengan tanah. (Niken, 2012).

Pada dasarnya, geosintetik dibagi menjadi dua yaitu tekstil dan jaring. Berdasarkan bahannya, geosintetik terbagi menjadi dua yaitu alami dan sintetis. Bahan sintetis merupakan yang paling populer digunakan karena material polimer tahan terhadap degradasi biologis dan kimiawi. Material polimer tersebut antara lain polipropilena (PP), polyester (PET), dan polietilena (PE). Bahan alami seperti serat kapas dan rami juga dapat digunakan tetapi hanya bersifat sementara (Kementrian PU, 2009).

Berdasarkan sifat permeabilitas, geosintetik terbagi menjadi kedap air dan lolos air. Jenis geosintetik yang dapat meloloskan air adalah geotekstil, yang dimana geotekstil dibagi lagi berdasarkan proses pembuatannya, yaitu tak-teranyam dan teranyam. Kemudian jenis geosintetik yang tidak dapat meloloskan air adalah geomembran dan *geosynthetic clay liner*.

Berdasarkan bentuk jaring dibagi menjadi dua, yaitu jala terbuka dan jala rapat. Jenis geosintetik yang berbentuk jala terbuka adalah geogrid dan untuk jala rapat adalah net dan matras.

Saat ini terdapat bahan baru yaitu penggabungan beberapa material antara geotekstil dengan geomembran atau dengan bahan sintetik lainnya dengan harapan mendapat keuntungan dari masing-masing bahan. Produk tersebut dikenal sebagai geokomposit dan produk ini dapat berupa gabungan dari geotekstil-geonet, geotekstil-geogrid, geotekstil-geomembran, geotekstil-geonet, dan bahkan struktur sel polimer tiga dimensi. Klasifikasi pengelompokan geosintetik dijelaskan oleh bagan adalah sebagai berikut :



Gambar 2.6 Klasifikasi Geosintetik
 Sumber: Modul Pelatihan Geosintetik (2009)



Tabel 2.4
Fungsi produk geosintetik

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

Sumber: Kementrian PU (2009)

2.4 Geogrid

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).

Penelitian yang dilakukan ini adalah menggunakan material perkuatan geosintektik berjenis jaring terbuka yaitu geogrid. Geogrid merupakan salah satu jenis geosintetik yang berbentuk jaring dengan jala terbuka. Fungsi utama geogrid adalah sebagai perkuatan. Penguatannya mengacu pada mekanisme sifat teknis tanah komposit / agregat yang dapat ditingkatkan secara mekanis. Geogrid dibentuk oleh suatu jaring teratur dan terhubung satu sama lainnya yang mempunyai bukaan berukuran tertentu sehingga saling mengunci (interlock) dengan bahan pengisi di sekelilingnya baik tanah, batuan ataupun struktur lain disekitarnya. Menurut ASTM D4439, bukaan (aperture) pada geogrid memiliki ukuran yang lebih besar dari 6,35 mm (1/4 in.).

Kelebihan dari penggunaan geogrid antara lain :

1. Kekuatan tarik yang tinggi,
2. Pelaksanaan yang cepat,
3. Memungkinkan penggunaan material setempat,
4. Pemasangan yang mudah dan dapat membangun lebih tinggi dan tegak,
5. Tambahkan PVC sebagai pelindung terhadap ultraviolet,
6. Pemasangan dan harga geogrid murah dibandingkan beton.
7. Merupakan struktur yang fleksibel sehingga tahan terhadap gaya gempa,

8. Tidak mempunyai resiko yang besar jika terjadi deformasi struktur, dan
9. Tipe elemen penutup lapisan luar dinding penahan dapat dibuat dalam bentuk yang bermacam-macam, sehingga memungkinkan untuk menciptakan permukaan dinding yang mempunyai nilai estetika.

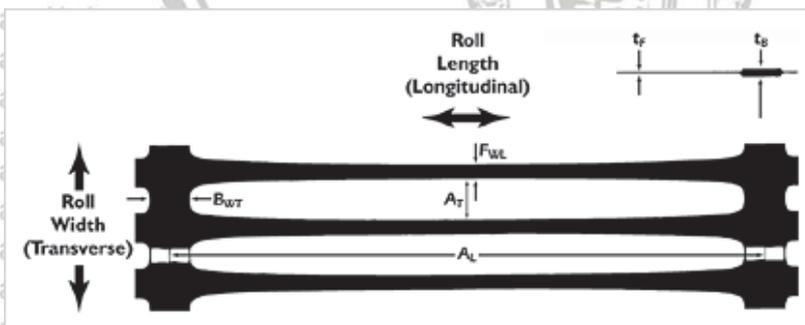
Kekurangan dari geogrid adalah pemasangannya memerlukan PVC. Geogrid tanpa PVC akan mengalami penurunan tingkat kemampuan penahan gaya tarik. Karena bahan Geogrid sangat peka terhadap naik turunnya temperatur udara, dimana pemuaian akan sangat mudah terjadi terhadap bahan geogrid pada saat mendapatkan temperatur tinggi. Pemuaian akan membuat geogrid getas, dan akhirnya akan mengurangi kuat tarik.

2.4.1 Jenis Geogrid

Geogrid memiliki bentuk geometri yang tersusun dari dua set elemen ortogonal penahan tarik dengan pola segi empat. Karena keperluan akan sifat geosintetik yang memiliki kuat tarik serta ketahanan rangkai yang tinggi, maka geogrid diproduksi dari bahan plastic yang molekulnya diorientasikan kearah Tarik. Jenis geogrid dijabarkan oleh Isparmo dalam *Geotextile.web.id* sebagai berikut. Material dasar geogrid bisa berupa : *Polypropylene*, *Polyethylene* dan *Polyester* atau material polymer yang lain. Berdasarkan bentuk bukaanannya (*Aperature*), maka Geogrid bisa dibagi antara lain sebagai berikut :

a. Geogrid Uniaksial

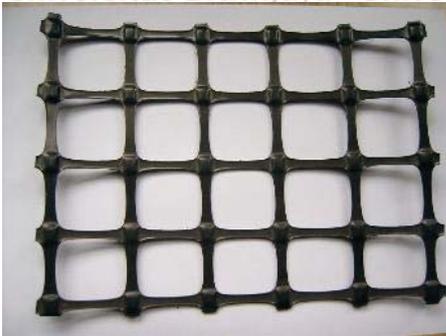
Adalah Geogrid yang mempunyai bentuk bukaan tunggal dalam satu segmen (ruas)



Gambar 2.7 Geogrid Uniaksial

b. Geogrid Biaksial

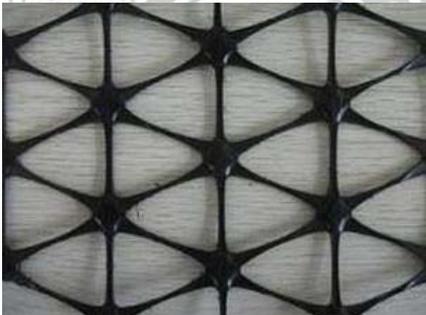
Adalah Geogrid yang mempunyai bukaan berbentuk persegi



Gambar 2.8 Geogrid Biaksial

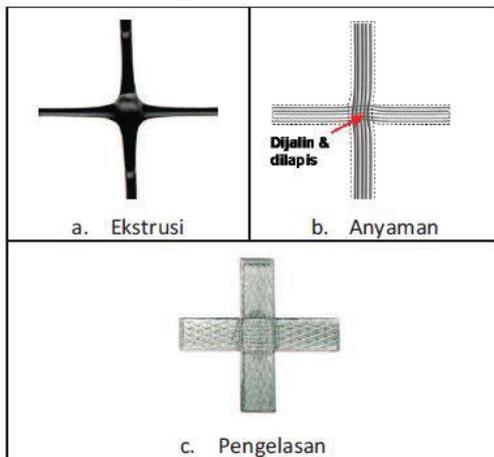
c. Geogrid Triaksial

Adalah Geogrid yang mempunyai bukaan berbentuk segitiga



Gambar 2.9 Geogrid Triaksial

Selain itu, geogrid juga dibedakan menurut cara penyambungan elemen memanjang dan melintangnya. Penyambungan kedua elemen tersebut antaralain terdiri atas metode ekstrusi, anyaman, dan pengelasan.



Gambar 2.10 Geogrid berdasarkan cara penyambung elemennya
 Sumber: Modul Pelatihan Geosintetik (2009)

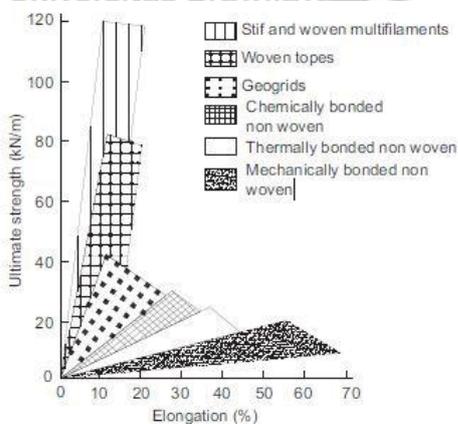


2.4.2 Pengaruh Penggunaan Geogrid Sebagai Bahan Perkuatan Tanah

Kuat tarik didefinisikan sebagai tegangan tarik maksimum yang mampu ditahan oleh benda uji pada titik keruntuhan. Seluruh aplikasi geosintetik bergantung pada sifat mekanik ini baik sebagai fungsi primer maupun fungsi sekunder.” (Dirjen Bina Marga, 2009:45).

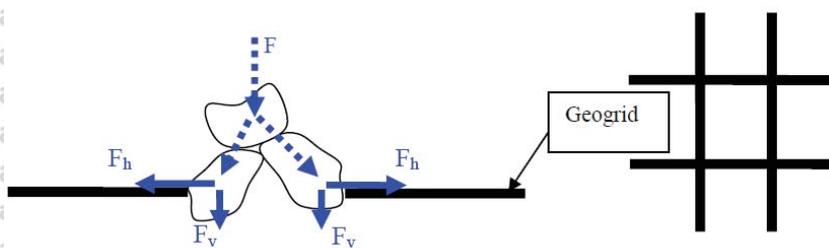
Hal hal yang mempengaruhi kuat tarik pada suatu elemen geosintetik ialah rasio lebar geosintetik terhadap panjang benda uji, suhu, ketebalan geosintetik dan kelembaban ruangan saat pengujian dilakukan.

Dalam modul pelatihan geosintetik oleh direktoran jendral bina marga, dijelaskan bahwa Geogrid memiliki kuat tarik serta modulus tarik yang tinggi dengan tingkat regangan rendah bahkan dengan regangan 2%. Hal ini ditunjukkan pada gambar.



Gambar 2.11 Diagram Kuat Tarik Geogrid
Sumber: Modul Pelatihan Geosintetik (2009)

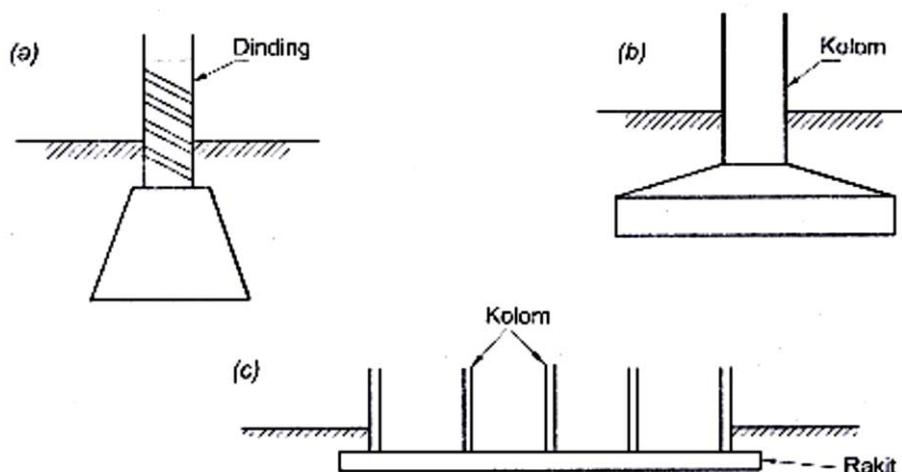
Tanah pasir yang diberi perkuatan geogrid umumnya terdiri dari timbunan padat dengan digabungkan perkuatan geosintetik yang disusun ke arah horisontal. “Ketika tanah dan geosintetik digabungkan, material komposit (tanah yang diperkuat) tersebut menghasilkan kekuatan tekan dan tarik tinggi sehingga dapat 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” (Prasasti, 2014:3).



Gambar 2.12 Mekanisme kerja geogrid dengan butiran pasir

2.5 Pondasi Dangkal

Pondasi merupakan bagian terendah suatu konstruksi bangunan yang berfungsi meneruskan beban bangunan di atasnya ke tanah atau batuan yang ada di bawahnya. Terdapat dua jenis pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung bebannya secara langsung. Pondasi dangkal meliputi pondasi telapak, pondasi memanjang, dan pondasi rakit. Pondasi telapak (spread footing) adalah pondasi yang berdiri sendiri dalam menopang beban kolom (Hadiyatmo, 2006). Macam-macam jenis pondasi dangkal dapat dilihat pada Gambar 2.13.



Gambar 2.13 Jenis pondasi dangkal
Sumber: Hadiyatmo (2006)

Menurut Peck dkk (1953) dalam buku Hadiyatmo (2006) membedakan pondasi sumuran dan pondasi dangkal dari nilai kedalaman (D_f) dibagi lebarnya (B). Untuk pondasi sumuran $D_f/B > 4$, sedangkan untuk pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$.

2.5.1 Tegangan Kontak

Menurut Sidharta S.K (1997) Tegangan kontak yang bekerja dibawah pondasi akibat beban struktur di atasnya (*Upper structure load*) diberi nama tegangan kontak (contact pressure). Menghitung tegangan kontak digunakan persamaan sbb:

$$\sigma = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x \cdot X}{I_y} \pm \frac{M_y \cdot Y}{I_x} \dots\dots\dots (2-2)$$

- σ = Tegangan kontak (kg/cm^2)
- Q = Beban aksial total (kg)
- M_x, M_y = Momen total sejajar respektif terhadap sumbu x dan sumbu y (kg.m)
- x, y = Jarak dari titik berat pondasi ketitik dimana tegangan kontak dihitung sepanjang respektif sumbu x dan sumbu y (m)



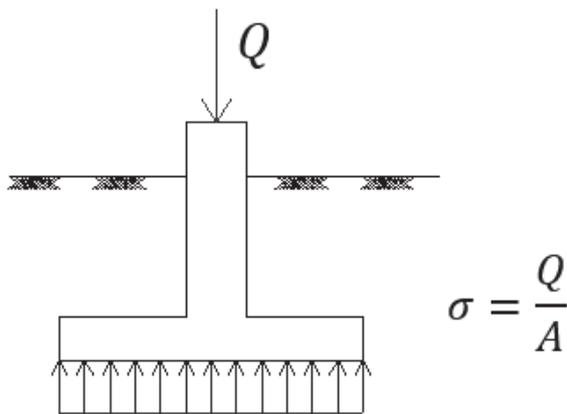
20
 I_x, I_y = momen inersia respektif terhadap sumbu x dan sumbu y (m)

Apabila yang bekerja adalah beban aksial saja dan tepat pada titik beratnya maka persamaan tersebut menjadi:

$$\sigma = \frac{Q}{A} \quad (2-3)$$

Dimana:

A = Luas bidang pondasi



Gambar 2.14 Tegangan Kontak

Kapasitas daya dukung dihitung didasarkan atas sifat-sifat tanah dan dimensi pondasi.

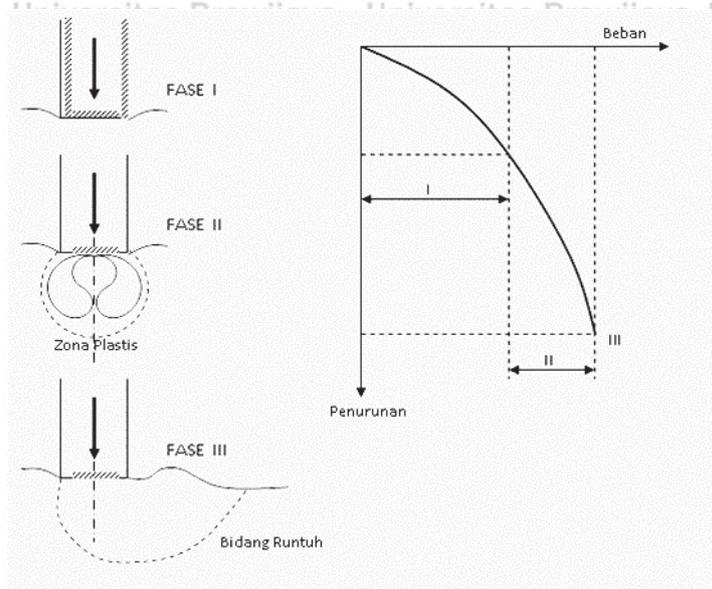
Sedangkan tegangan kontak dihitung didasarkan beban struktur diatas pondasi. (*upper structure load*) dan dimensi pondasi. Hubungan antara keduanya dinyatakan dalam bentuk faktor keamanan dimana:

- $FS = 1$, Artinya tegangan kontak sama dengan kapasitas daya dukung (bearing capacity). Lapis tanah tepat dalam seimbang menerima beban
- $FS > 1$, Artinya tegangan kontak lebih kecil dari mobilisasi kapasitas daya dukung. Lapis tanah dapat menerima beban
- $FS < 1$, Artinya tegangan kontak lebih besar dari mobilisasi kapasitas daya dukung. Lapis tanah tidak dapat menerima beban.

Kapasitas daya dukung yang digunakan biasanya kapasitas daya dukung ultimate, tetapi apabila dikehendaki FS lebih konservatif, kapasitas daya dukung yang digunakan adalah kapasitas daya dukung izin (*allowable bearing capacity*).

2.5.2 Pola Keruntuhan Pondasi Tanpa Perkuatan

Perilaku pondasi tergantung pada besarnya beban yang diterima oleh pondasi dan juga karakteristik tanah tersebut. Pada pondasi dangkal hubungan perilaku penurunan pondasi dengan bertambahnya beban dapat dilihat pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15 Fase Keruntuhan Pondasi

Menurut Gambar 2.15 terdapat beberapa fase dalam proses keruntuhan pondasi, fase fase tersebut adalah :

a. Fase 1

Pada fase ini tanah mengalami deformasi lateral dan vertikal ke arah bawah. Selama beban yang diberikan pada tanah tersebut kecil penurunan yang terjadi akan berbanding dengan besarnya beban, dan pada fase ini tanah masih dalam keadaan elastis. Tanah yang terletak dibawah pondasi akan mengalami kompresi sehingga hal ini dapat meningkatkan daya dukung tanah.

b. Fase II

Fase ini merupakan zona plastis dimana baji tanah mulai terbentuk. Dengan semakin bertambahnya beban maka gerakan tanah ke arah lateral akan semakin terlihat, hal ini diikuting dengan retakan lokal juga pergeseran tanah disekeliling pondasi. Pada zona plastis ini kuat geser tanah sangat berpengaruh dalam menahan beban.

c. Fase III

Fase ini diidentifikasi dengan kecepatan deformasi yang semakin bertambah seiring dengan bertambahnya beban. Deformasi tersebut diikuti dengan pergerakan tanah ke arah luar dan pengembangan tanah ke permukaan, selanjutnya tanah akan mengalami

keruntuhan dengan bidang runtuh yang berbentuk lengkungan dan garis (bidang geser radial dan bidang geser linier).

Menurut Vesic (1963) mekanisme keruntuhan pondasi dibagi menjadi 3 macam, diantaranya:

a. Keruntuhan Geser Umum

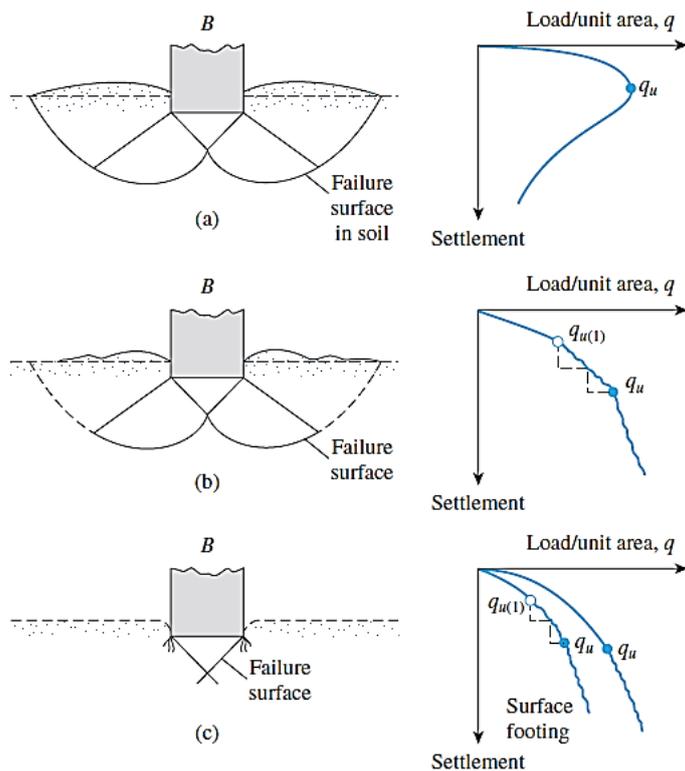
Keruntuhan pondasi terjadi menurut bidang runtuh yang dapat diidentifikasi dengan jelas. Baji tanah yang terbentuk pada dasar pondasi (zona A) menekan tanah ke bawah sehingga menyebabkan aliran tanah secara plastis pada zona B (Gambar 2.16). Gerakan ke arah luar pada kedua zona tersebut ditahan oleh tegangan tanah pasif pada zona C. Bila tegangan pasif pada zona C terlampaui, maka tanah akan bergerak dan mengembang pada daerah sekitar pondasi. Bidang longsor yang terjadi berupa garis lurus serta lengkung yang berkembang sampai permukaan tanah. Saat keruntuhan terjadi, tanah bergerak ke arah luar dan atas, hal ini terjadi dalam waktu yang singkat dan disertai dengan penggulingan pondasi.

b. Keruntuhan Geser Lokal

Keruntuhan yang terjadi hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak mencapai permukaan tanah. Pondasi tenggelam akibat bertambahnya beban pada kedalaman yang cukup dalam, sehingga menyebabkan tanah disekitar pondasi menjadi mampat. Pada keruntuhan geser umum ini mampatnya tanah tidak menyebabkan tanah berada pada zona plastis sehingga tanah mengalami sedikit penggelembungan namun tidak terjadi penggulingan pondasi.

c. Keruntuhan Penetrasi

Pada tipe keruntuhan ini, tidak terjadi pengembangan pada sekitar pondasi. Penurunan tanah sebanding dengan bertambahnya beban sehingga menyebabkan tanah disekitar pondasi mengalami pemampatan. Karena pergeseran lateral tidak cukup besar hal ini mengakibatkan kuat geser ultimate tanah tidak dapat berkembang. Pondasi menembus tanah ke bawah dan baji tanah yang terbentuk hanya menyebabkan tanah menyisih. Saat keruntuhan, bidang runtuh pada tanah tidak dapat terlihat.



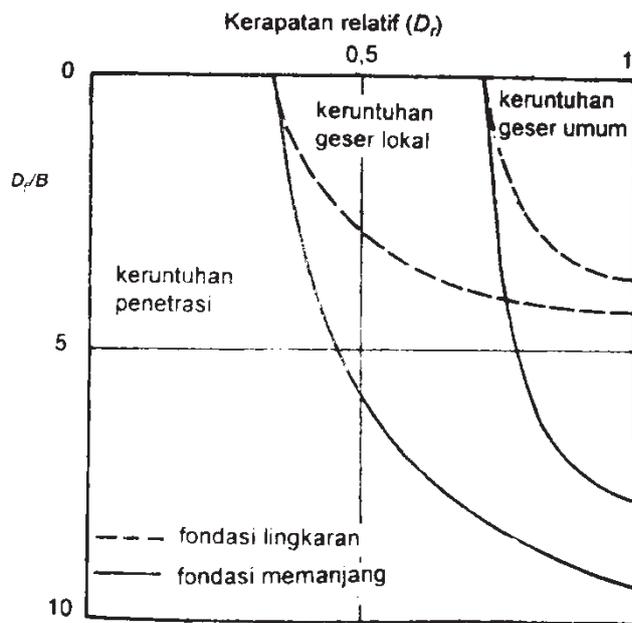
Gambar 2.16 Macam Keruntuhan Pondasi
Sumber: Vesic (1973)

Vesic (1963) melakukan uji model untuk mengetahui pengaruh kedalaman pondasi dibandingkan dengan lebar pondasi (D_f/B) terhadap keruntuhan pondasi. Menurutnya keruntuhan geser umum diharapkan terjadi pada kedalaman pondasi yang relatif dangkal seperti pada gambar 2.17. Menurut Coduto (1994):

- Keruntuhan geser umum sering terjadi pada pasir padat ($D_r > 67\%$)
- Keruntuhan geser lokal terjadi pada pasir dengan kepadatan sedang ($30\% < D_r < 67\%$)
- Keruntuhan geser penetrasi terjadi pada pasir longgar ($D_r < 30\%$)

Berikut rumus hubungan *relative compaction* (RC) dan *relative density* (D_r)

$$R_c = 80 + 0,2D_r \quad (2-4)$$



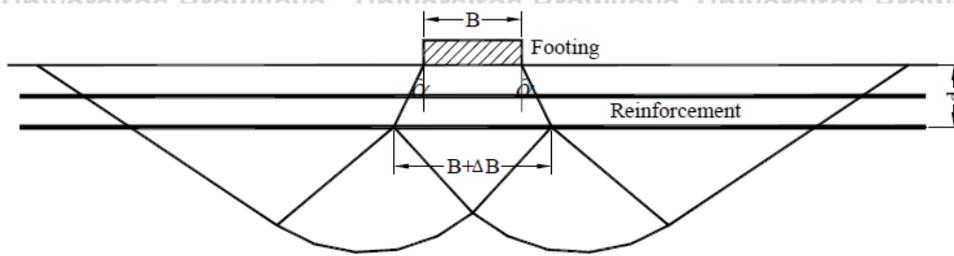
Gambar 2.17 Grafik Hubungan D_f/B dan D_r pada Tanah Pasir
Sumber: Vesic (1973)

2.5.3 Pola Keruntuhan Pondasi dengan Perkuatan

Menurut Manas Mohanty (2007) mekanisme perkuatan tanah tergantung pada pergerakan geser tanah diantara tanah dan pakuatan, dimana perkuatan tersebut akan membantu tanah dalam menahan gaya lateral dan deformasi tanah.

Tanah dibawah pondasi dibagi menjadi 3 zona seperti pada pola keruntuhan yang telah dijelaskan sebelumnya, yaitu zona A, B, dan C. Dalam perkuatan tanah, tanah yang berkemungkinan untuk mengalami kegagalan dilawan dengan perkuatan tanah yang diletakkan untuk dapat menahan gaya horizontal (pergerakan lateral Zona 2). Keberadaan perkuatan tanah menambah gaya gesek antara partikel sehingga dapat menahan gaya horizontal

Menurut Huang and Menq (1997) yang telah melakukan penelitian terhadap pondasi pada tanah perkuatan berdasarkan mekanisme kegagalan yang dijelaskan melalui desertasi Chen (2007) seperti pada Gambar 2.18. Efek dari adanya perkuatan multilayer menyebabkan penyaluran serta pelepasan tegangan dari pondasi. Konsep dasar penyebaran beban adalah dari daya dukung pondasi dengan lebar B apabila diterima oleh tanah dengan perkuatan menjadi lebih lebar yaitu $B + \Delta B$.



Gambar 2.18 Keruntuhan pondasi dangkal dengan perkuatan

Sumber: Huang dan Menq (1997)

Pada tanah tanpa perkuatan:

$$Q_{u(\text{unreinforce}, D_f=0)} = \eta \times \gamma \times B \times N_{\gamma} \dots \dots \dots (2-5)$$

Pada tanah dengan perkuatan:

$$Q_{u(R)} = Q_{u(\text{unreinforce}, D_f=d)} = \eta \times \gamma \times (B + \Delta B) \times N_{\gamma} + \gamma \times d \times N_q \dots \dots \dots (2-6)$$

Sudut distribusi tegangan :

$$\tan a = 0.68 - 2.071 h/B + 0.743 CR + 0.03l / B + 0.076N \dots \dots \dots (2-7)$$

Dimana:

- $Q_{u(\text{unreinforce}, D_f=0)}$ = Daya dukung tanah tanpa perkuatan
- $Q_{u(R)}$ = Daya dukung tanah dengan perkuatan
- D_f = Kedalaman pondasi
- η = Koefisien tergantung bentuk pondasi
- γ = Berat isi kering tanah
- B = Lebar pondasi
- N_q, N_{γ} = Faktor daya dukung tanah
- ΔB = Penambahan lebar pondasi karena perkuatan ($= 2 \times d$)
- a = Sudut distribusi tegangan
- CR = Luas perkuatan / Luas tanah yang diberi perkuatan
- h = Jarak antar lapis geogrid
- l = Panjang perkuatan
- N = Jumlah perkuatan

2.6 Daya Dukung Tanah

Pada dasarnya daya dukung tanah adalah kemampuan tanah memikul tekanan maksimum yang diijinkan bekerja pada tanah pondasi.



2.6.1 Rumus Daya Dukung Secara Umum

Meyerhof (1963) telah mengembangkan rumus-rumus perhitungan kapasitas daya dukung dengan mempertimbangkan faktor : kedalaman, bentuk dan kemiringan beban.

Rumus daya dukung secara umum dari Meyerhof adalah :

$$q_u = c.N_c.F_{cs}.F_{cd}.F_{ci} + \gamma.D_f.N_q.F_{qs}.F_{qd}.F_{qi} + \frac{1}{2}.\gamma.B.N_\gamma.F_{\gamma s}.F_{\gamma d}.F_{\gamma i} \dots\dots\dots (2-8)$$

Dimana :

q_u = daya dukung maksimum

c = kohesi tanah

B = lebar pondasi (= diameter untuk pondasi lingkaran)

γ = berat isi tanah

D_f = kedalaman pondasi

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = faktor bentuk

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = faktor kedalaman

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = faktor kemiringan beban

$N_c; N_q; N_\gamma$ = faktor daya dukung,

dukung diberikan oleh Meyerhof sebagai berikut :

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} \dots\dots\dots (2-9)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \dots\dots\dots (2-10)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi \dots\dots\dots (2-11)$$

Rumus umum yang digunakan untuk menentukan faktor pengaruh bentuk, kedalaman dan kemiringan beban dapat digunakan seperti dalam Tabel 2.5.



Tabel 2.5
Faktor bentuk, kedalaman dan kemiringan yang rekomendasikan.

Faktor	Rumus	Sumber
Bentuk	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_c}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$	De Beer (1970)
Kedalaman	<p>a. Bila $D_f/B \leq 1$; Untuk $\phi = 0$</p> $F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Untuk $\phi > 0$</p> $F_{cd} = F_{qd} \frac{1 - F_{qd}}{N_c - \tan \phi}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>b. Bila $D_f/B > 1$; Untuk $\phi = 0$</p> $F_{cd} = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Untuk $\phi > 0$</p> $F_{cd} = F_{qd} \frac{1 - F_{qd}}{N_c - \tan \phi}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)

2.6.2 Faktor Keamanan Pada Pondasi Dangkal

Besarnya kapasitas dukung ijin kotor ($q_{ijin} = q_{all} = \text{gross allowable load-bearing capacity}$) adalah :

$$q_{ijin} = \frac{q_u}{SF} \dots \dots \dots (2-12)$$



Sedangkan penambahan tegangan di bawah tanah netto ($q_{ijin(net)}$) = beban dari bangunan atas (*superstructure*) per satuan luas pada pondasi dinyatakan dalam :

$$q_{ijin(net)} = \frac{q_{u(net)}}{SF} = \frac{q_u - q}{SF} \dots \dots \dots (2-13)$$

keterangan :

q_u = kapasitas dukung batas kotor (*gross ultimate bearing capacity*)

$q_{u(net)}$ = kapasitas dukung batas netto (*net ultimate bearing capacity*)

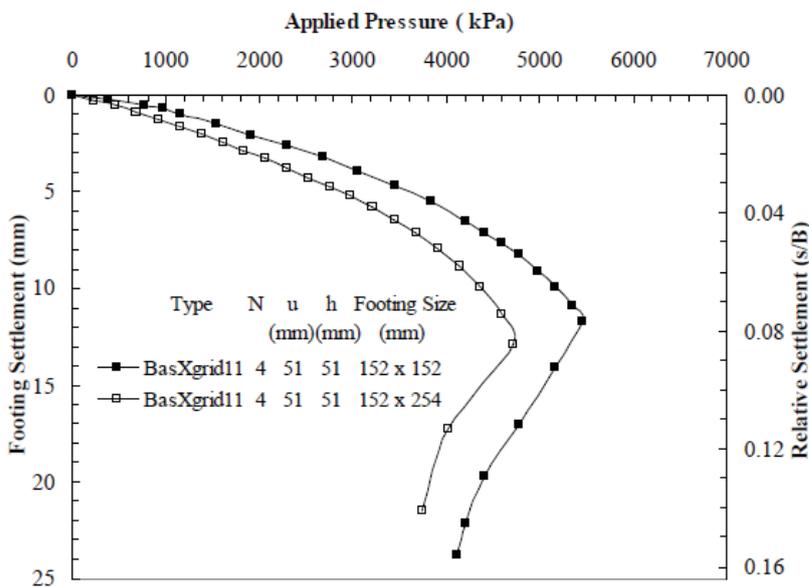
q = tekanan *overburden* = $\gamma \cdot D_f$

SF = faktor keamanan (*factor of safety*) umumnya minimal bernilai 3.

2.7 Penelitian Sebelumnya

2.7.1 Pengaruh Rasio Panjang Pondasi (L/B)

Pada penelitian yang dilakukan Shin et al. (2002) dilakukan percobaan dengan dua model benda uji yaitu pondasi persegi (152 mm × 152 mm) dan pondasi persegi panjang (152 mm × 254 mm). Hasil pengujian menunjukkan nilai daya dukung ultimit pada percobaan tanpa perkuatan maupun dengan perkuatan untuk pondasi persegi lebih besar jika dibandingkan dengan pondasi persegi panjang.

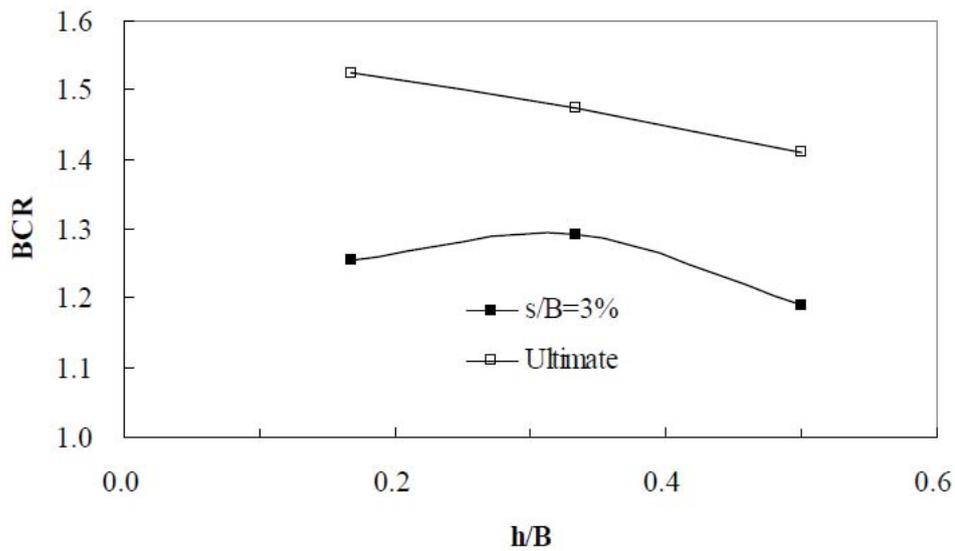


Gambar 2.19 Grafik Tegangan-Penurunan untuk Pondasi dengan Dimensi yang Berbeda
 Sumber: Qimming Chen (2007)



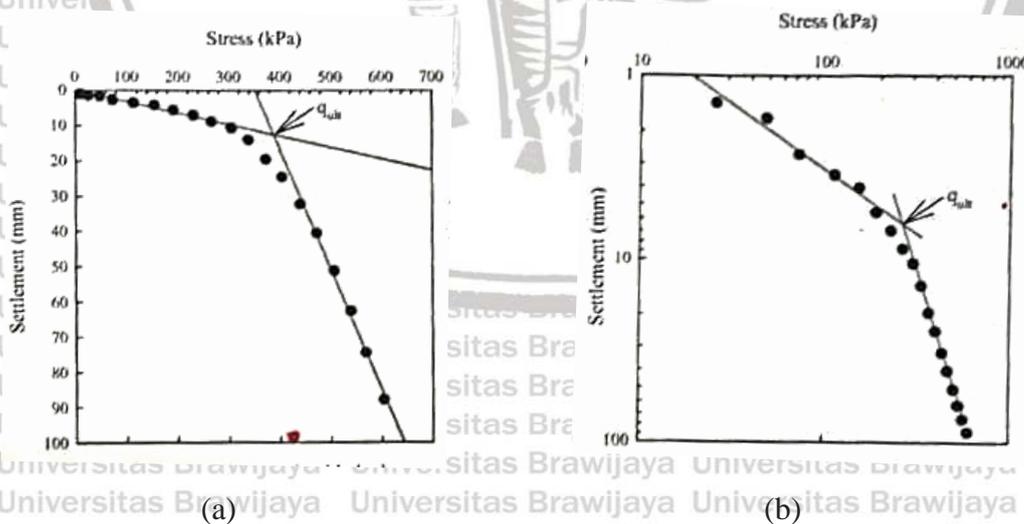
2.7.2 Pengaruh Jarak Antar Lapis Geogrid (h/B)

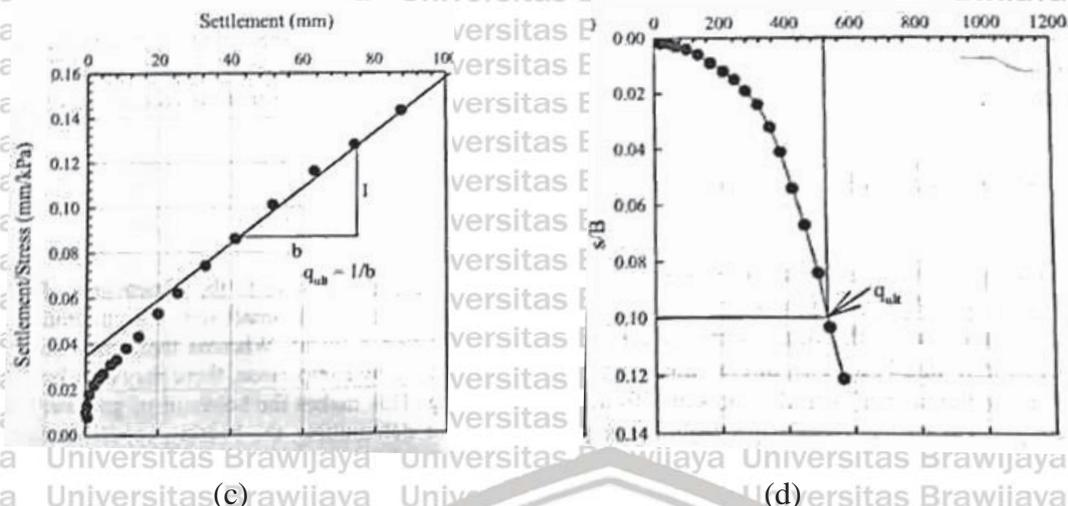
Pada penelitian Qiming Chen (2007) dilakukan percobaan menggunakan variasi jarak antar lapis geogrid 0,167B (25 mm) hingga 0,5B (76 mm) untuk pondasi persegi. Dari hasil pengujian didapatkan nilai daya dukung ultimit berkurang dari 5554 kPa hingga 5133 kPa dengan semakin meningkatnya jarak antar lapis geogrid (dari 25 mm menjadi 76 mm).



Gambar 2.20 Grafik Hubungan BCR- h/B pada Pondasi Persegi
Sumber: Qimming Chen (2007)

2.7.3 Penentuan Daya Dukung Tanah (q_u)





Gambar 2.21 Metode penentuan nilai daya dukung pada pondasi dangkal (a) Metode *tangent intersection*; (b) Metode Log – Log; (c) Metode *Hiperbolic*; (d) Metode 0,1B

Pada Gambar 2.21 terdapat beberapa metode yang dapat digunakan sebagai acuan keruntuhan atau daya dukung tanah. Metode yang pertama adalah metode *tangent intersection*. Pada metode ini digunakan 2 garis tangensial yang satu ditarik dari atas dan yang lainnya ditarik dari sisi bawah pada kurva sehingga akan berpotongan. Perpotongan ini kemudian ditarik garis vertikal ke bawah, dan titik dimana garis vertikal tersebut menyentuh kurva adalah daya dukung dan penurunan yang terjadi (Mansur and Kaufman, 1956). Metode kedua adalah metode Log- log, metode ini tidak banyak berbeda dengan metode *tangent intersection* hanya saja pada metode log – log ini digunakan grafik logaritmik dalam penentuan nilai beban ultimatanya ataupun penurunannya. Metode ketiga merupakan metode *hiperbolic*, metode ini digunakan perbandingan segitiga, dimana garis miring segitiga tersebut didapatkan melalui bagian bawah kurva, kemudian penentuan nilai beban ultimit didapatkan melalui perbandingan $1/b$. Kemudian metode keempat adalah dengan menentukan penurunan izin sebesar 10% dari B atau $0,1B$, dimana B merupakan lebar pondasi.

2.7.4 Efek Skala Model Terhadap Nilai Daya Dukung Teoritis

Nilai daya dukung pondasi dangkal menggunakan teori terzaghi memiliki nilai yang berbeda jika dibandingkan dengan nilai daya dukung pondasi dangkal yang memiliki skala model yang kecil, dimana didapatkan bahwa nilai daya dukung dengan skala model yang kecil memiliki nilai daya dukung yang lebih besar seperti yang ditunjukkan oleh Tabel 2.6 dan 2.7.

Tabel 2.6
Perbandingan nilai daya dukung model tes dan teoritis 1

Footing shape	Present experiments			Theoretical methods							
	LPC ($\delta/B=10\%$)	De Beer (1970)	Max. curvature	Euro ^a code	Hansen (1970)	Terzaghi (1943)	API ^b Rec	Chen (1975)	Feda (1961)	Meyerhof (1963)	Dewiakar and Mohapatra (2003)
Square	458	237	281	81	52	87	74	140	89	127	97
Circle	418	153	195	72	46	65	66	124	79	112	83

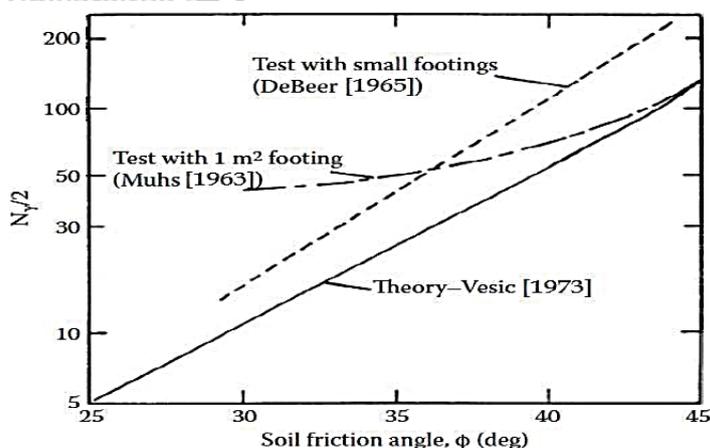
Sumber: Arash Alimardani Lavasann dan Mahmoud Ghazavi (2012)

Tabel 2.7
Perbandingan nilai daya dukung model tes dan teoritis 2

S. No	e/B	D_f/B	$\phi = 40.9^\circ$					
			Model Test q_u (kN/m ²)	Meyrhof (1953) q_u (kN/m ²)	Michalowski (1997) q_u (kN/m ²)	Vesic (1973) q_u (kN/m ²)	I.S. 6403 (1981) q_u (kN/m ²)	Hansen (1970) q_u (kN/m ²)
1	0	0	120	99.17	115.65	73.28	79.42	53.46
2	0.05	0	105	87.79	104.77	67.59	71.47	49.24
3	0.1	0	90	76.12	91.52	61.57	63.54	44.83
4	0.15	0	75	69.94	78.67	55.13	55.59	40.22

Sumber: Shamshad Alam (2014)

Dari tiga faktor daya dukung Terzaghi yang digunakan, semuanya dipengaruhi oleh nilai sudut geser tanah. Namun hanya faktor N_γ yang berhubungan dengan berat isi (γ) dari tanah dan ketergantungan dengan ukuran pondasi selain sudut geser tanah yang juga berhubungan dengan *relative density*. Beberapa peneliti sebelumnya mengusulkan bahwa nilai N_γ yang dilakukan penyesuaian sebagai efek skala dianggap sebagai faktor daya dukung modifikasi, N_γ^* . Menurut De Beer (1965) perbedaan tersebut dikarenakan adanya perbedaan N_γ antara pondasi yang sebenarnya dengan model tes seperti ditunjukkan pada Gambar 2.22.



Gambar 2.22 Perbedaan N_γ pada pondasi sebenarnya dengan model tes

Sumber: *Shallow Foundatin*, 7th Edition, B. M. Das



Shiraishi (1990) mengusulkan bahwa nilai faktor daya dukung modifikasi ($N\gamma^*$) sebagai fungsi dari lebar pondasi sebagai berikut

$$\frac{N\gamma^*}{N\gamma} = \frac{\left(1 + \left(\frac{B_i}{B}\right)^{1/3}\right)}{\left(1 + \left(\frac{B_i}{B}\right)^{1/5}\right)} \dots\dots\dots (2-14)$$

Dimana :

$N\gamma^*$ = Faktor daya dukung modifikasi

$N\gamma$ = Faktor daya dukung Terzaghi

B_i = Lebar pondasi acuan = 1,4 m (kondisi $N\gamma^*/N\gamma = 1$)

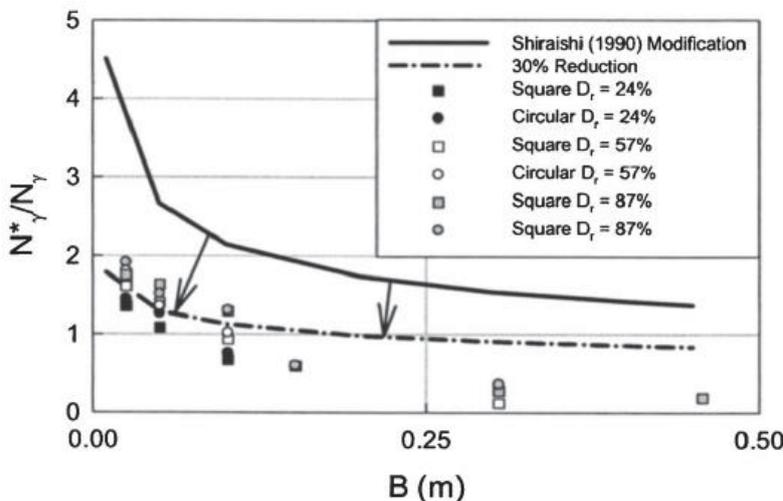
B = Lebar pondasi sebenarnya

Rumus empirik ini didapatkan dari penelitian model oleh De Beer (1963) menggunakan nilai lebar pondasi 0,05-0,2 m dan nilai sudut geser tanah 41-44°.

Shiraishi (1990) mendapati bahwa perhitungan dari rumus eksperimen yang berasal dari tes skala model untuk pondasi prototipe dapat mengarah terhadap perkiraan nilai $N\gamma^*$ yang terlalu besar. Untuk mengatasi hal ini, Shiraishi (1990) mengusulkan rumus “rekayasa praktis” yang mereduksi nilai $N\gamma^*$ sekitar 30% dari nilai rumus sebenarnya (Persamaan 2-13)

$$N\gamma^* = \frac{0,71N\gamma}{B^{0,2}} \dots\dots\dots (2-15)$$

Cerato dan Lutenegger (2007) melakukan penelitian menggunakan jenis pondasi persegi dan lingkaran dengan lebar 25,4; 50,8 dan 101,6 mm, Dr 24%, 57% dan 87% yang selanjutnya diplot terhadap persamaan Shiraishi (1990) pada Gambar 2.23 berikut



Gambar 2.23 Grafik hubungan rasio $N\gamma^*$ -B
 Sumber: Cerato dan Lutenegger (2007)

2.8 Bearing Capacity Ratio dan Settlement Reduction Factor

Dalam penelitian ini untuk mengevaluasi keuntungan penggunaan perkuatan tanah pondasi digunakan *Bearing Capacity Ratio* (BCR) dan *Settlement Reduction Factor* (SRF). BCR didefinisikan sebagai rasio dari daya dukung tanah dengan perkuatan dengan daya dukung tanah tanpa perkuatan, sedangkan SRF didefinisikan sebagai rasio dari penurunan dari tanah dengan perkuatan dengan penurunan tanah tanpa perkuatan (Q. Chen, 2007).

BCR sendiri dibagi menjadi 2 yaitu, BCR_u dan BCR_s. BCR_s adalah nilai BCR yang diambil pada titik penurunan tertentu, nilai penurunan untuk SRF juga diambil berdasarkan nilai penurunan pada saat pengambilan nilai untuk BCR_s. Sedangkan BCR_u adalah nilai BCR yang diambil pada daya dukung ultimit. Pada saat hasil penelitian menunjukkan titik keruntuhan yang pasti Gambar 2.24 (b), maka keuntungan penggunaan perkuatan dapat dihitung dengan BCR_s, BCR_u dan SRF, namun apabila titik keruntuhan tidak dapat dipastikan Gambar 2.24 (a), maka keuntungan penggunaan perkuatan hanya dapat dihitung dengan BCR_s dan SRF (Q. Chen, 2007). Berikut rumus yang digunakan :

$$BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \dots\dots\dots (2-16)$$

$$BCR_s = \frac{q_R}{q} \dots\dots\dots (2-17)$$

$$SRF_u = \frac{s_{u(R)}}{s_u} \dots\dots\dots (2-18)$$

$$SRF_s = \frac{s_r}{s} \dots\dots\dots (2-19)$$

Dimana :

BCR_u = *Bearing Capacity Ratio* saat daya dukung ultimit

BCR_s = *Bearing Capacity Ratio* pada titik tertentu

SRF_u = *Settlement Reduction Factor* pada daya dukung ultimit

SRF_s = *Settlement Reduction Factor* pada titik tertentu

q_{u(R)} = Nilai daya dukung tanah ultimit dengan perkuatan

q_u = Nilai daya dukung tanah ultimit tanpa perkuatan

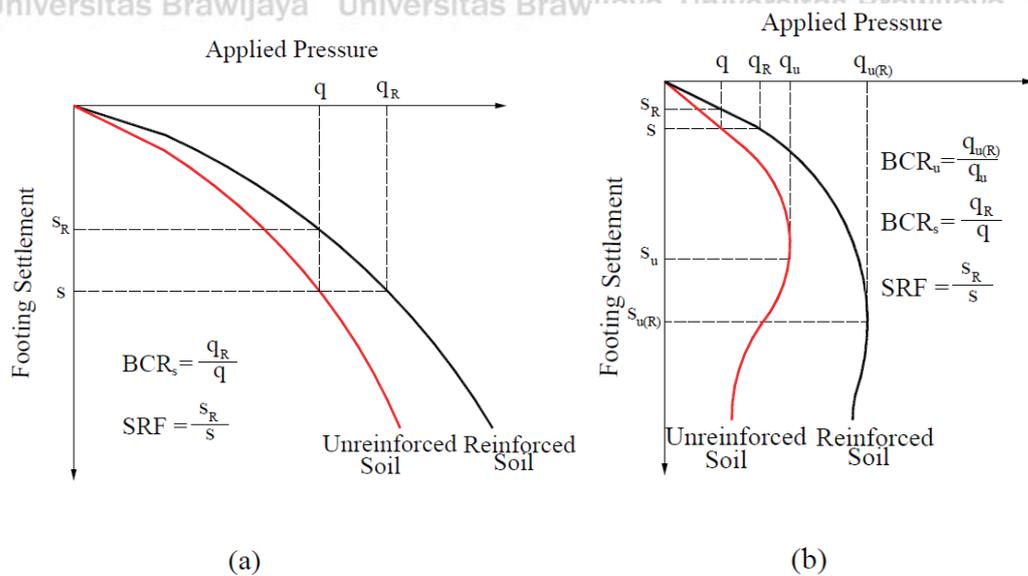
q_R = Nilai daya dukung tanah pada titik tertentu dengan perkuatan

q_u = Nilai daya dukung tanah pada titik tertentu tanpa perkuatan

s_r = Nilai penurunan tanah dengan perkuatan

s = Nilai penurunan tanah tanpa perkuatan





Gambar 2.24 Penentuan BCR untuk (a) titik runtuh tidak diketahui, (b) titik runtuh diketahui

Penentuan nilai BCR didasarkan pada penelitian sekala penuh yang dilakukan oleh *Laboratoires des Ponts et Chaussees (LPC)* pada pondasi dangkal pada jurnal amar et al (1994), disebutkan bahwa nilai *bearing capacity* didefinisikan berdasarkan beban pada saat penurunan 10% dari lebar pondasi ($s/B = 0,1$) (Lavasan dan Ghazavi, 2012).

BAB III METODE PENELITIAN

3.1 Waktu dan Tempat

Waktu : Desember 2016 sampai dengan Mei 2017

Tempat : Laboratorium Mekanika Tanah dan Geoteknik serta Laboratorium Struktur dan Bahan Konstruksi Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Brawijaya Malang.

3.2 Alat dan Bahan Penelitian

Bahan yang digunakan dalam penelitian ini adalah tanah pasir lepas dengan simbol SP (*Poorly Graded*) berdasarkan Sistem *Unified* (U.S.C.S). Geogrid yang digunakan adalah geogrid dengan tipe *biaxial* dari PT. Tetrasa Geosinindo

Peralatan yang digunakan dalam penelitian ini antara lain:

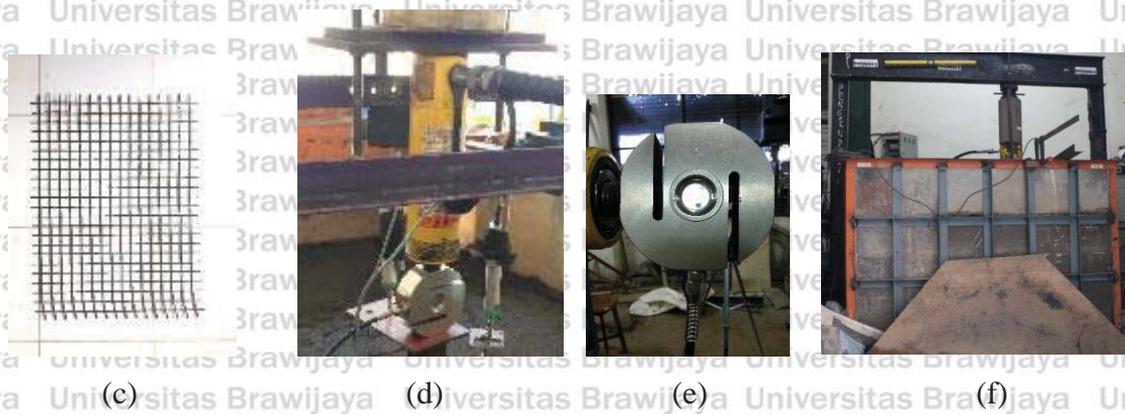
- Silinder beton
- Pondasi (12 cm x 12 cm, 12 cm x 18 cm dan 12 cm x 24 cm)
- Geogrid
- Hydraulic jack*
- Load cell*
- LVDT
- Box Pengujian



(a)



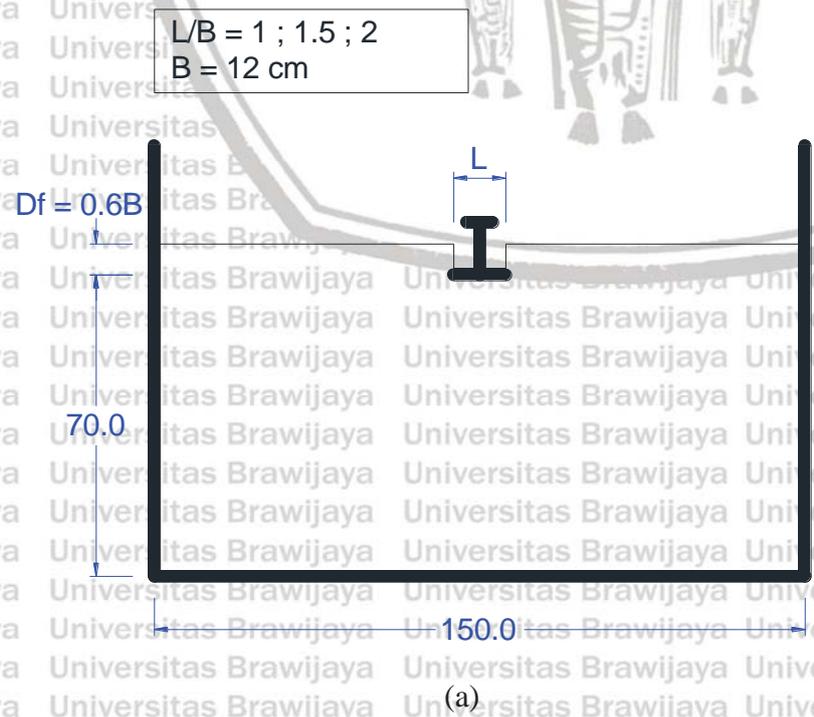
(b)

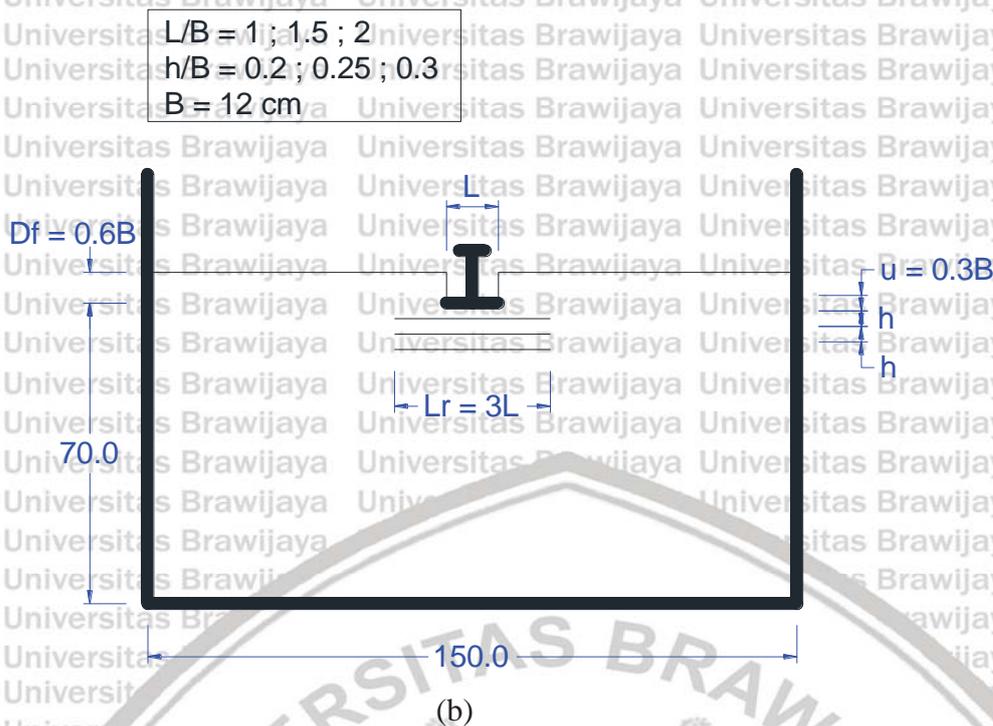


Gambar 3.1 (a) Silinder beton (b) Pondasi (c) Geogrid (d) Hydraulic Jack dan LVDT (e) Load Cell (f) Box pengujian.

3.3 Jumlah dan Perlakuan Benda Uji

Percobaan ini dibuat 9 buah benda uji dengan 3 variasi rasio jarak antar geogrid (h/B) yaitu dan 3 variasi panjang pondasi (L/B). Variasi jarak antar lapis geogrid adalah 0,2 ; 0,25 dan 0,3. Sementara pondasi yang digunakan memiliki dimensi 12cm x 12cm, 12cm x 18cm dan 12cm x 24cm, dengan kondisi tanah dasar merupakan tanah pasir dengan RC 85%. Pengujian dilakukan didalam sebuah box penelitian dengan dimensi 100cm x 150cm x 100cm. Perlakuan pengujian menggunakan jumlah lapis geogrid (N) adalah 3, rasio kedalaman pondasi D_f/B adalah 0,6 dan jarak lapis teratas geogrid sebesar 0,3. Pengulangan dilakukan apabila terjadi penyimpangan dan dilakukan dengan perlakuan benda uji yang sama. Perlakuan pengujian menghasilkan Gambar 3.2 berikut.





Gambar 3.2 Potongan memanjang model tes (a) Tanpa Perkuatan; (b) Dengan Perkuatan

Dalam penelitian ini faktor yang perlu diperhatikan adalah metode pemadatan benda uji. Tanah yang dipakai merupakan tanah dengan jenis pasir, maka metode mekanis pemadatan yang dipakai adalah dengan menggilas menggunakan beton silinder. Jenis pemadatan seperti ini lebih memungkinkan pemadatan yang lebih merata pada setiap lapisan.

Pemadatan dilakukan tiap lapis ketinggian 10 cm, sehingga penggilasan dilakukan beberapa kali sampai ketinggian yang diinginkan di tiap lapisannya. Pemadatan dengan cara ini didasarkan pada kontrol volume, sehingga berat tanah yang dimasukkan ke dalam box pengujian setiap lapisnya diukur dan ditimbang sesuai dengan kepadatan untuk ketinggian lapisan setinggi 10 cm. Volume tanah yang dimasukkan didasarkan pada penelitian pendahuluan untuk mengukur kepadatan tanah dengan menggunakan *density test*.

3.4 Metode Penelitian

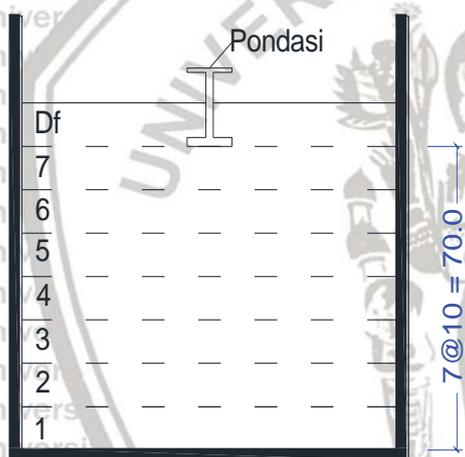
3.4.1 Pengujian Dasar

Dalam penelitian ini dilakukan penelitian dasar pada tanah, yaitu seperti antara lain :

- Pemeriksaan *specific gravity* butiran tanah mengikuti ASTM D-854-58
- Pemeriksaan analisis saringan (*grain size*) menurut ASTM C-136-46
- Pemeriksaan kekuatan geser langsung (*direct shear*) menurut ASTM D-3080-72
- Pemadatan standar (*compaction*) mengikuti ASTM D-698-70

3.4.2 Persiapan Benda Uji

Pada pengujian ini, tanah yang akan digunakan disaring terlebih dahulu dengan saringan No. 4. Tanah yang lolos saringan tersebut kemudian dimasukkan ke dalam *box* uji dengan volume tanah $100 \times 150 \times 70 \text{ cm} = 1050000 \text{ cm}^3$ yang dibagi dalam beberapa lapisan. Kepadatan didapatkan menggunakan metode penggilasan urugan tanah dengan menggunakan silinder yang terbuat dari beton seberat 11,28 kg dengan diameter 15cm dan tinggi 30 cm. Pemadatan ini didasarkan pada kontrol volume, sehingga tanah yang dimasukkan ke dalam *box* pengujian tiap lapisannya diukur ketinggiannya dan ditimbang. Jumlah gilasan yang dilakukan untuk mendapatkan kepadatan yang diinginkan disesuaikan dengan ketinggian yang diinginkan, yaitu 10 cm, kemudian di kontrol kepadatannya dengan menggunakan uji *density*. Pengujian dilakukan dengan menggunakan plat besi yang telah dibentur menyerupai pondasi. Digunakan plat besi dimaksudkan sehingga saat dilakukan pengujian pondasi tidak rusak, ataupun mengalami deformasi.



Gambar 3.3 Layer pemadatan

3.4.3 Model Pengujian Pondasi

Pemodelan tanah pasir yang dilakukan di *box* uji dirancang menyerupai kondisi yang ada di lapangan sehingga mempermudah pengamatan dan menghemat waktu. Beberapa langkah yang dilakukan dalam melaksanakan pemodelan uji fisik tanpa perkuatan geogrid adalah sebagai berikut:

1. Tanah pasir diayak menggunakan ayakan no.4 sampai didapatkan gradasi butiran halus sampai sedang.
2. Tanah pasir dimasukkan ke dalam *box* uji perlapis lalu digilas menggunakan silinder beton pada setiap lapisannya sesuai tinggi lapisan yang ditunjukkan pada

Gambar 3.4. Setiap lapisan dikontrol kadar air dan kepadatannya menggunakan uji *density*.



Gambar 3.4 (a) sebelum dilakukan pemadatan pasir diratakan terlebih dahulu; (b) proses pemadatan pasir dengan silinder beton.

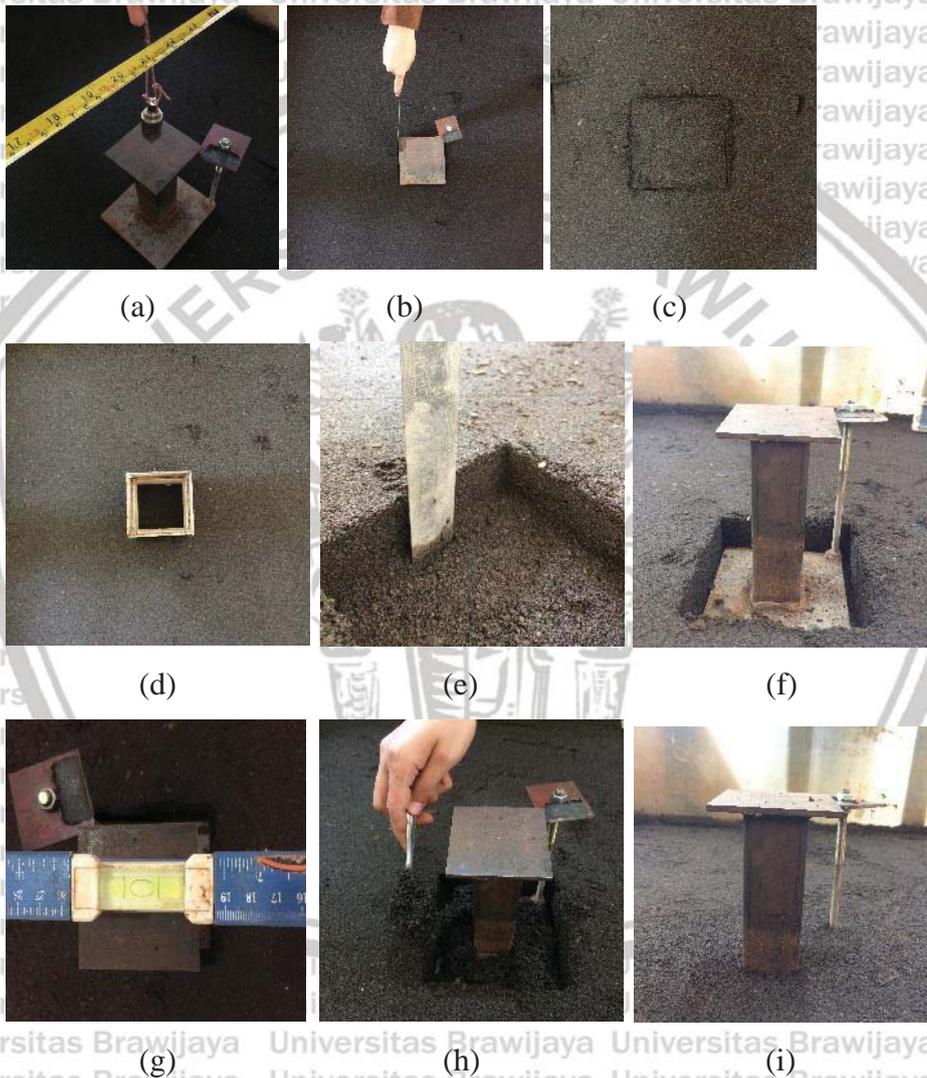
3. Setelah dilakukan pemadatan, setiap layer pada sampel uji dilakukan pengujian kadar air dan *density* (kepadatan) seperti pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Pengujian kadar air dan density pada sampel uji.

4. Pengujian dilakukan dengan nilai jarak lapis pertama geogrid (u) sebesar $0,3B$ dan kedalaman pondasi (D_f) sebesar $0,6B$, metode pemasangan pondasi adalah sebagai berikut (Gambar 3.6):
 - a. Menentukan posisi pondasi yang akan digunakan dengan menggunakan unting-unting sehingga posisi pondasi seperti yang diinginkan (tepat di tengah box uji) sehingga garis runtuh pondasi tidak menatap box uji.
 - b. Memberikan tanda sesuai dengan ukuran dasar pondasi.
 - c. Tanda digunakan untuk posisi perletakan mal kayu.
 - d. Mal kayu ditancapkan pada tanda yang telah diberikan untuk memberikan kedalaman pondasi yang ditentukan, (digunakan $D_f = 0,6B = 7,2 \text{ cm}$).

- e. Setelah mal dilepas, dan sebagian tanah diambil kontrol Df dengan penggaris.
- f. Meletakkan pondasi pada kedalam yang telah dibuat.
- g. Kontrol kemiringan dengan waterpass sehingga tidak terjadi inklinasi saat pembebanan.
- h. Penimbunan kembali tanah dengan volume yang sesuai dengan kepadatan tanah.
- i. Pemasangan pondasi selesai.



Gambar 3.6 Proses pemasangan pondasi (a) Penempatan titik tengah pondasi; (b) Plot garis tepi pondasi; (c) Garis acuan letak pondasi; (d) Pemasangan mal kedalaman pondasi; (e) Kontrol kedalaman pondasi; (f) Pemasangan pondasi; (g) Kontrol inklinasi; (h) Penimbunan kembali; (i) Pondasi siap untuk dibebani.

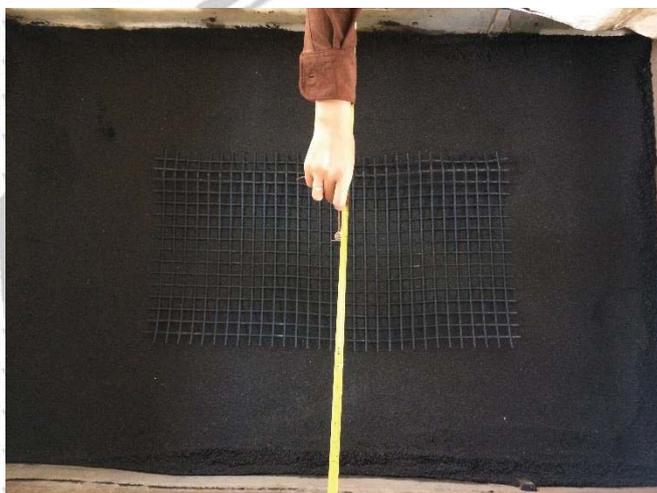
Langkah-langkah dalam percobaan pada pembuatan pemodelan pondasi persegi pada tanah pasir dengan menggunakan perkuatan geogrid, yaitu:

1. Tanah pasir diayak menggunakan ayakan no.4 sampai didapatkan gradasi butiran halus sampai dengan sedang.

2. Tanah pasir dimasukkan ke dalam *box* uji berlapis lalu digilas menggunakan silinder beton pada setiap lapisannya sesuai tinggi lapisan yang ditunjukkan pada

Gambar 3.4. Setiap lapisan dikontrol kadar air dan kepadatannya menggunakan uji *density*.

3. Menghamparkan geogrid dengan perletakan seperti pada Gambar 3.7. pemasangan geogrid juga digunakan unting-unting sehingga letaknya sesuai dengan yang diharapkan.



Gambar 3.7 Pemasangan geogrid.

4. Dilakukan pengisian pasir sesuai dengan perlapisan geogrid yang direncanakan lalu dipadatkan kembali menggunakan silinder beton.

5. Setiap lapisan yang telah digilas dicek kadar airnya dan kepadatannya menggunakan uji *density*.

6. Pemasangan pondasi seperti pada Gambar 3.6.

7. Tanah didiamkan selama ± 30 menit agar rongga-rongga yang ada pada tanah terisi oleh partikel partikel yang juga menyesuaikan terhadap pergeseran tanah sehingga rongga-rongga tersebut dapat terisi.

8. Pengujian dilakukan dengan menyesuaikan variabel penelitian yang berupa panjang pondasi (L) dan jarak antar lapis geogrid (h).

3.4.4 Pengujian Pembebanan

Uji pembebanan dilakukan menggunakan *hydraulic jack*. Dalam pembebanan digunakan *load cell* untuk mengukur besarnya beban yang terjadi. Pembebanan dilakukan dengan menggunakan pemodelan pondasi. Pondasi terbuat dari plat baja. Sebagai faktor kedalaman, pondasi diberikan tambahan balok baja pada tengah pondasi sehingga ketinggiannya dapat disesuaikan dengan kondisi sebenarnya.

Adapun langkah-langkah pengujian pembebanan adalah sebagai berikut:

1. Memasang pondasi persegi pada kedalaman yang telah menjadi variabel. Lebar pondasi yang digunakan adalah 12 cm dan panjang pondasi yang digunakan bervariasi antara 12, 18 dan 24 cm.
2. Memasang *hydraulic jack* dan *load cell* guna mengukur besarnya beban yang diterima tanah. Untuk memastikan beban sudah terletak di tengah pondasi dan tidak terjadi momen, dilakukan pengecekan dengan *waterpass* serta unting-unting seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Pemasangan *hydraulic jack* dan *load cell*.

3. Memasang *dial LVDT* dan *LVDT digital* pada pondasi seperti ilustrasi pada Gambar 3.10 guna mengetahui besarnya penurunan tanah selama pembebanan.



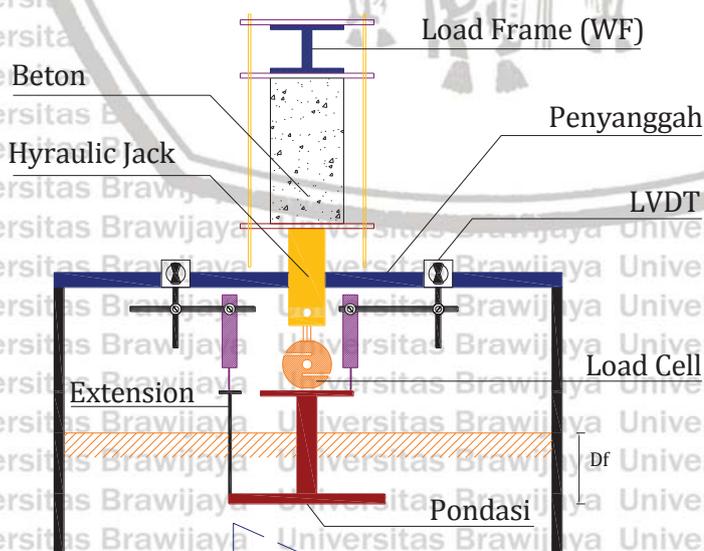
Gambar 3.9 Pemasangan LVDT.

4. Uji pembebanan dengan dongkrak hidrolik. Pembebanan dilakukan bertahap tiap 20 kg hingga mengalami keruntuhan.



Gambar 3.10 Sampel siap dilakukan pengujian.

5. Mencatat berapa beban yang diberikan dan berapa penurunan yang terjadi pada benda uji.



Gambar 3.11 Skema pembebanan.

3.4.5 Metode Analisa Data

Berdasarkan hasil uji pembebanan, didapat data beban serta penurunan yang terjadi pada pondasi. Data yang diambil merupakan data dari pondasi tanpa perkuatan dan pondasi dengan perkuatan geogrid variasi rasio L/B dan rasio h/B.

Daya dukung dihitung dengan Persamaan 3-1 berikut:

$$q_u = \frac{P_u}{A} \dots \dots \dots (3-1)$$

dengan :

P_u = beban maksimum yang dicatat saat uji pembebanan

A = luasan pondasi

Data-data di atas kemudian disajikan pada Tabel 3.1, Tabel 3.2, dan Tabel 3.3 sebagai berikut:

Tabel 3.1
Daya Dukung Pondasi Persegi Tanpa Perkuatan

Kedalaman Pondasi (cm)	Panjang Pondasi (cm)	Beban (kg)	q_u (kN/m ²)
7.2	12		
	18		
	24		

Tabel 3.2
Daya Dukung Pondasi Persegi dengan Perkuatan

No	Panjang Pondasi (L)	Jarak Antar Geogrid (h)	Beban (kg)	q_u (kN/m ²)
1		0,2B		
2	1B	0,25B		
3		0,3B		
4		0,2B		
5	1,5B	0,25B		
6		0,3B		
7		0,2B		
8	2B	0,25B		
9		0,3B		

Tabel diatas digunakan sebagai perbandingan nilai daya dukung. Untuk mengetahui pengaruh penggunaan geogrid dalam meningkatkan daya dukung, dilakukan analisis

Bearing Capacity Ratio (BCR) dengan persamaan 3-2, yaitu :



$$BCR = \frac{qu(R)}{qu} \quad (3-2)$$

dengan :

BCR = *Bearing Capacity Ratio*

$qu(R)$ = daya dukung dengan perkuatan geogrid

qu = daya dukung tanpa perkuatan

Data hasil perhitungan BCR nantinya ditampilkan seperti dalam tabel berikut :

Tabel 3.3

Bearing Capacity Ratio (BCR) Untuk Variasi Panjang Pondasi (L/B) dan Variasi Jarak Antar Lapis Geogrid (h/B)

No	Panjang Pondasi (L)	qu Tanpa Perkuatan (kN/m^2)	Jarak Antar Geogrid (h)	qu dengan Perkuatan (kN/m^2)	BCR
1			0,2B		
2	1B		0,25B		
3			0,3B		
4			0,2B		
5	1,5B		0,25B		
6			0,3B		
7			0,2B		
8	2B		0,25B		
9			0,3B		

3.5 Variasi Penelitian

Dalam Penelitian ini mengacu pada variabel bebas dan terikat sebagai acuan penelitian.

Variabel tersebut saling mempengaruhi satu sama lain. Variabel yang digunakan yaitu:

a. Variabel terikat dalam penelitian ini yaitu :

1. Daya dukung tanah
2. Penurunan

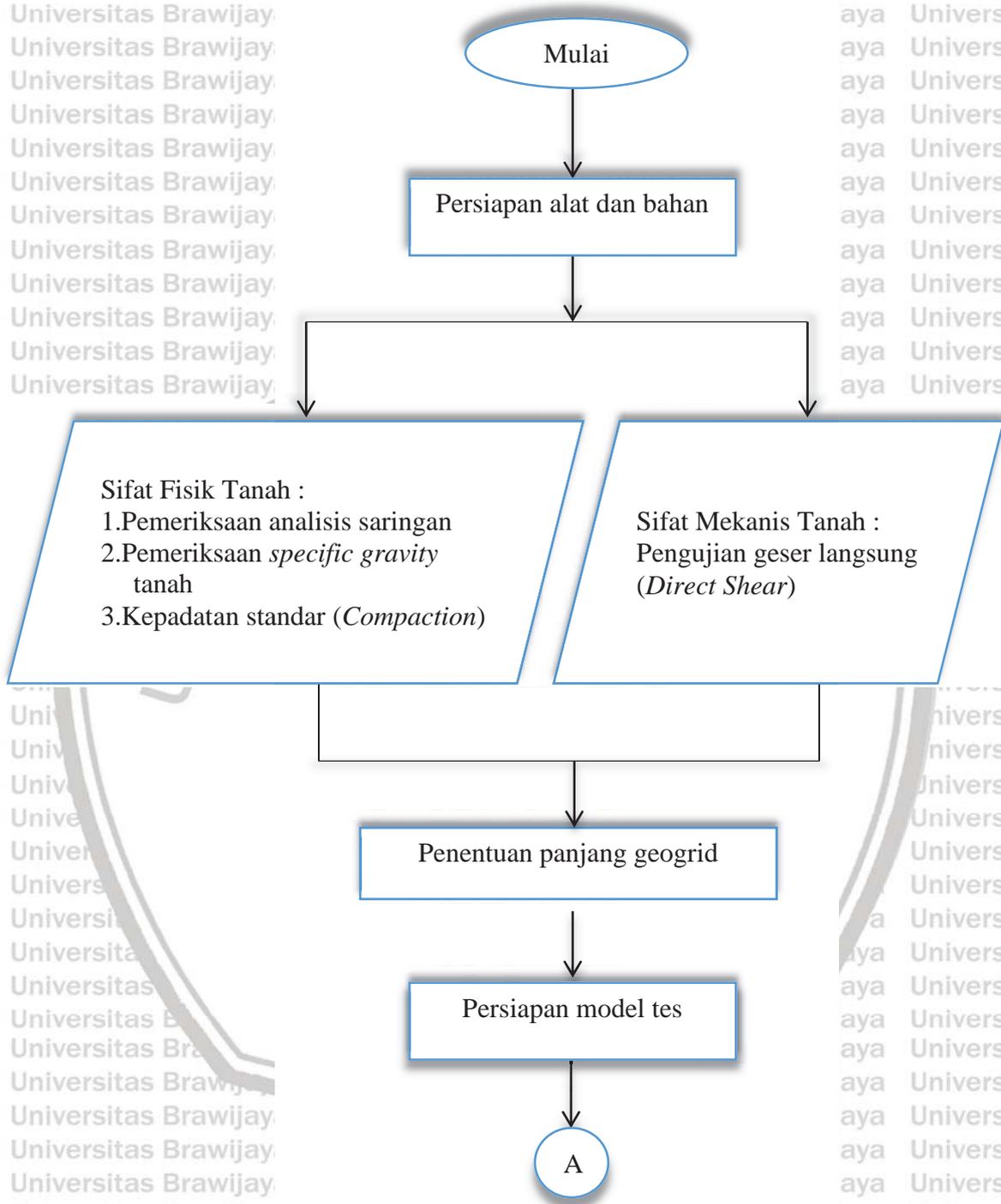
b. Variabel kontrol dalam penelitian ini yaitu :

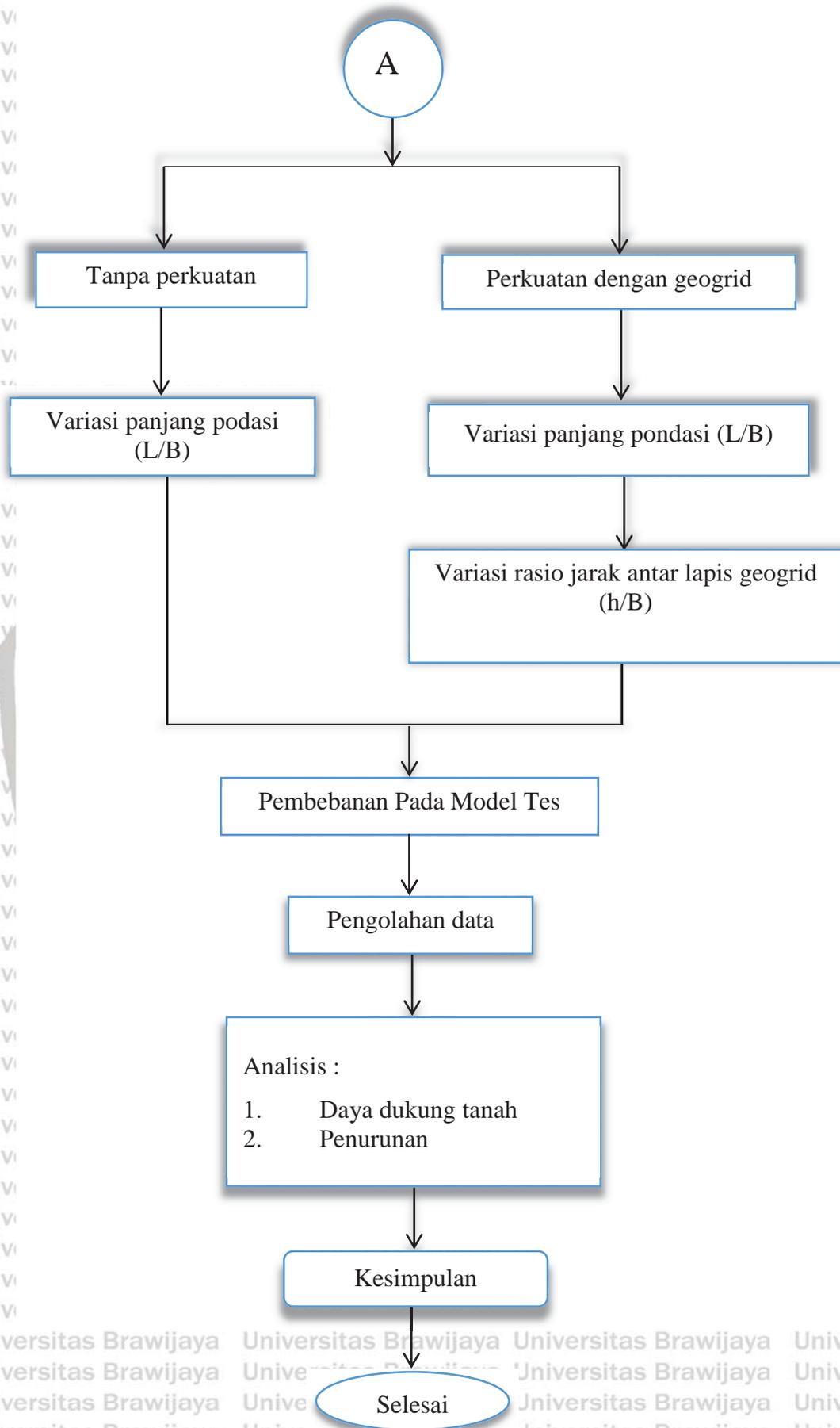
1. Nilai kepadatan relatif tanah pasir (RC) yang digunakan sebesar 85%
2. Kedalaman pondasi (D_f) yang digunakan sebesar 0,6 B dimana kedalaman pondasi yang dipakai sebesar 7,2 cm.
3. Lebar (B_r) dan panjang (L_r) geogrid yang digunakan adalah 3B dan 3L sehingga luas yang digunakan sebesar 1296 cm², 1944 cm² dan 2592 cm².

4. Kedalaman pondasi ke lapisan pertama geogrid (u) sebesar $0,3 B$, yaitu $3,6$ cm.
 5. Jumlah lapis perkuatan geogrid $n = 3$.
 6. Lebar pondasi sebesar 12 cm.
- c. Variabel bebas dalam penelitian ini yaitu :
1. Panjang pondasi (L) yang digunakan adalah $12, 18$ dan 24 cm.
 2. Jarak vertikal geogrid (h/B) yang digunakan sebesar $0,2; 0,25; \text{ dan } 0,3$ yaitu $2,4$ cm; 3 cm; dan $3,6$ cm.



3.6 Bagan Alir Tahapan Penelitian





Gambar 3.12 Bagan alir penelitian



BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Analisis Bahan

Bahan yang digunakan dalam penelitian ini adalah pondasi, pasir sebagai tanah dasar, serta geogrid sebagai meterial perkuatan, dengan karakteristik sebagai berikut:

- Tanah dasar yang digunakan sebagai bahan peneliiian merupakan pasir lepas dengan simbol SP (*Poorly Graded Sand*) menurut sistem klasifikasi USCS.
- Pondasi yang digunakan sebagai transfer beban dari *load cell* merupakan pondasi persegi dengan dimensi 12cm x 12cm; 12cm x 18cm dan 12cm x 24cm . Material yang digunakan sebagai pondasi merupakan plat baja yang di sambung (las) sehingga menyerupai bentuk pondasi yang sesungguhnya, seperti pada Gambar 4.1.
- Goegrid biaxial tipe Miragrid GX 40/40 dengan kuat tarik 40 kN/m merupakan bahan yang digunakan sebagai perkuatan pada penelitian ini seperti pada Tabel 4.1.



Gambar 4.1 Model Pondasi

Tabel 4.1
Spesifikasi Geogrid

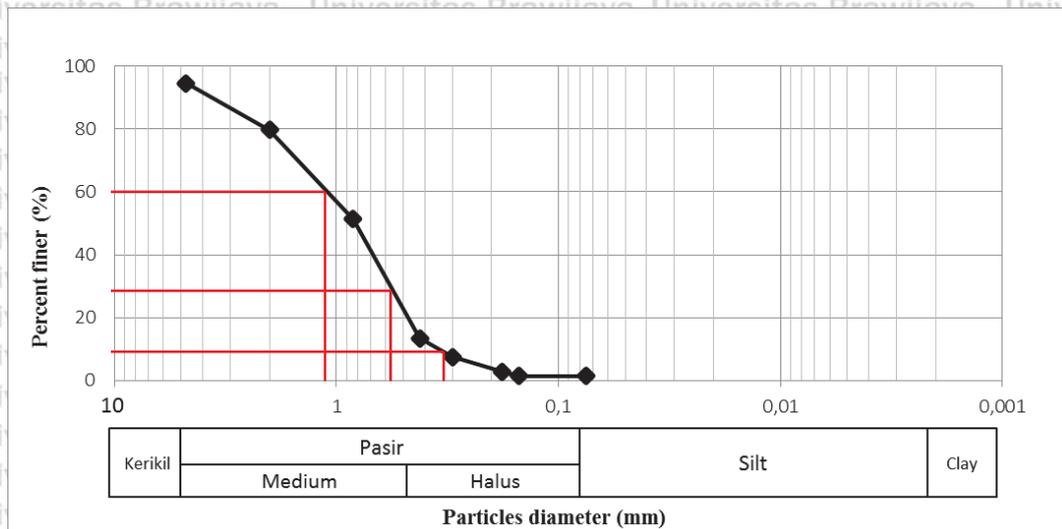
Properties of TenCate Miragrid® GX Geogrids										
Property	Unit	GX 40/40	GX 60/30	GX 60/60	GX 80/30	GX 80/80	GX 100/30	GX 130/30	GX 160/50	GX 200/50
Characteristic short term tensile strength (ISO 10319) MD	kN/m	40	60	60	80	80	100	130	160	200
Characteristic short term tensile strength (ISO 10319) CD	kN/m	40	30	60	30	80	30	30	50	50
Strain at short term strength	MD %	11	11	11	11	11	11	11	12	12
Partial factor -creep rupture										
at 60 years design life		1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
at 120 years design life		1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
Creep limited strength										
at 60 years design life	kN/m	28.6	42.9	42.9	57.1	57.1	71.4	92.9	114.3	142.9
at 120 years design life	kN/m	27.6	41.4	41.4	55.2	55.2	69.0	89.7	110.3	137.9
Partial factor -construction damage										
in clay, silt or sand		1.15	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.05	1.05
in sandy gravel		1.21	1.19	1.19	1.17	1.17	1.14	1.11	1.10	1.08
in gravel		1.25	1.23	1.23	1.20	1.20	1.17	1.14	1.12	1.10
Partial factor -environmental effects in soil environment (pH <11)										
at 60 years design life		1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
at 120 years design life		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Long term design strength										
at 60 years design life										
in clay, silt or sand	kN/m	23.7	37.8	37.8	50.4	50.4	63.0	81.9	103.7	129.6
in sandy gravel	kN/m	22.5	34.3	34.3	46.5	46.5	59.7	79.7	98.9	126.0
in gravel	kN/m	21.8	33.2	33.2	45.4	45.4	58.1	77.6	97.2	123.7
at 120 years design life										
in clay, silt or sand	kN/m	21.8	34.8	34.8	46.4	46.4	58.1	75.5	95.5	119.4
in sandy gravel	kN/m	20.7	31.6	31.6	42.9	42.9	55.0	73.4	91.2	116.1
in gravel	kN/m	20.1	30.6	30.6	41.8	41.8	53.6	71.5	89.6	114.0
Nominal roll width	m	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
Nominal roll length	m	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Estimated roll weight (+/- 10%)	kg	132	129	176	160	249	189	244	310	374

(Sumber: PT. Tetrasa Geosinindo).

4.1.1 Analisis Saringan

Tanah pasir yang merupakan bahan utama dalam penelitian ini diberikan beberapa perlakuan. Salah satunya ialah analisis gradasi butiran untuk mengetahui karakteristiknya.

Tujuan dari analisis gradasi butiran ialah untuk menyortir gradasi agregat halus dan kasar dari tanah pasir. Alat yang digunakan untuk melakukan penyortiran adalah seperangkat saringan dan sieve shaker. Dari analisis butiran diperoleh data sebagaimana pada Gambar 4.2 berikut ini.



Gambar 4.2 Grafik Analisis Saringan

Dari data hasil analisa saringan dapat diketahui bahwa pasir yang lolos pada saringan nomor 200 sebesar 1,377%. Dengan hasil seperti yang tertera pada grafik diatas maka tanah digolongkan sebagai tanah berbutir kasar dengan persentase tertahan saringan nomor 200 adalah lebih dari 50%. Kemudian jumlah persentase tertahan saringan no.4 kurang dari 50% yaitu 5,44% sehingga dapat diklasifikasikan kedalam jenis tanah pasir. Penggolongan selanjutnya akan dilakukan sebagai berikut:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6 \dots\dots\dots (4-1)$$

$$1 \leq Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \leq 3 \dots\dots\dots (4-2)$$

Apabila tanah memenuhi persamaan 4-1 dan 4-2 maka, tanah akan tergolong pada tanah pasir SW (*Well Graded Sand*) namun bila tidak memenuhi kedua persamaan tersebut maka tanah tergolong tanah pasir SP (*Poorly Graded Sand*). Dari Gambar 4.2 didapatkan:

- D₆₀ = 1,2
- D₃₀ = 0,57
- D₁₀ = 0,32

Maka:

$$Cu = \frac{(1,2)}{0,32} = 3,75 < 6 \qquad Cc = \frac{(0,57)^2}{0,32 \times 1,2} = 0,76$$

Dengan hasil Cu yang kurang dari 6 sementara nilai Cc tidak berada diantara 1 dan 3 maka tanah pasir dapat digolongkan berjenis SP (*Poorly Graded Sand*) atau pasir dengan gradasi yang buruk, pasir yang berkerikil, atau pasir yang sedikit sekali sampai bahkan tidak memiliki butiran halus.



4.1.2 Analisis *Specific Gravity*

Specific Gravity adalah perbandingan antara berat butiran tanah terhadap berat air dengan isi yang sama pada suhu tertentu. Pengujian *Spesifik Gravity* dilakukan untuk menentukan berat jenis tanah lolos ayakan nomor 4 dengan picnometer.

Nilai *Specific Gravity* dapat dicari dengan persamaan 4-3 :

$$SG = \frac{W_s}{W_s - W_1 + W_2} \dots \dots \dots (4-3)$$

Dengan,

SG = *Specific Gravity*

W_s = berat tanah kering

W₁ = berat labu ukur + air + tanah

W₂ = berat labu ukur + air

Hasil pengujian *Spesifik Gravity* diperoleh sebesar 2,644 seperti yang terlihat pada Tabel 4.2 berikut ini.

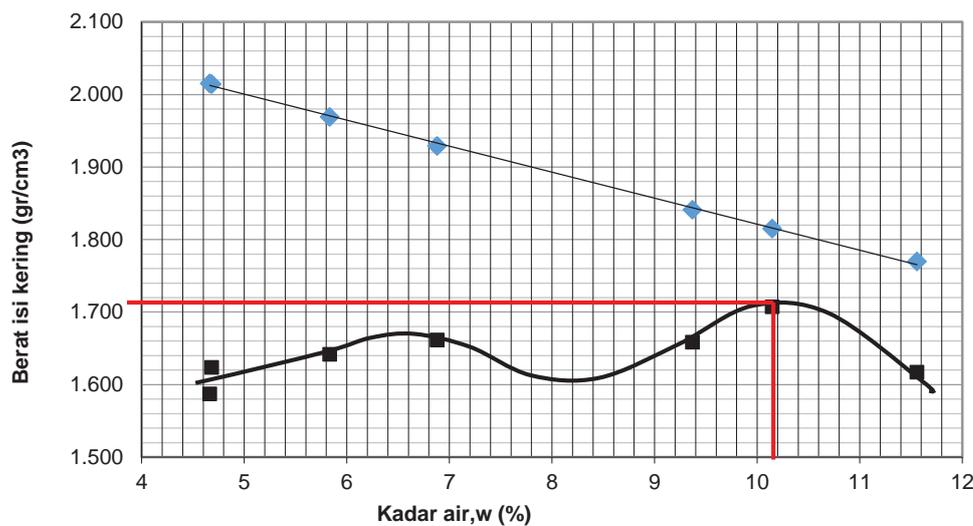
Tabel 4.2
Rata-rata *Specific Gravity* Pasir

Labu ukur	A	B	C
Berat jenis	2,628	2,661	2,644
Berat jenis rata-rata	2,644		

4.1.3 Analisis Kepadatan Tanah (*Compaction*)

a. Kepadatan Tanah Standar di Laboratorium (*Proctor Test*)

Pengujian kepadatan standar (*compaction*) bertujuan untuk menentukan hubungan antara kadar air dengan kepadatan tanah yang dinyatakan dalam berat isi kering. Pengujian dilakukan dengan memadatkan tanah didalam mold berdiameter 15,4 cm dengan tinggi 11,3, menggunakan proktor standar dengan berat 2,5 kg. Tinggi jatuh untuk pemadatan standar ialah sebesar 30,48 cm (12 inch) dengan jumlah tumbukan sebanyak 56 kali disetiap lapisannya. Uji pemadatan ini mengacu pada ASTM D-698-70 metode B. Dari hasil pengujian tersebut, didapatkan nilai berat isi kering (γ_d) maksimum sebesar 1,725 gr/cm³ dengan kadar air optimum (OMC) sebesar 10,20 %. Grafik pengujian tersebut ditunjukkan dalam Gambar 4.3 berikut.



Gambar 4.3 Grafik Pemadatan Standar

Dari pengujian pemadatan laboratorium juga didapatkan nilai berat isi basah yang dapat dijadikan acuan dalam penelitian pada model nantinya. Didapatkan nilai berat isi basah yang diperoleh adalah $1,90 \text{ gr/cm}^3$.

b. Kepadatan Tanah Model

Kepadatan tanah model (γ_{Lap}) digunakan karena saat percobaan sulit untuk mencapai kepadatan maksimum seperti yang didapatkan pada percobaan di laboratorium. Berat isi yang digunakan untuk mengetahui kepadatan tanah model adalah berat isi basah. Penggunaan berat isi basah digunakan sebagai kontrol sehingga tidak perlu menggu tanah selesai di oven untuk mengetahui kepadatannya. Namun berat isi kering tetap digunakan untuk kontrol setelah tanah selesai di oven. Berat isi yang digunakan pada penelitian ini adalah 85% dari kepadatan optimum. Adapun nilai berat isi basah yang digunakan untuk kepadatan model adalah $1,613 \text{ gr/cm}^3$.

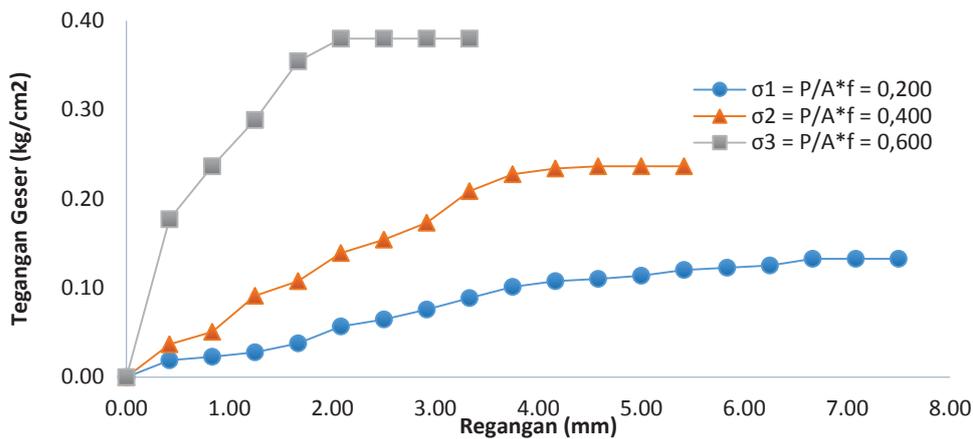


Gambar 4.4 Metode pengambilan kepadatan model.

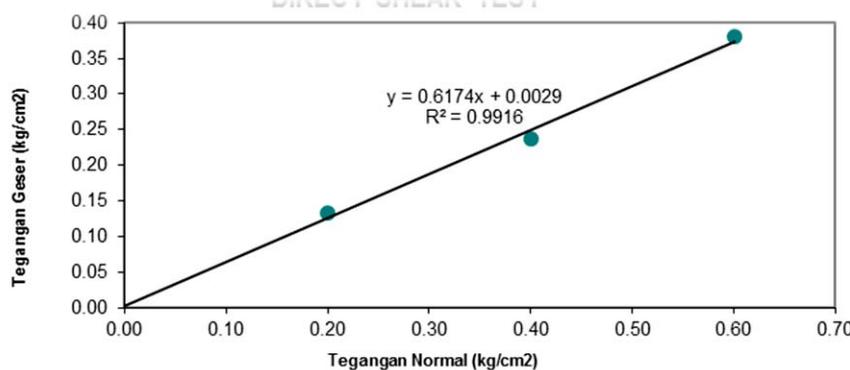
Permodelan tanah pasir dibagi menjadi 7 lapisan dengan tinggi masing-masing lapisan sebesar 10 cm. Tiap lapisan dipadatkan dengan cara menggilas tanah menggunakan silinder beton seberat 11,28 kg dan tinggi 30 cm hingga mencapai ketinggian target yaitu 10 cm. Setelah dicapai ketinggian 10 cm, kemudian dilakukan pengujian kepadatan menggunakan density ring untuk mengontrol agar kepadatan sesuai dengan kepadatan rencana.

4.1.4 Analisis Kuat Geser Langsung

Pengujian geser langsung dilakukan untuk mendapatkan parameter kuat geser tanah, yaitu nilai kohesi tanah (c) serta nilai sudut geser dalam tanah (ϕ). Hasil pengujian ini disajikan dalam grafik hubungan antara tegangan normal (σ) dan tegangan geser maksimum (τ). Dari grafik tersebut didapatkan nilai kohesi tanah serta nilai sudut geser tanah dengan menghubungkan ketiga titik yang diperoleh dengan garis linear sehingga membentuk garis lurus yang memotong sumbu vertikal pada nilai kohesi (c) dan memotong sumbu horizontal dengan membentuk sebuah sudut yang merupakan sudut geser dalam tanah (ϕ). Berdasarkan pengujian yang telah dilakukan diperoleh nilai sudut geser tanah (ϕ) sebesar $31,691^\circ$ dan nilai kohesi (c) sebesar $0,0029 \text{ kg/cm}^2$. Grafik hasil pengujian direct shear disajikan pada Gambar 4.5 berikut ini.



(a)



(b)

Gambar 4.5 Grafik Hasil Pengujian *Direct Shear* (a) Grafik hubungan tegangan geser-regangan, (b) Grafik hubungan tegangan geser-tegangan normal

4.2 Hasil Pengujian Kepadatan dan Kadar Air Model Tes

Model tes yang digunakan pada penelitian ini terdiri dari dua jenis, yaitu model tes tanpa perkuatan dan model tes dengan perkuatan. Perlakuan antara perkuatan dan tanpa perkuatan disamakan.

4.2.1 Model Tes Tanpa Perkuatan

Pengujian pondasi pada pasir lepas (SP) tanpa perkuatan ditujukan untuk mengetahui besar peningkatan dibandingkan dengan pengujian pasir dengan perkuatan geogrid. Perlakuan yang digunakan sama dengan pomodelan pondasi dengan perkuatan. Kepadatan tanah pasir yang digunakan adalah RC 85% menggunakan pondasi 12x12, 12x18 dan 12x24 cm dengan kedalaman pondasi (D_f) adalah 0,6B.

Tabel 4.3

Hasil uji kadar air dan kepadatan model tes tanpa perkuatan

No.	Kedalaman Pondasi (Df)	Panjang Pondasi (L)	Berat Isi Basah (γ_w) (gr/cm ³)	Berat Isi Basah (γ_d) (gr/cm ³)
1		1.0B	1.615	1.473
2	0.6B	1.5B	1.621	1.474
3		2.0B	1.593	1.448

4.2.2 Model Tes dengan Perkuatan

Pengujian pondasi pada tanah pasir dengan perkuatan geogrid dilakukan sebanyak 9 kali sesuai dengan jenis varable bebas yang diteliti. Pada penelitian ini digunakan variable bebas berupa panjang pondasi (L) dan jarak antar lapis geogrid (h). Setiap variabel bebas memiliki 3 sample untuk dilakukan pengujian diantaranya:

- L = 1,0B; 1,5B; dan 2,0B
- h = 0,2B; 0,25B; dan 0,3B

Selain variabel bebas, variabel kontrol yang digunakan adalah jumlah lapis geogrid (n) sebanyak 3 lapis, kedalaman pondasi (Df) sebesar 0,6B, serta jarak lapis teratas geogrid terhadap dasar pondasi (u) sebesar 0,3B. Dari hasil pengujian didapatkan kadar air serta kepadatan sample adalah seperti pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4

Hasil uji kadar air dan kepadatan model tes dengan perkuatan

No.	Panjang Pondasi (L)	Jarak Antar Geogrid (h)	Berat Isi Basah (γ_w) (gr/cm ³)	Berat Isi Basah (γ_d) (gr/cm ³)
1		0.20B	1.637	1.477
2	1.0B	0.25B	1.625	1.462
3		0.30B	1.617	1.462
4		0.20B	1.638	1.466
5	1.5B	0.25B	1.635	1.474
6		0.30B	1.623	1.481
7		0.20B	1.615	1.468
8	2.0B	0.25B	1.616	1.477
9		0.30B	1.615	1.473

4.3 Hasil Pengujian Daya Dukung Tanah Pasir Tanpa Perkuatan

4.3.1 Daya Dukung Metode Teoritik

Selain melakukan pengujian langsung di laboratorium, ada cara pendekatan perhitungan secara teoritis pada tanah pasir tanpa perkuatan. Untuk mendapatkan prakiraan dasar nilai daya dukung tersebut maka digunakan metode Meyerhof serta Hansen dan Vesic. Nilai daya dukung yang didapatkan secara teoritis ditunjukkan pada Tabel 4.5 berikut

Tabel 4.5
Nilai daya dukung tanah tanpa perkuatan secara teoritik

Kedalaman Pondasi (cm)	Panjang Pondasi (cm)	Metode	q_u (kN/m ²)
7.2	12	Meyerhoff	67.776
		Hansen	57.896
		Vesic	65.946
	18	Meyerhoff	62.271
		Hansen	55.116
		Vesic	69.667
24	Meyerhoff	59.519	
	Hansen	53.726	
	Vesic	71.528	

4.3.2 Daya Dukung Hasil Eksperimen

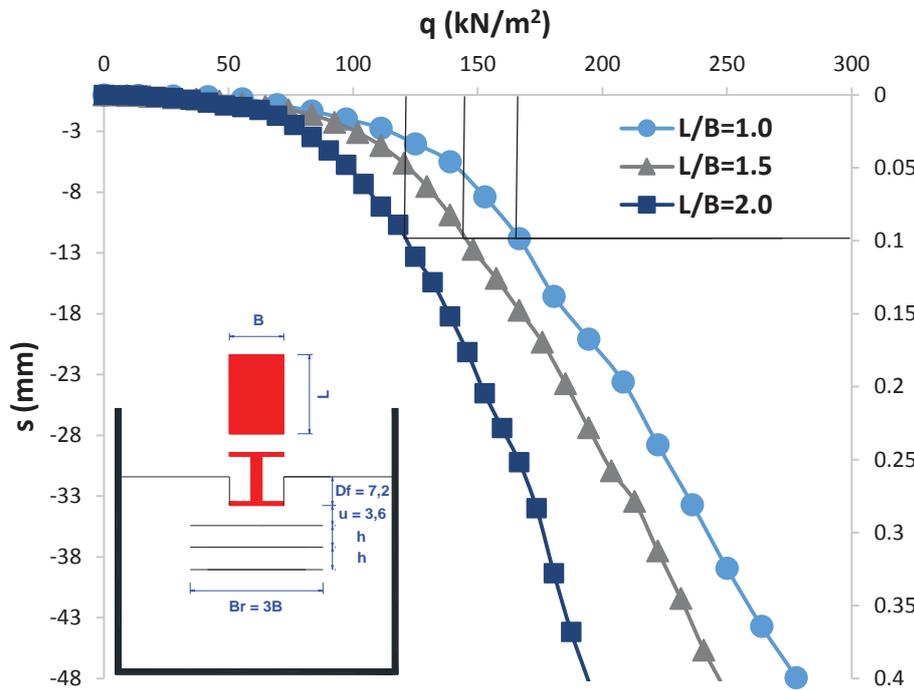
Salah satu hal yang ingin dicapai dalam penelitian ini ialah untuk mengetahui daya dukung maksimum yang dapat terjadi pada permodelan tanah. Dari uji pembebanan yang dilakukan pada permodelan pasir tanpa perkuatan, diperoleh hasil daya dukung seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.6 berikut.

Tabel 4.6
Daya dukung tanah tanpa perkuatan berdasarkan hasil ekspeimen

Kedalaman Pondasi (cm)	Panjang Pondasi (cm)	Beban (kg)	q_u (kN/m ²)
7.2	12	240.74	167.181
	18	314.965	145.817
	24	350.038	121.541

Dari percobaan pembebanan yang dilakukan pada model tanah pasir tanpa perkuatan didapatkan hasil pembacaan terhadap daya dukung dan penurunan yang terjadi. Hasil

pembacaan daya dukung dan penurunan yang terjadi, disajikan pada grafik hubungan antara daya dukung dan penurunan pada Gambar 4.6 berikut ini.

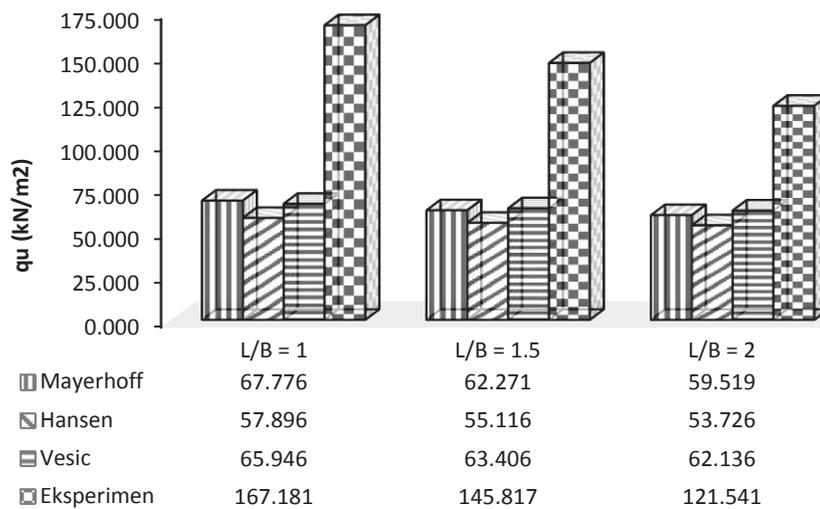


Gambar 4.6 Grafik tegangan-penurunan untuk model eksperimen dengan variasi panjang pondasi (Tanpa perkuatan; $D_f/B=0,6$).

Dari Gambar 4.6 didapatkan bahwa terjadi penurunan nilai tegangan dengan bertambahnya panjang pondasi. Hal ini sesuai dengan teori daya dukung Vesic yang menyatakan bahwa peningkatan rasio panjang pondasi akan menurunkan nilai daya dukung tanah.

4.3.3 Analisis Perbedaan Daya Dukung Tanah Secara Teoritik dan Eksperimen

Melalui beberapa hasil eksperimen yang telah dilakukan maka didapatkan bahwa nilai daya dukung hasil eksperimen lebih besar dibandingkan dengan perhitungan daya dukung secara teoritik seperti yang ditampilkan pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7 Perbandingan nilai daya dukung secara teoritik dan hasil eksperimen

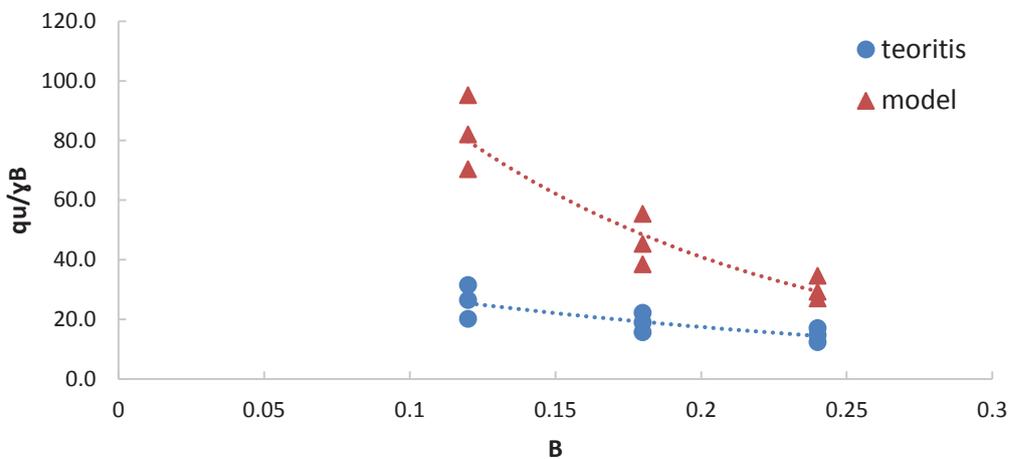
4.3.4 Efek Skala Model terhadap Daya Dukung Teoritik

Perbedaan nilai daya dukung (*Bearing Capacity*) yang cukup besar antara model uji dengan teoritis dipengaruhi karena adanya faktor skala. Apabila digunakan nilai daya dukung tanah model dengan daya dukung tanah teoritis jelas terdapat perbedaan yang cukup besar pada keduanya. Oleh karena itu digunakan pembanding lain seperti lebar pondasi dan kepadatan pondasi sehingga mengetahui pengaruh keduanya terhadap perbesaran daya dukung tanah pada skala model.

Tabel 4.7 Perbandingan nilai teoritis dengan nilai model tes

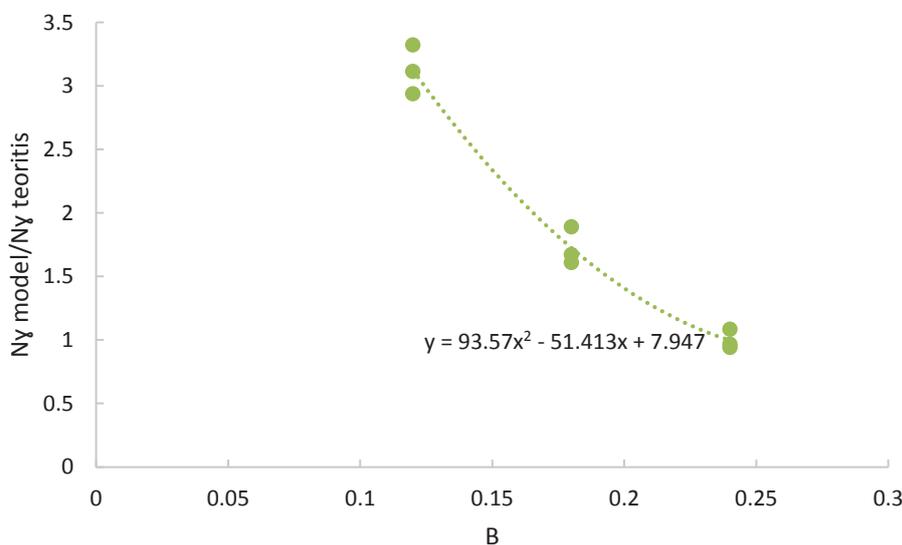
B (m)	Df (m)	qu model (kN/m ²)	qu teoritis (kN/m ²)	Ny Teoritis	Ny Model	qu/yB Teoritis	qu/yB Model	Perbesaran
0,12	0,036	123,48	35.371	28,836	84,713	20,161	70,383	2,937
0,12	0,054	144,07	46.600	28,836	89,817	26,562	82,119	3,114
0,12	0,072	167,18	55.388	28,836	95,791	31,571	95,292	3,321
0,18	0,036	101,27	41.412	28,836	46,393	15,737	38,482	1,608
0,18	0,054	119,21	49.977	28,836	48,225	18,991	45,299	1,672
0,18	0,072	145,82	58.541	28,836	54,543	22,246	55,411	1,891
0,24	0,036	94,74	43.395	28,836	31,284	12,368	27,001	1,084
0,24	0,054	102,63	51.602	28,836	27,137	14,707	29,249	0,941
0,24	0,072	121,54	59.809	28,836	27,861	17,045	34,639	0,966





Gambar 4.8 Perbandingan nilai $qu/\gamma B$ antara model dengan metode teoritis Mayerhoff

Pada Gambar 4.8 diketahui bahwa terdapat perbedaan yang signifikan antara teoritis dengan model, dimana nilai $qu/\gamma B$ pada skala model lebih besar dibandingkan dengan teoritis. Perbesaran yang terjadi antara skala model terhadap teoritis hampir mencapai 3 kali lipat seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.9. Namun dengan semakin bertambahnya lebar pondasi perbedaan antara nilai teoritis dan skala model menjadi lebih kecil.



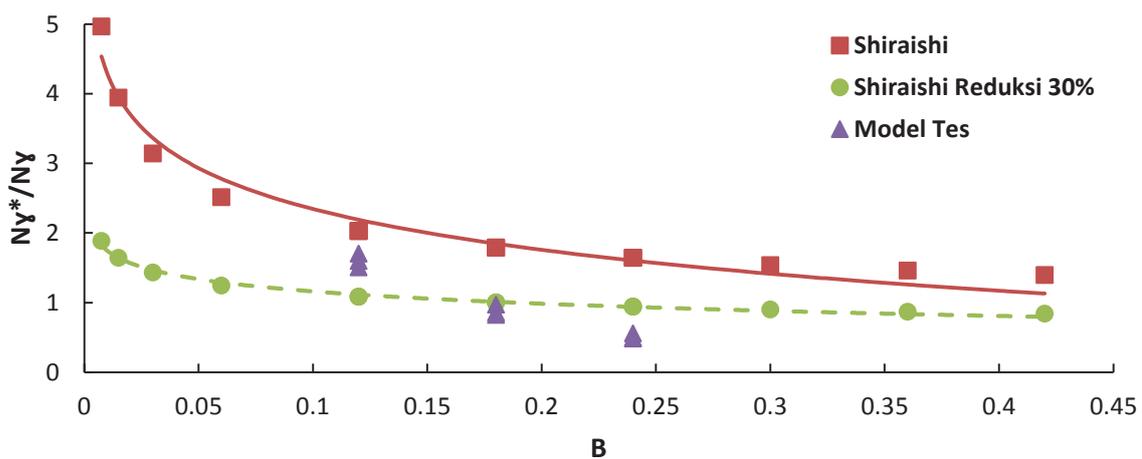
Gambar 4.9 Perbandingan besar nilai daya dukung skala model dengan teoritis (Mayerhoff) pada lebar pondasi yang berbeda beda

Pada jurnal Cerato dan Lutenegger (2007) digunakan metode modifikasi shiraisi untuk merubah dari skala prototipe ke skala model.

Tabel 4.8
Perhitungan nilai N_{γ}^* berdasarkan teori Shiraishi

B (m)	qu (kN/m ²)	Ny hitung mundur	Ny Terzhagi	Ny*/Ny shiraishi	Ny*/Ny reduksi	Ny*/Ny
0,12	123,48	84,713	28,836	2,027	1,084	1,507
0,12	144,07	89,817				1,598
0,12	167,18	95,791				1,704
0,18	101,27	46,393		1,792	1,000	0,825
0,18	119,21	48,225				0,858
0,18	145,82	54,543				0,971
0,24	94,74	31,284		1,644	0,944	0,556
0,24	102,63	27,137				0,483
0,24	121,54	27,861				0,496

Perbandingan Modifikasi Shiraishi (1990) dengan Model Tes



Gambar 4.10 Grafik hubungan N_{γ}^*/N_{γ} -B modifikasi Shiraishi (1990) dan model tes

Dari Gambar 4.10 didapatkan bahwa pada pondasi dengan lebar 0,12 m berada diantara 2 persamaan Shiraishi, sementara pondasi dengan lebar 0,18 dan 0,24 m berada di bawah dari garis persamaan modifikasi Shiraishi. Hal ini dapat disebabkan oleh perbedaan sudut geser tanah mengingat Shiraishi menggunakan dasar penelitian pada sudut geser tanah sebesar 41-44°, juga akibat panjang pondasi pada model dengan lebar pondasi 0,18 dan 0,24 m yang memiliki panjang yang konstan (0,12 m) dimana bentuk pondasi tidak konstan berbentuk persegi melainkan berubah menjadi persegi panjang.

4.4 Hasil Pengujian Daya Dukung Tanah Pasir dengan Perkuatan

Hasil pengujian yang akan dijelaskan berupa daya dukung tanah dengan perkuatan berdasarkan variabel bebas yang telah ditentukan. Adapaun variabel bebas yang digunakan adalah jarak antar geogrid (h) yaitu $0,2B$; $0,25B$; dan $0,3B$, dan panjang pondasi (L) yaitu $1,0B$; $1,5B$; dan $2,0B$.

Dalam penelitian ini dilakukan pengujian pondasi pada tanah pasir dengan perkuatan geogrid. Geogrid yang digunakan adalah Miragrid GX 40/40. Dari hasil penelitian yang dilakukan didapatkan nilai daya dukung tanah yang dapat diterima oleh tanah pasir dengan perkuatan. Seperti pada tanah pasir tanpa perkuatan, daya dukung untuk tanah pasir dengan perkuatan geogrid diambil pada kondisi $0,1$ dari rasio penurunan pondasi dengan lebar pondasi, dimana lebar pondasi adalah 12 cm. Daya dukung pada tanah pasir dengan variabel bebas jarak antar geogrid (h), dan panjang pondasi (L) dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9

Daya dukung ultimit tanah pasir dengan perkuatan geogrid hasil eksperimen

No	Panjang Pondasi (L)	Jarak Antar Geogrid (h)	Beban (kg)	q_u (kN/m^2)
1	1B	0,2B	584.407	405.838
2		0,25B	552.893	383.953
3		0,3B	473.908	329.103
4	1,5B	0,2B	736.176	340.822
5		0,25B	672.308	311.254
6		0,3B	598.305	276.993
7	2B	0,2B	775.155	269.151
8		0,25B	673.716	233.929
9		0,3B	610.991	212.150

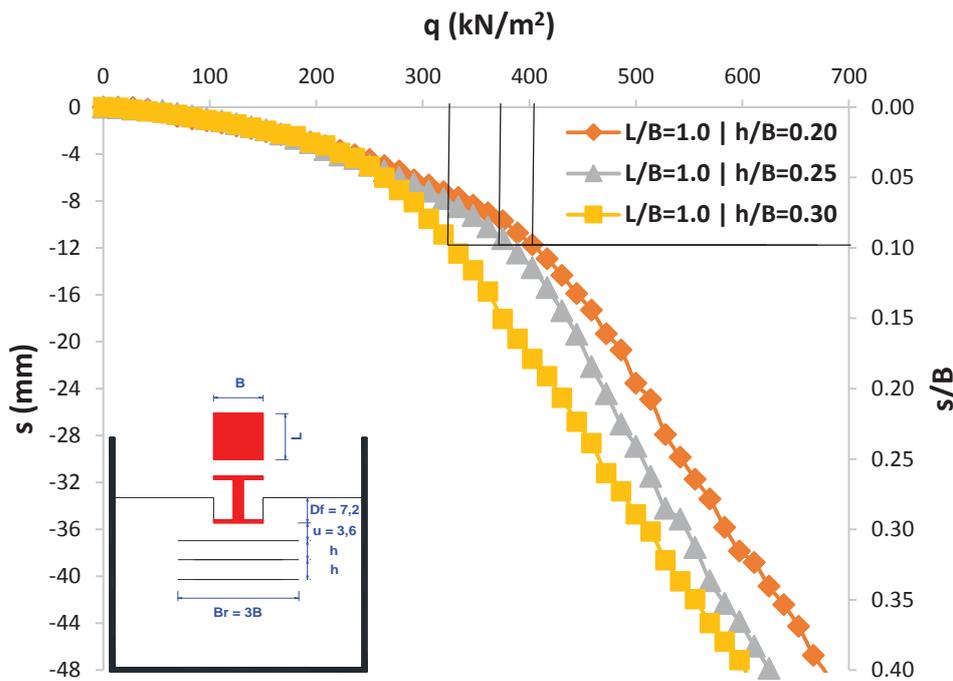
4.4.1 Analisis Daya Dukung Tanah Pasir dengan Perkuatan Akibat Variasi Jarak

Antar Lapis Geogrid

Variasi jarak antar lapis geogrid (h) merupakan salah satu faktor yang berpengaruh dalam daya dukung tanah pasir dengan perkuatan geogrid. Pada penelitian ini nilai panjang pondasi yang digunakan adalah $0,2B$; $0,25B$; dan $0,3B$, dan diharapkan didapatkan nilai daya dukung maksimum dengan variasi panjang tersebut.

a. Analisis Penurunan Pondasi pada Panjang Pondasi (L) = $1B$

Berdasarkan hasil pembebanan yang dilakukan pada permodelan tanah pasir di laboratorium dengan rasio panjang pondasi (L/B) sebesar 1, diperoleh hasil penurunan serta daya dukung yang beragam. Hasil penurunan dan daya dukung yang terjadi pada permodelan tanah pasir di tampilkan pada grafik hubungan antara tegangan dan penurunan pada Gambar 4.11 berikut ini

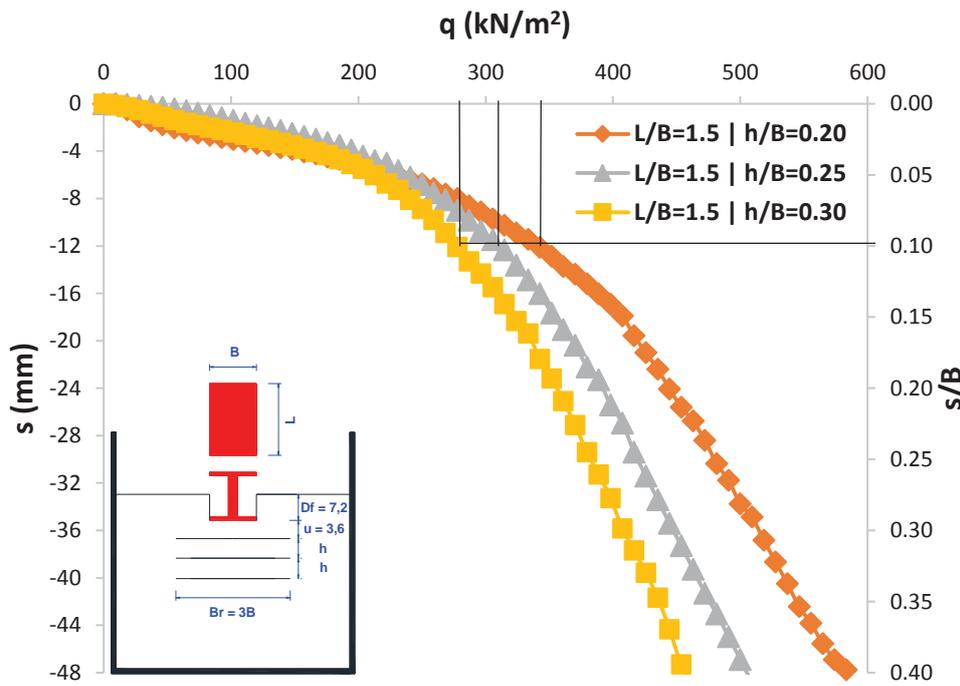


Gambar 4.11 Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi jarak antar geogrid (Dengan perkuatan; $L/B=1$; $u/B=0,3$; $D_f/B=0,6$).

Berdasarkan grafik hubungan tegangan dan penurunan pada Gambar 4.11 diatas, dapat dilihat bahwa pola yang terjadi tidaklah konstan. Jika ditinjau pada saat persentase penurunan terhadap lebar pondasi (s/B) sebesar 10%, maka dapat diketahui bahwa dengan rasio $h/B = 0,2$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $405,838 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan pada rasio $h/B = 0,25$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $383,953 \text{ kN/m}^2$. Sementara pada saat rasio $h/B = 0,3$ nilai daya dukung pada tanah sebesar $329,103 \text{ kN/m}^2$. Dari nilai daya dukung pada tiap variasi nilai h tersebut didapatkan bahwa daya dukung yang paling besar berada pada saat jarak antar lapis geogrid sebesar $0,2B$, kemudian selanjutnya $0,25B$, dan $0,3B$.

b. Analisis Penurunan Pondasi pada Panjang Pondasi (L) = 1,5B

Berdasarkan hasil pembebanan yang dilakukan pada permodelan tanah pasir di laboratorium dengan rasio panjang pondasi (L/B) sebesar 1,5, diperoleh hasil penurunan serta daya dukung yang beragam. Hasil penurunan dan daya dukung yang terjadi pada permodelan tanah pasir di tampilan pada grafik hubungan antara tegangan dan penurunan pada Gambar 4.12 berikut ini



Gambar 4.12 Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi jarak antar geogrid (Dengan perkuatan; $L/B=1,5$; $u/B=0,3$; $D_f/B=0,6$).

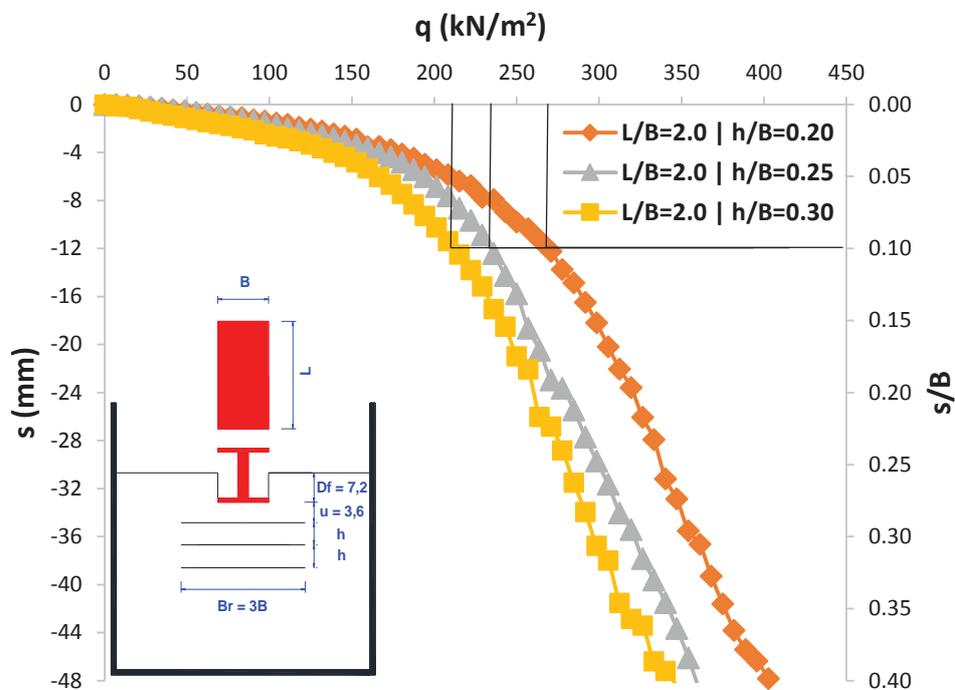
Berdasarkan grafik hubungan tegangan dan penurunan pada Gambar 4.12 diatas, dapat dilihat bahwa pola yang terjadi tidaklah konstan. Jika ditinjau pada saat persentase penurunan terhadap lebar pondasi (s/B) sebesar 10%, maka dapat diketahui bahwa dengan rasio $h/B = 0,2$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar 340,822 kN/m². Sedangkan pada rasio $h/B = 0,25$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar 311,254 kN/m². Sementara pada saat rasio $h/B = 0,3$ nilai daya dukung pada tanah sebesar 276,993 kN/m². Dari nilai daya dukung pada tiap variasi nilai h tersebut didapatkan bahwa daya dukung yang paling besar berada pada saat jarak antar lapis geogrid sebesar $0,2B$, kemudian selanjutnya $0,25B$, dan $0,3B$. Pada sampel $L/B = 1,5$ dan $h/B = 0,2$ terjadi peningkatan penurunan pada awal pembebanan, hal ini bisa terjadi akibat kegagalan tarik dari tanah pasir yang berada diantara lapisan geogrid. Hal ini diperkuat oleh penelitian yang dilakukan oleh Taha dan Altalhe



(2013) yang melakukan penelitian dengan melakukan variasi jumlah lapis perkuatan hingga 3 lapis, didapatkan bahwa terjadi peningkatan daya dukung dengan penambahan jumlah lapis geogrid namun terjadi peningkatan penurunan di awal pembebanan pada sampel dengan tiga lapis geogrid yang diakibatkan kegagalan tarik dari tanah diantara lapisan perkuatan.

c. Analisis Penurunan Pondasi pada Panjang Pondasi (L) = 2B

Berdasarkan hasil pembebanan yang dilakukan pada permodelan tanah pasir di laboratorium dengan rasio panjang pondasi (L/B) sebesar 2, diperoleh hasil penurunan serta daya dukung yang beragam. Hasil penurunan dan daya dukung yang terjadi pada permodelan tanah pasir di tampilkan pada grafik hubungan antara tegangan dan penurunan pada Gambar 4.13 berikut ini



Gambar 4.13 Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi jarak antar geogrid (Dengan perkuatan; $L/B=2$; $u/B=0,3$; $D_f/B=0,6$).

Berdasarkan grafik hubungan tegangan dan penurunan pada Gambar 4.13 diatas, dapat dilihat bahwa pola yang terjadi tidaklah konstan. Jika ditinjau pada saat persentase penurunan terhadap lebar pondasi (s/B) sebesar 10%, maka dapat diketahui bahwa dengan rasio $h/B = 0,2$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $269,151 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan pada rasio $h/B = 0,25$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $233,929 \text{ kN/m}^2$. Sementara pada saat rasio $h/B = 0,3$ nilai daya dukung pada tanah sebesar $212,150 \text{ kN/m}^2$. Dari nilai daya dukung pada tiap variasi nilai h tersebut didapatkan bahwa daya dukung yang paling besar



berada pada saat jarak antar lapis geogrid sebesar 0,2B, kemudian selanjutnya 0,25B, dan 0,3B.

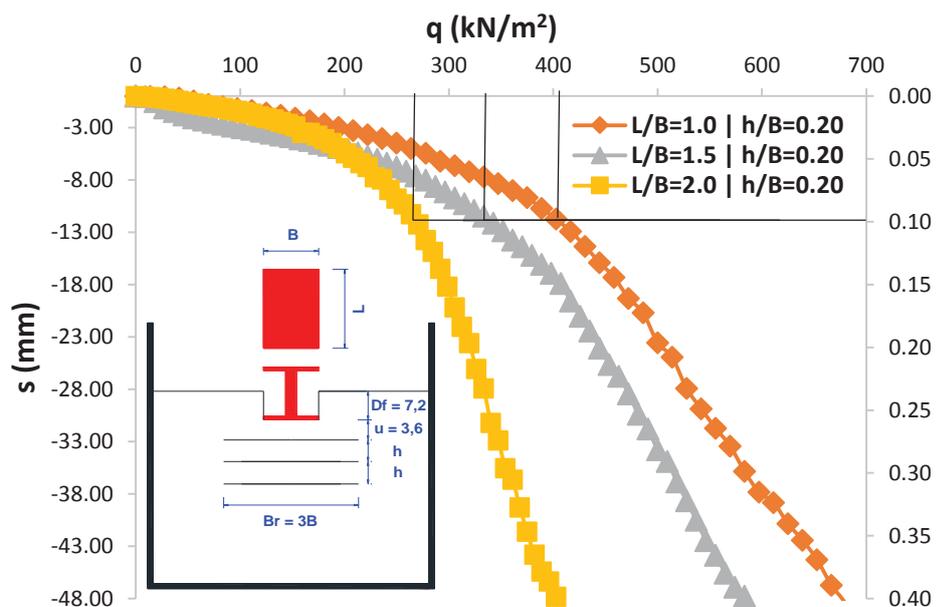
Dari ketiga jenis pondasi, didapatkan nilai daya dukung terbesar berada pada nilai jarak antar lapis geogrid (h) terkecil yang disebabkan oleh semakin besarnya sudut distribusi tegangan pada lapisan geogrid, sehingga lapisan tanah menerima tegangan yang lebih kecil dengan semakin kecilnya jarak antar lapis geogrid. Hal tersebut didukung oleh teori Huang dan Menq (1997) sudut distribusi tegangan ($\tan a = 0.68 - 2.071h/B + 0.743CR + 0.031/B + 0.076N$) yang semakin berkurang dengan bertambahnya jarak antar lapis perkuatan.

4.4.2 Analisis Daya Dukung Tanah Pasir dengan Perkuatan Akibat Variasi Panjang Pondasi

Variasi panjang pondasi (L) merupakan salah satu faktor yang berpengaruh dalam daya dukung tanah pasir dengan perkuatan geogrid. Pada penelitian ini nilai panjang pondasi yang digunakan adalah 1B; 1,5B; dan 2B.

a. Analisis Penurunan Pondasi pada Jarak Antar Lapis Geogrid (h) = 0,2B

Berdasarkan hasil pembebanan yang dilakukan pada permodelan tanah pasir di laboratorium dengan rasio jarak antar lapis geogrid (h/B) sebesar 0,2, diperoleh hasil penurunan serta daya dukung yang beragam. Hasil penurunan dan daya dukung yang terjadi pada permodelan tanah pasir di ditampilkan pada grafik hubungan antara tegangan dan penurunan pada Gambar 4.14 berikut ini

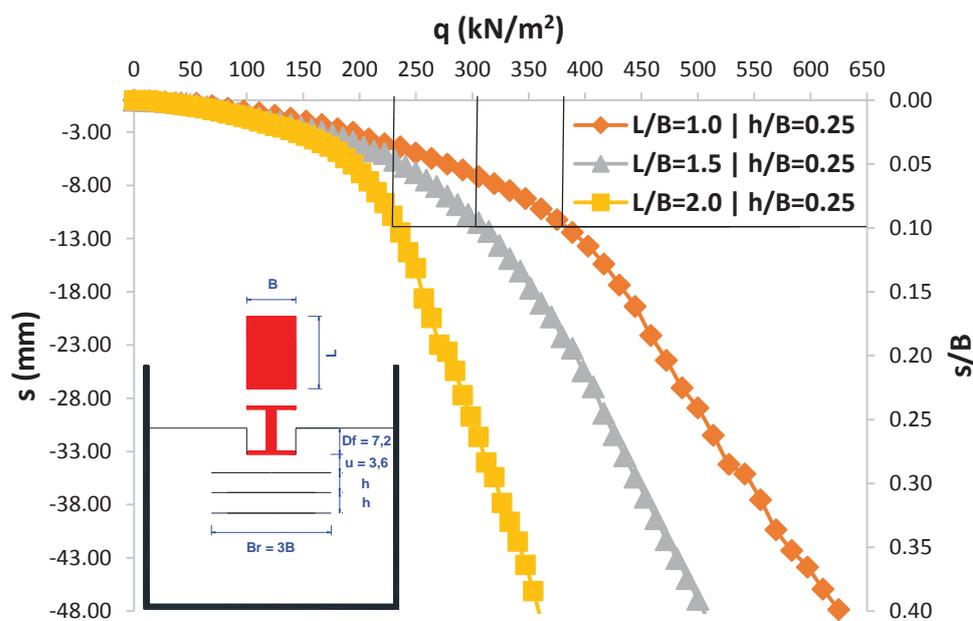


Gambar 4.14 Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi panjang pondasi (Dengan perkuatan; $h/B=0,2$; $u/B=0,3$; $D_f/B=0,6$).

Berdasarkan grafik hubungan tegangan dan penurunan pada Gambar 4.14 diatas dapat diketahui bahwa dengan rasio $L/B = 1$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $405,838 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan pada rasio $L/B = 1,5$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $340,822 \text{ kN/m}^2$. Sementara pada saat rasio $L/B = 2$ nilai daya dukung pada tanah sebesar $269,151 \text{ kN/m}^2$. Dari nilai daya dukung pada tiap variasi nilai L tersebut didapatkan bahwa daya dukung yang paling besar berada pada saat panjang pondasi sebesar $1B$, kemudian $1,5B$, dan $2B$. Pada sampel $L/B = 1,5$ dan $h/B = 0,2$ terjadi peningkatan penurunan pada awal pembebanan, hal ini bisa terjadi akibat kegagalan tarik dari tanah pasir yang berada diantara lapisan georid. Hal ini diperkuat oleh penelitian yang dilakukan oleh Taha dan Altalhe (2013) yang melakukan penelitian dengan melakukan variasi jumlah lapis perkuatan hingga 3 lapis, didapatkan bahwa terjadi peningkatan daya dukung dengan penambahan jumlah lapis geogrid namun terjadi peningkatan penurunan di awal pembebanan pada sampel dengan tiga lapis geogrid yang diakibatkan kegagalan tarik dari tanah diantara lapisan perkuatan.

b. Analisis Penurunan Pondasi pada Jarak Antar Lapis Geogrid (h) = 0,25B

Berdasarkan hasil pembebanan yang dilakukan pada permodelan tanah pasir di laboratorium dengan rasio jarak antar lapis geogrid (h/B) sebesar 0,25. Hasil penurunan dan daya dukung yang terjadi pada permodelan tanah pasir di tampilkan pada grafik hubungan antara tegangan dan penurunan pada Gambar 4.15 berikut ini

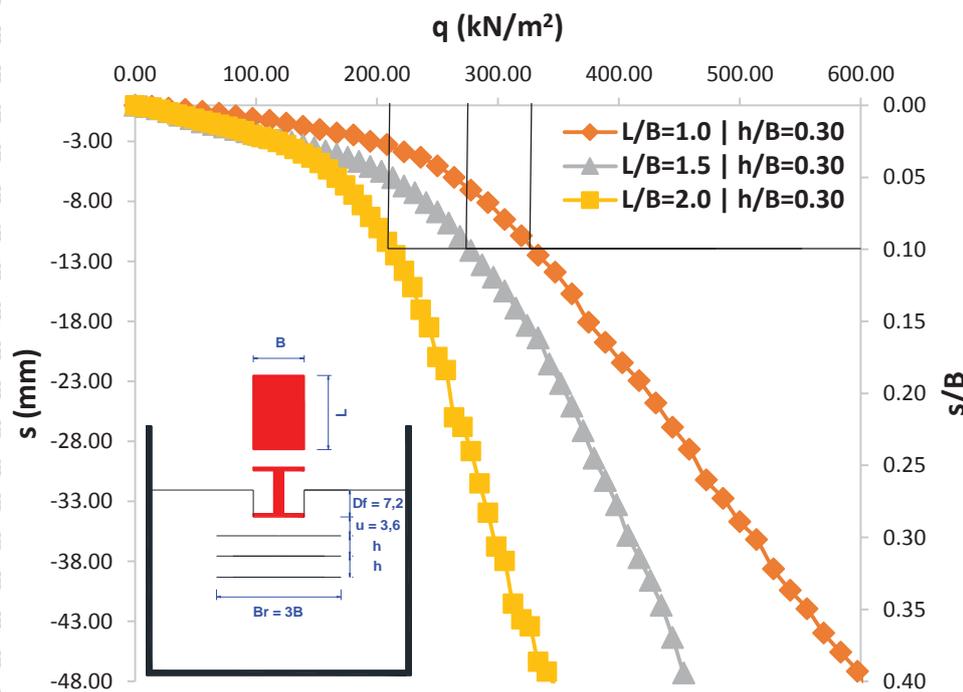


Gambar 4.15 Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi panjang pondasi (Dengan perkuatan; $h/B=0,25$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$).

Berdasarkan grafik hubungan tegangan dan penurunan pada Gambar 4.15 diatas, dapat dilihat bahwa pola yang terjadi tidaklah konstan. Jika ditinjau pada saat persentase penurunan terhadap lebar pondasi (s/B) sebesar 10%, maka dapat diketahui bahwa dengan rasio $L/B = 1$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $383,953 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan pada rasio $L/B = 1,5$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $311,254 \text{ kN/m}^2$. Sementara pada saat rasio $L/B = 2$ nilai daya dukung pada tanah sebesar $233,929 \text{ kN/m}^2$. Dari nilai daya dukung pada tiap variasi nilai L tersebut didapatkan bahwa daya dukung yang paling besar berada pada saat panjang pondasi sebesar $1B$, kemudian $1,5B$, dan $2B$.

c. Analisis Penurunan Pondasi pada Jarak Antar Lapis Geogrid (h) = $0,3B$

Berdasarkan hasil pembebanan yang dilakukan pada permodelan tanah pasir di laboratorium dengan rasio jarak antar lapis geogrid (h/B) sebesar $0,3$, diperoleh hasil penurunan serta daya dukung yang beragam. Hasil penurunan dan daya dukung yang terjadi pada permodelan tanah pasir di tampilkan pada grafik hubungan antara tegangan dan penurunan pada Gambar 4.16 berikut ini



Gambar 4.16 Grafik tegangan-penurunan pengujian model eksperimen dengan variasi panjang pondasi (Dengan perkuatan; $h/B=0,3$; $u/B=0,3$; $Df/B=0,6$)

Berdasarkan grafik hubungan tegangan dan penurunan pada Gambar 4.16 diatas, dapat dilihat bahwa pola yang terjadi tidaklah konstan. Jika ditinjau pada saat persentase penurunan terhadap lebar pondasi (s/B) sebesar 10%, maka dapat diketahui bahwa dengan

rasio $L/B = 1$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $329,103 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan pada rasio $L/B = 1,5$ didapatkan nilai daya dukung tanah sebesar $276,993 \text{ kN/m}^2$. Sementara pada saat rasio $L/B = 2$ nilai daya dukung pada tanah sebesar $212,150 \text{ kN/m}^2$. Dari nilai daya dukung pada tiap variasi nilai L tersebut didapatkan bahwa daya dukung yang paling besar berada pada saat panjang pondasi sebesar $1B$, kemudian $1,5B$, dan $2B$.

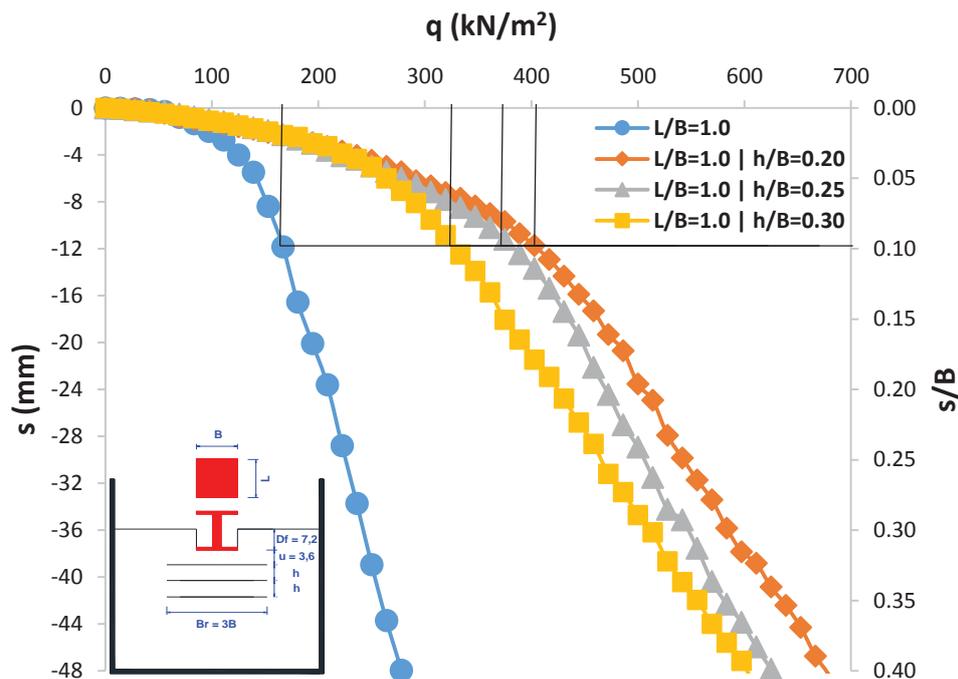
Dari ketiga jenis pondasi, didapatkan nilai daya dukung terbesar berada pada nilai panjang pondasi (L) terkecil (sama dengan lebar pondasi). Hal tersebut didukung oleh teori daya dukung Vesic ($q_u = c \cdot N_c \cdot f_{cs} \cdot f_{cd} \cdot f_{ci} + q \cdot N_q \cdot f_{qs} \cdot f_{qd} \cdot f_{qi} + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot f_{ys} \cdot f_{yd} \cdot f_{yi}$) dimana faktor bentuk ($f_{cs} = 1 + (B/L)(N_q/N_c)$ dan $f_{qs} = 1 + (B/L) \tan \phi$) memberikan nilai pengali daya dukung lebih kecil dengan meningkatnya nilai panjang pondasi (L).

4.5 Analisis Perbandingan Antara Daya Dukung Tanah Pasir Tanpa Perkuatan dan Dengan Perkuatan Georid

Grafik hubungan penurunan dan tegangan yang dialami oleh pondasi pada pasir tanpa perkuatan dan pasir menggunakan perkuatan georid ditujukan untuk mengetahui dan peningkatan daya dukung pada tanah pasir.

4.5.1 Peningkatan Daya Dukung Dengan Variasi Jarak Antar Lapis Georid Pada Panjang Pondasi (L) = $1B$

Berdasarkan hasil pembebanan yang dilakukan pada permodelan tanah pasir di laboratorium dengan rasio panjang pondasi (L/B) sebesar 1, diperoleh hasil penurunan serta tegangan yang beragam dan menunjukkan peningkatan daya dukung. Hasil peningkatan tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.17 berikut ini.

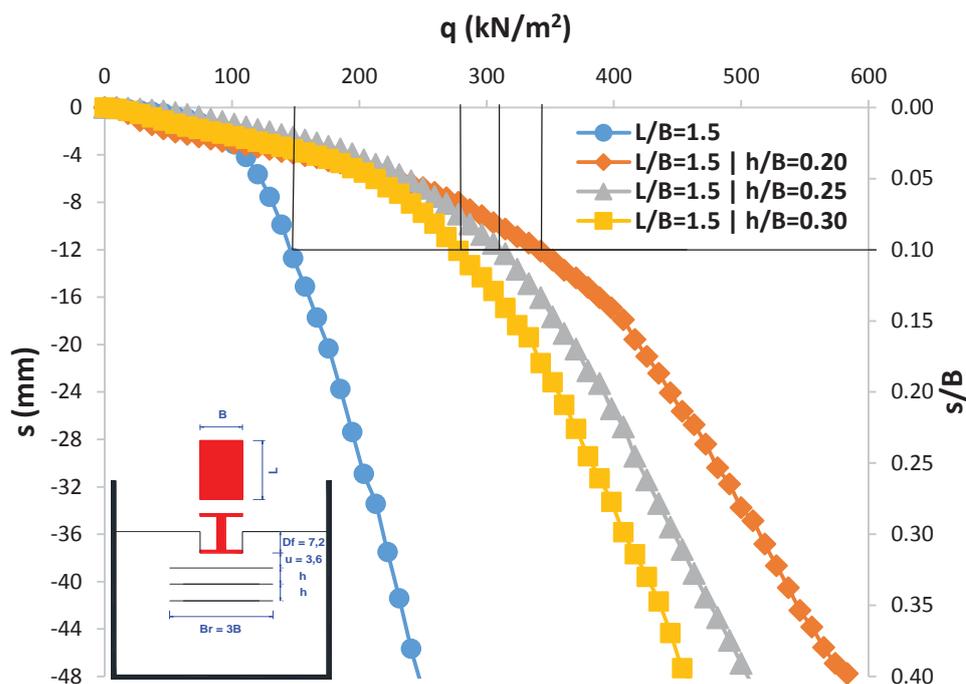


Gambar 4.17 Grafik perbandingan tegangan-penurunan pengujian model eksperimen tanpa perkuatan dan dengan perkuatan ($L/B=1$; $u/B=0,3$; $D_f/B=0,6$)

Berdasarkan grafik hubungan tegangan dan penurunan pada Gambar 4.17 diatas, dapat diketahui bahwa terjadi peningkatan daya dukung dengan diterapkannya perkuatan geogrid. Nilai peningkatan tersebut juga bervariasi berdasarkan nilai jarak antar lapis geogrid yang diterapkan pada model eksperimen. Nilai peningkatan daya dukung pada saat jarak antar lapis geogrid (h) sebesar $0,2B$ adalah 2,428 kali lipat, lalu pada saat h sebesar $0,25B$ adalah 2,297 kali lipat dan pada saat h sebesar $0,3B$ adalah 1,969 kali lipat dari nilai daya dukung model eksperimen dengan panjang pondasi (L) sebesar $1B$ tanpa adanya perkuatan geogrid.

4.5.2 Peningkatan Daya Dukung Dengan Variasi Jarak Antar Lapis Geogrid Pada Panjang Pondasi (L) = $1,5 B$

Berdasarkan hasil pembebanan yang dilakukan pada permodelan tanah pasir di laboratorium dengan rasio panjang pondasi (L/B) sebesar $1,5$, diperoleh hasil penurunan serta tegangan yang beragam dan menunjukkan peningkatan daya dukung. Hasil peningkatan tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.18 berikut ini

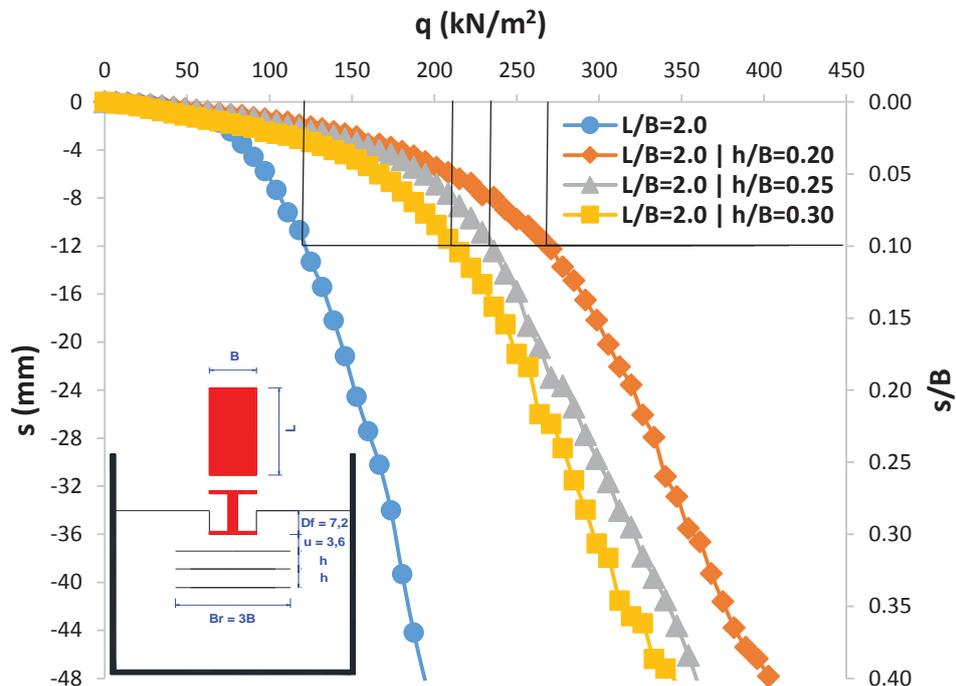


Gambar 4.18 Grafik perbandingan tegangan-penurunan pengujian model eksperimen tanpa perkuatan dan dengan perkuatan ($L/B=1,5$; $u/B=0,3$; $D_f/B=0,6$)

Berdasarkan grafik hubungan tegangan dan penurunan pada Gambar 4.18 diatas, dapat diketahui bahwa terjadi peningkatan daya dukung dengan diterapkannya perkuatan geogrid. Nilai peningkatan tersebut juga bervariasi berdasarkan nilai jarak antar lapis geogrid yang diterapkan pada model eksperimen. Nilai peningkatan daya dukung pada saat jarak antar lapis geogrid (h) sebesar $0,2B$ adalah 2,337 kali lipat, lalu pada saat h sebesar $0,25B$ adalah 2,135 kali lipat dan pada saat h sebesar $0,3B$ adalah 1,9 kali lipat dari nilai daya dukung model eksperimen dengan panjang pondasi (L) sebesar $1,5B$ tanpa adanya perkuatan geogrid.

4.5.3 Peningkatan Daya Dukung Dengan Variasi Jarak Antar Lapis Geogrid Pada Panjang Pondasi (L) = 2 B

Berdasarkan hasil pembebanan yang dilakukan pada permodelan tanah pasir di laboratorium dengan rasio panjang pondasi (L/B) sebesar 1 dengan kondisi kedalaman adalah 7,2 cm, jarak lapis pertama geogrid dari dasar pondasi adalah 3,6 cm dan jumlah lapis geogrid berjumlah 3 lapis, diperoleh hasil penurunan serta tegangan yang beragam dan menunjukkan peningkatan daya dukung. Hasil peningkatan tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.19 berikut ini



Gambar 4.19 Grafik perbandingan tegangan-penurunan pengujian model eksperimen tanpa perkuatan dan dengan perkuatan ($L/B=2$; $u/B=0,3$; $D_f/B=0,6$)

Berdasarkan grafik hubungan tegangan dan penurunan pada Gambar 4.19 diatas, dapat diketahui bahwa terjadi peningkatan daya dukung dengan diterapkannya perkuatan geogrid. Nilai peningkatan tersebut juga bervariasi berdasarkan nilai jarak antar lapis geogrid yang diterapkan pada model eksperimen. Nilai peningkatan daya dukung pada saat jarak antar lapis geogrid (h) sebesar $0,2B$ adalah 2,214 kali lipat, lalu pada saat h sebesar $0,25B$ adalah 1,927 kali lipat dan pada saat h sebesar $0,3B$ adalah 1,745 kali lipat dari nilai daya dukung model eksperimen dengan panjang pondasi (L) sebesar $2B$ tanpa adanya perkuatan geogrid.

4.6 Analisis Bearing Capacity Ratio (BCR)

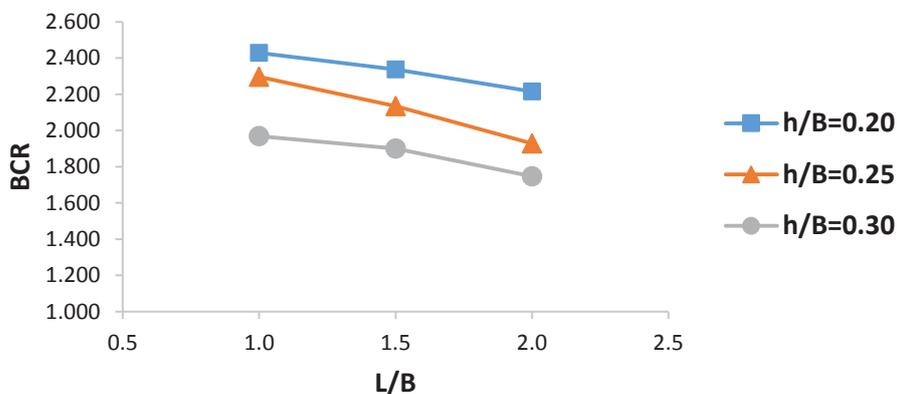
Bearing Capacity Ratio (BCR) merupakan perbandingan daya dukung antara tanah pasir dengan perkuatan geogrid terhadap tanah pasir tanpa perkuatan. Nilai BCR yang digunakan dalam penelitian ini adalah nilai BCR pada nilai penurunan tertentu. Nilai penurunan yang digunakan adalah nilai penurunan izin dikarenakan adanya *residual strenght* seperti yang telah dijelaskan sebelumnya. Sehingga nilai BCR didapatkan melalui pondasi pada tanah saat mengalami penurunan 10% dari lebar pondasi. Berdasarkan hasil pengujian yang telah dilakukan didapatkan nilai BCR yang ditampilkan dalam Tabel 4.10 berikut.

Tabel 4.10
Nilai Peningkatan Daya Dukung/BCR

No	Panjang Pondasi (L)	qu Tanpa Perkuatan (kN/m ²)	Jarak Antar Geogrid (h)	qu dengan Perkuatan (kN/m ²)	BCR
1			0,2B	405.838	2.428
2	1B	167.181	0,25B	383.953	2.297
3			0,3B	329.103	1.969
4			0,2B	340.822	2.337
5	1,5B	145.817	0,25B	311.254	2.135
6			0,3B	276.993	1.900
7			0,2B	269.151	2.214
8	2B	121.541	0,25B	234.268	1.927
9			0,3B	212.150	1.745

4.6.1 Analisis BCR dengan Variasi Jarak Antar Lapis Geogrid

Berdasarkan hasil pengujian didapatkan nilai BCR yang bervariasi berdasarkan variasi jarak antar lapis geogrid (h). Variasi nilai BCR tersebut ditampilkan oleh grafik perubahan nilai BCR pada variasi yang berbeda-beda pada Gambar 4.20 berikut

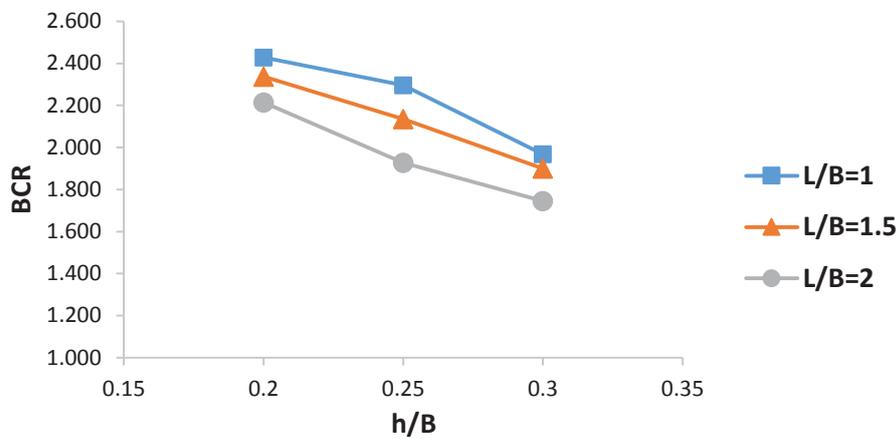


Gambar 4.20 Grafik hubungan BCR-L/B pada variasi nilai h/B

Berdasarkan grafik nilai BCR yang ditampilkan pada Gambar 4.20, dapat diketahui bahwa nilai BCR paling besar berada pada nilai jarak antar lapis geogrid (h) sebesar 0,2B dengan nilai BCR sebesar 2,428 untuk $L/B = 1$; 2,337 untuk $L/B = 1,5$; dan 2,214 untuk $L/B = 2$. Dari grafik tersebut juga didapatkan nilai BCR akan semakin berkurang seiring dengan bertambahnya nilai jarak antar lapis geogrid.

4.6.2 Analisis BCR dengan Variasi Panjang Pondasi

Berdasarkan hasil pengujian didapatkan nilai BCR yang bervariasi berdasarkan variasi panjang pondasi (L). Variasi nilai BCR tersebut ditampilkan oleh grafik perubahan nilai BCR pada variasi yang berbeda-beda pada Gambar 4.21 berikut



Gambar 4.21 Grafik hubungan BCR-h/B pada variasi nilai L/B

Berdasarkan grafik nilai BCR yang ditampilkan pada Gambar 4.21, dapat diketahui bahwa nilai BCR paling besar berada pada nilai panjang pondasi (L) sebesar 1B untuk semua jenis variasi jarak antar lapis geogrid yaitu 2,428 untuk $h/B = 0,2$; 2,297 untuk $h/B = 0,25$ dan 1,969 untuk $h/B = 0,3$. Dari grafik tersebut juga didapatkan bahwa nilai BCR akan semakin berkurang seiring dengan bertambahnya nilai panjang pondasi.

4.6.3 Analisis Perubahan BCR Akibat Perubahan Nilai Variabel

Berdasarkan nilai BCR yang ada dilakukan analisis perbedaan nilai BCR pada variabel yang sama dengan nilai yang berbeda

Tabel 4.11

Selisih peningkatan daya dukung (BCR) pada variabel h

Variabel	Perubahan	Selisih peningkatan		
		L/B = 1	L/B = 1,5	L/B = 2
h/B	0.2-0.25	5.70%	9.50%	14.89%
	0.25-0.3	16.67%	12.37%	10.43%

Tabel 4.12

Selisih peningkatan daya dukung (BCR) pada variabel L

Variabel	Perubahan	Selisih peningkatan		
		h/B = 0,2	h/B = 0,25	h/B = 0,3
L/B	1-1,5	3.86%	3.63%	10.74%
	1,5-2	7.59%	5.55%	8.83%



Dari Tabel 4.11 dan 4.12 didapatkan bahwa selisih peningkatan dari penerapan variabel jarak antar lapis geogrid (h) dan panjang pondasi (L) yang memiliki nilai paling besar adalah penerapan variabel jarak antar lapis geogrid (h) dengan perubahan dari nilai h/B sebesar 0,3 menjadi 0,25 dengan selisih nilai peningkatan sebesar 16,67% dari nilai BCR pada h/B sebesar 0,3.



(halaman kosong)



BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan dengan variasi jarak antar lapis geogrid dan panjang pondasi dengan 3 lapis geogrid; rasio $u/B=0,3$; rasio $Df/B =0,6$ dan $B=12$ cm terhadap daya dukung tanah pasir, maka diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Daya dukung tanah pasir dengan perkuatan geogrid meningkat dengan nilai peningkatan maksimum sebesar 2,428 kali lipat untuk panjang pondasi 12cm (1B), 2,337 kali lipat untuk panjang pondasi 18cm (1,5B) dan 2,214 kali lipat untuk panjang pondasi 24cm (2B) jika dibandingkan dengan pondasi pada tanah pasir tanpa perkuatan geogrid.
2. Pada variasi rasio jarak antar lapis geogrid (h/B), nilai daya dukung tanah pasir mengalami peningkatan maksimum pada nilai $h/B = 0,2$ yang menghasilkan daya dukung sebesar $405,838 \text{ kN/m}^2$. Nilai tersebut merupakan peningkatan 2,428 kali lipat dari nilai daya dukung tanah pasir tanpa perkuatan sebesar $167,181 \text{ kN/m}^2$.
3. Pada variasi rasio panjang pondasi (L/B), nilai daya dukung tanah pasir mengalami peningkatan maksimum pada nilai $L/B = 1$ yang menghasilkan daya dukung sebesar $405,838 \text{ kN/m}^2$. Nilai tersebut merupakan peningkatan 2,428 kali lipat dari nilai daya dukung tanah pasir tanpa perkuatan sebesar $167,181 \text{ kN/m}^2$. (Daya dukung maksimum ini terjadi pada benda uji yang sama ketika variasi rasio jarak antar lapis geogrid (h) mencapai daya dukung maksimum dengan h/B sebesar 0,2).
4. Didapatkan variabel yang memberikan perubahan peningkatan nilai daya dukung (BCR) yang lebih dominan adalah variabel jarak antar lapis geogrid (h) pada perubahan nilai h/B sebesar 0,3 menjadi 0,25 dengan selisih nilai BCR sebesar 16,67%.

5.2 Saran

Pada penelitian ini membutuhkan ketelitian, waktu yang cukup, dan metode pelaksanaan yang baik untuk tercapainya kesempurnaan dalam hasil penelitian. Oleh karena itu, ada beberapa saran untuk penelitian selanjutnya yang sejenis antara lain sebagai berikut:

1. Dalam melakukan permodelan perlu dilakukan peninjauan terhadap alat, bahan dan efek skala apabila terjadi perbedaan hasil terhadap analisa teoritis dan penelitian sebelumnya.

2. Untuk pembebanan menggunakan pompa hidrolik diharapkan adanya perubahan beban yang konstan ketika memompa agar setiap sampel memiliki pola penurunan yang sama.
3. Metode pemadatan yang sesuai sangat diperlukan. Kepadatan sampel uji yang dilakukan per lapis memungkinkan perbedaan kepadatan pada tiap lapis.
4. Kekuatan Dasar box yang terbuat dari plat besi harus dikontrol agar tidak mengalami lendutan saat diberikan beban pasir, ataupun saat sampel dilakukan pengujian pembebanan.
5. Kondisi profil WF pada box uji yang menyangga pompa hidrolik harus dikontrol stabilitasnya agar tidak terjadi kemiringan atau lendutan yang mungkin terjadi selama pembebanan. Hal ini perlu dilakukan agar pembebanan tidak mengalami eksentrisitas.



DAFTAR PUSTAKA

ASTM C-136 Standard test method for Sieve analysis of fine and coarse aggregate, Annual Books of ASTM Standards, USA, 2002.

ASTM D-698 Standard test method for Laboratory Compaction Characteristic using Standard Effort, Annual Books of ASTM Standards, USA, 2002.

ASTM D-854 Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer, Annual Books of ASTM Standards, USA, 2002.

ASTM D-3080 Standard test method direct shear test of soils under consolidated drained conditions, USA, 2002.

Alam, S. (2014) "Bearing Capacity of Rectangular Footing Resting Over Geogrid Reinforced Sand Under Eccentric Loading", A Thesis. National Institute of Technology Rourkela.

Bowles, J.E. 1993. *Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*. Jakarta: Erlangga.

Brinch Hansen, J. 1970. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Copenhagen : Danish Geotechnical Institute Bulletin No. 28, DGI.

Chen, Q. (2007) "An Experimental Study on Characteristics and Behavior of Reinforced Soil Foundation", A Dissertation. Louisiana State University.

Craig, R.F. 1989. *Mekanika Tanah Edisi Keempat*. Jakarta : Erlangga.

Direktorat Jendral Bina Marga. 2009. *Modul Pelatihan Geosintetik*. Jakarta: Direktorat Jendral Bina Marga.

Direktorat Jendral Bina Marga. 2009. *Perencanaan dan Pelaksanaan Perkuatanan Tanah Dengan Geosintetik*. Jakarta: Direktorat Jendral Bina Marga.

80
Dinas Pekerjaan Umum. 2009. *Modul Pelatihan Geosintetik Volume 1: Klasifikasi dan Fungsi Geosintetik*. Jakarta : Dinas Pekerjaan Umum.

Ghazavi, M., & Mirzaeifar, H. (2010) "Bearing Capacity of Multi-Edge Shallow Foundations on Geogrid-Reinforced Sand", 600, 1-9.

Ghazavi, M., Lavasan, A.A. (2008) "Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics", *Geotextiles and Geomembranes* 26 (5), 404-415.

Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Fondasi 1 Edisi Ketiga*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Hardiyatmo, H.C. 2011. *Analisis dan Perancangan Fondasi I*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Hussin D. James .(2006). *The Foundation Engineering Handbook*.

Koerner, R.M., 1984, *Construction and Geotechnical Method in Foundation Engineering*, McGraw-Hill.

Marto, Aminaton et al. 2013. An Experimental Study On Characteristics And Behavior Of Reinforced Soil Foundation. *EJGE*. Vol. 18 [2013].

Meyerhof, G.G. (1955). Influence of Roughness of base and Ground-Water conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations, *Geotechnique* 5:227-242.

Meyerhof, G.G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, pp. 16-26.

NYSDOT Geotechnical .(2013). *Geotechnical Design Manual Chapter 14 Ground Improvement Technology*.

Omar, M.T, Das, B.M, Puri, V.K. and Yen, S.C. (1993) "Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement", *Canadian Geotechnical Journal*, 30, pp. 545 ~549.

Patra CR, Das MB, dan Shin EC. 2005. Ultimate Bearing Capacity Of Eccentrically Loaded Strip Foundation On Sand Reinforce With Geogrid. Makalah dalam *Symposium in Tsunami Reconstruction with Geosynthetics*. National Institute of Technology, Bangkok, 8-9 Desember 2005.

Shin, E.C. and Das, B.M., (2000). Experimental Study of Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid Reinforced Sand. *Geosynthetics International*, Vol. 7, No. 1, pp. 59-71.

Shin, E.C., Das, B.M., Lee, E.S., and Atalar, C., 2002. "Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand." *Geotechnical and Geological Engineering*, 20, pp. 169-180.

Taha and Altalhe, (2013). Numerical and Experimental Evaluation of Bearing Capacity Factor N_g of Strip Footing on Sand Slopes. *International Journal of Physical Science* Vol. 8 (36), pp 1807-1823.

Tiwari S. K., Kumawat N. K., (2014), "Recent Development in Ground Improvement Techniques – A Review". *International Journal of Recent Development in Engineering and Technology*, Vol. 2, Issue 3, March 2014.

Vesic, A.S. 1963. Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundation in Sand. Proc. Symp. On Bearing Capacity and Settlement of Foundation, Duke University.

Vesic, A.S., 1975. *Foundation Engineering Handbook*. Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold, pp. 121-147.

Yetimoglu, T., Wu, J.T.H., Saglamer, A., (1994), "Bearing capacity of rectangular footings on geogridreinforced sand", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 120 (12), pp. 2083–2099.

(halaman kosong)

