

PERPUSTAKAAN FTSP UII

HADIAN/BELI

TGL. TERIMA : 13-3-03

NO. JUDUL : 000347

NO. INV. : 5120000347001

NO. BUK. :

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG TANAH PASIR PADA FONDASI TELAPAK DENGAN METODE PENDEKATAN *RELATIVE DENSITY*

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia
Untuk Memenuhi Sebagian Persyaratan Memperoleh
Derajat Sarjana Teknik Sipil



MILIK PERPUSTAKAAN
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN UII YOGYAKARTA

Oleh:

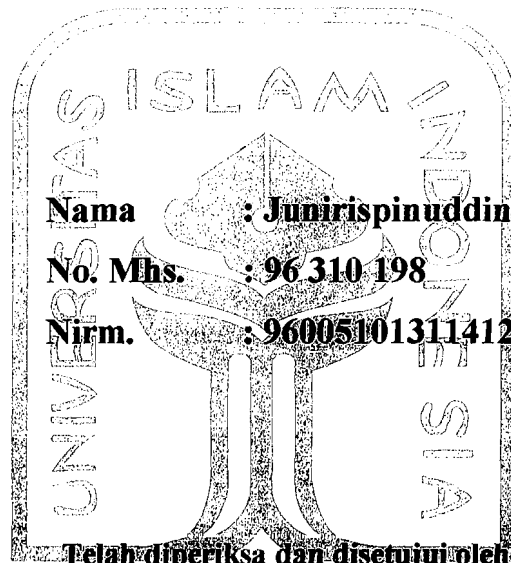
Nama : Junirispinuddin Serunting

No. Mhs. : 96 310 198

Nirm : 960051013114120173

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2002

TUGAS AKHIR
ANALISIS KAPASITAS DUKUNG TANAH PASIR
PADA FONDASI TELAPAK
DENGAN METODE PENDEKATAN
RELATIVE DENSITY



Nama : Junirispinuddin Serunting

No. Mhs. : 96 310 198

Nirm. : 960051013114120173

Telah diperiksa dan disetujui oleh:

Dr. Ir. Edy Purwanto, DEA.

Dosen Pembimbing I

Tanggal:

2-01-2003

Ir. Akhmad Marzuko, MT.

Dosen Pembimbing II

Tanggal:

2-1-2003

PERSEMBAHAN

Tugas Akhir ini kupersembahkan untuk kekasih abadi yang tak pernah pilih kasih dan yang tak pernah berkurang sayang-Nya. Dialah **Allah Swt.** Yang telah mencurahkan *Rahman* dan *Rahim*-Nya pada diriku dengan menciptakan mahluk-Nya:

1. **Djamaluddin** dan **Rosmawaty** yang dari sperma dan sel telur mereka aku terlahir ke dunia ini untuk mencari cinta-Nya.
2. **Nila Zahara Nur Astanti** yang semoga dengan izin-Nya kami diridhai untuk bersatu dalam mencari cinta-Nya yang *Agung* dan *Kekal*.

SEMOGA ENKALU MERIDHOI DAN MENGIRINGI SETIAP DESAHAN
NAFASKU.....

Amin!

MOTTO

“..... Boleh jadi kamu membenci sesuatu, padahal ia amat baik bagimu dan boleh jadi kamu menyukai sesuatu, padahal ia amat buruk bagimu.....”

[Q.S. Al- Baqarah (2) : 216]

“Allah tidak membebani seseorang melainkan sesuai dengan kesanggupannya....”

[Q.S. Al-Baqarah (2) : 286]

“Kamu adalah umat yang terbaik yang dilahirkan untuk manusia.....”

[Q.S. Ali Imran (3) : 110]

“Janganlah kamu bersikap lemah dan janganlah kamu bersedih hati, padahal kamulah orang-orang yang paling tinggi (derajatnya).....”

[Q.S. Ali Imran (3) : 139]

“.....Adakah sama orang-orang yang mengetahui dengan yang tidak mengetahui? Sesungguhnya orang yang berakallah yang dapat menerima pelajaran”

[Q.S. Az-zumar (39) : 9]

KATA PENGANTAR



Assalamu' alaikum Wr.Wb

Puji syukur kehadirat Allah SWT, atas segala rahmat dan karunia-Nya, sehingga penyusun berhasil menyelesaikan tugas akhir ini.

Tugas akhir ini sesuai dengan kurikulum yang ada di lingkungan Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta yang merupakan salah satu syarat dalam menempuh jenjang kesarjanaan Strata I.

Selama melaksanakan tugas akhir dan menyusun laporannya, penyusun telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini penyusun menyampaikan terima kasih kepada:

1. Bapak Ir. H. Widodo, MSCE, PhD., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. H. Munadhir, M.S., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak Dr. Ir. Edy Purwanto, DEA, selaku Dosen pembimbing I.
4. Bapak Ir. Akhmad Marzuko, M.T. selaku Dosen Pembimbing II.

5. Bapak Ir. H. Ibnu Sudarmadji, M.S. selaku Dosen Penguji.
6. Bapak dan Mamah tercinta di Serang, atas Do'a, kesabaran serta dorongan yang telah diberikan kepada ananda selama ini.
7. Adik-adikku tersayang Okta Saripudin Serunting, Rini Astuti, Denny Susanto Serunting dan Syinta Pitriyani.
8. Sahabat sejatiku Nila Zahara Nur Astanti, atas motivasi, doa, dukungan dan cintamu.
9. Indah, Esti dan Banon yang sudah bersedia menerjemahkan literatur yang kupakai.
10. Agus dan olin yang sudah sudi meminjamkan komputernya.
11. Aziz "Bedul" yang sudah setia jadi rival dulu-duluan kelar TA.
12. Bapak Pangadi sekeluarga dan temen-temen kos ku di Wisma jus yang udah pada nyerewetin aku.
13. Ibu Iriyanti sekeluarga, makasih atas ceramah-ceramahnya.
14. Temen-temen ustadz/ustadzah TPA Al-Mu'awwanah Nila, Ana Irham, Taufiq, Esthi, Fina dan Agus. Thank's a lot atas do'a dan dukungannya, semoga Allah merahmati kalian.
15. Adik-adik santriwan-santriwati TPA Al-Mu'awwanah Degolan yang udah do'ain mas Jun, semoga kalian menjadi anak yang sholehi dan sholehah.

Pada akhirnya segala daya upaya serta kemampuan telah penyusun curahkan sepenuhnya demi terselesaikannya laporan tugas akhir ini, namun

semua ini tidak terlepas dari segala kekurangan yang ada. Oleh karena itu penyusun sangat mengharapkan saran dan kritik yang sifatnya membangun demi kebaikan laporan ini. Semoga semua amal sholeh diterima oleh Allah SWT dan laporan tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Wabillahittauftiq wal hidayah

Wassalaamu'alaikum Wr.Wb

Yogyakarta, November 2002

Junirispinuddin Serunting

DAFTAR ISI

Halaman Judul		
Halaman Pengesahan		
Halaman Persembahan		
Motto		
Kata Pengantar	i	
Daftar Isi	iv	
Daftar Gambar	vii	
Daftar Tabel	viii	
Daftar Lampiran	ix	
Daftar Notasi	x	
Abstraksi	xii	
BAB I	PENDAHULUAN	
1.1	Latar Belakang	1
1.2	Rumusan Masalah	2
1.3	Tujuan Penelitian	2
1.4	Manfaat Penelitian	3
1.5	Batasan Penelitian	4

BAB II	TINJAUAN PUSTAKA	5
BAB III	LANDASAN TEORI	
	3.1 Pendahuluan	12
	3.1.1 <i>Peak strength</i> dan <i>dilatancy</i>	12
	3.1.2 Perbedaan ϕ'_{crit} dan ϕ'_{peak}	19
	3.2 Metoda daya dukung Terzaghi	21
	3.3 Daya dukung dengan pendekatan <i>relative density</i>	27
	3.3.1 Hubungan <i>Strength</i> dan <i>dilatancy</i> pada pasir dalam hubungannya dengan daya dukung	27
	3.3.2 Studi Pasir	30
	3.3.3 Pendekatan <i>relative density</i> untuk daya dukung	37
	3.3.4 Ringkasan usulan pendekatan <i>relative density</i> untuk daya dukung	48
BAB IV	METODOLOGI PENELITIAN	
	4.1 Studi pustaka	50
	4.2 Perumusan masalah	51
	4.3 Studi metoda daya dukung	51
	4.4 Perhitungan nilai daya dukung	51
	4.5 Pembahasan	52
	4.6 Kesimpulan & Saran	53

BAB V	ANALISIS HITUNGAN	
	5.1 Data tanah	55
	5.2 Analisis daya dukung tanah	58
	5.2.1 Metode Terzaghi	58
	5.2.2 Metode pendekatan <i>relative density</i>	60
BAB VI	PEMBAHASAN	
	6.1 Daya dukung fondasi	72
	6.2 Pembahasan metode	73
	6.2.1 Metode Terzaghi	73
	6.2.2 Metode pendekatan <i>relative density</i>	74
	6.3 Pembahasan faktor pengaruh	75
	6.3.1 Pembahasan pengaruh kedalaman telapak fondasi (Df)	75
	6.3.2 Pembahasan pengaruh lebar telapak fondasi (B)	76
	6.3.3 Pembahasan pengaruh sudut gesek dalam (ϕ')	76
BABVII	KESIMPULAN & SARAN	
	7.1 Kesimpulan	79
	7.2 Saran	80
	PENUTUP	
	DAFTAR PUSTAKA	
	LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Data uji kotak geser	13
Gambar 3.2	Hasil uji kotak geser dengan tegangan normal efektif berbeda pada empat sample yang mempunyai <i>void ratio</i> sama	14
Gambar 3.3	<i>Dilatancy</i>	15
Gambar 3.4	Analogi gerigi untuk pemuaian	16
Gambar 3.5	Hubungan τ dengan σ'	17
Gambar 3.6	Macam Keruntuhan Pasir	23
Gambar 3.7	<i>Failure plane</i>	24
Gambar 3.8	Hubungan ϕ dengan N_γ , N_c , N_q (Terzaghi, 1943)	26
Gambar 3.9	Faktor daya dukung $N_{\gamma-q}$ dengan I_R pada empat pasir dari Delapan studi pasir	35
Gambar 3.10	Hubungan antara $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ dengan ϕ'_{peak}	43
Gambar 3.11	Hubungan antara I_{PF} dengan I_R	46
Gambar 3.12	Daya dukung prediksi dengan ukurannya dan perbandingannya untuk digunakan pada persamaan klasik	47
Gambar 4.1	Bagan alir penelitian	51
Gambar 5.1	Rencana Fondasi	55
Gambar 5.2	Tampak samping fondasi	56
Gambar 6.1	Hubungan q dengan D_f	77
Gambar 6.2	Hubungan q dengan B	78

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Studi pasir yang digunakan sebagai dasar metode desain yang diusulkan (Perkins & Madson, 2000)	33
Tabel 3.2	Hubungan N_γ dengan ϕ' (Perkins & Madson, 2000)	41
Tabel 5.1	Hasil perhitungan daya dukung metode Terzaghi	60
Tabel 5.2	Iterasi $\frac{p'}{q_{ult-pred}(\text{hitungan})}$ dengan $\frac{p'}{q_{ult-pred}(\text{rumus})}$	65
Tabel 5.3	Hasil perhitungan daya dukung metode pendekatan <i>relative density</i> (langkah 1-7)	68
Tabel 5.4	Hasil perhitungan daya dukung metode pendekatan <i>relative density</i> (langkah 8)	69
Tabel 5.5	Hasil perhitungan daya dukung metode pendekatan <i>relative density</i> (langkah 9-11)	71
Tabel 6.1	Hasil perhitungan daya dukung	73

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 : Kartu konsultasi Tugas akhir
- Lampiran 2 : Surat bimbingan Tugas Akhir
- Lampiran 3 : Daftar hadir seminar tugas akhir
- Lampiran 4 : Laporan hasil pengujian tanah untuk proyek pembangunan gedung registrasi UII Yogyakarta

DAFTAR NOTASI

A	: Konstanta empiris (Bolton, 1986)
B	: Lebar telapak fondasi (m)
c, c'	: Kohesi tanah total dan efektif (kpa)
Df	: Kedalaman telapak fondasi (m)
Dr	: <i>Relative density</i> (%)
d _c , d _q , d _γ	: Faktor-faktor kedalaman telapak fondasi
e, e _{min} , e _{max}	: Angka pori keadaan asli, minimum, maximum
G _s	: <i>Specific gravity</i>
I _{PF}	: <i>Progressive failure index</i>
I _R	: <i>Relative dilatancy index</i>
K _{pγ}	: Konstanta empiris (Terzaghi, 1943)
L	: Panjang telapak fondasi (m)
N _c , N _q , N _γ	: Faktor-faktor daya dukung
P'	: Tegangan efektif <i>confinement</i> efektif (kpa)
q, q'	: Tekanan <i>overburden</i> pada dasar fondasi (kpa)
q _{ult}	: Daya dukung tanah ultimit (kpa)
q _{ult-peak} , q _{ult-cv}	: Daya dukung tanah ultimit puncak dan volume konstan (kpa)
q _{ult-exp} , q _{ult-pred}	: Daya dukung tanah ultimit pengujian dan prediksi (kpa)
Q	: Konstanta empiris (Bolton, 1986)

R	: Konstanta empiris (Bolton, 1986)
S_d, S_q, S_γ	: Faktor-faktor bentuk fondasi
SF	: <i>Safety Factor</i>
ϵ_{vol}	: <i>Volumetric strain</i>
τ, τ_{peak}	: <i>Shear stress</i> dan <i>shear stress peak</i>
σ, σ'	: Tegangan normal efektif
ϵ	: <i>Shear Strain</i>
$\gamma, \gamma', \gamma_d$: Berat volume tanah total, efektif, kering
γ_w	: Berat volume air
ϕ, ϕ'	: Sudut gesek dalam total dan efektif
ϕ'_{peak}, ϕ'_{cv}	: Sudut gesek dalam efektif puncak dan volume konstan
ψ	: sudut <i>dilatancy</i>

ABSTRAKSI

Permasalahan daya dukung fondasi dangkal pada pasir sudah cukup lama dipelajari, namun solusi yang cukup akurat untuk memprediksi kapasitas dalam mendukung beban puncak fondasi masih sulit dilakukan. Suatu perkiraan yang cukup teliti dari nilai kapasitas dukung fondasi dangkal pada tanah granuler dalam perjalanannya akan mengalami kesulitan pada bagian efek skala fondasi. Efek ini ditemui pada perilaku kekuatan nonlinier tanah pasir dan bentuk *progressive failure*. Perhitungan awal yang cukup baik diberikan oleh hubungan *strength-dilatancy*. Diusulkan bahwa efek *progressive failure* pada *ultimate bearing capacity* dapat digambarkan oleh *relative dilatancy index* yang didapat dari hubungan *strength-dilatancy*.

Metoda pendekatan *relative density* dari Perkins dan Madson (2000) akan lebih baik jika dibandingkan dengan metoda yang telah ada. Metode perbandingan yang digunakan adalah metode Terzaghi. Metode Terzaghi ini adalah metode yang paling ringkas karena tidak memerlukan faktor-faktor tambahan seperti faktor kemiringan beban dan faktor kedalaman juga sebagai nilai perkiraan awal dalam menghitung besarnya daya dukung tanah. Perbedaan yang terjadi dalam hal memprediksi persamaan N_γ dan pertimbangan *progressive failure* yang tidak terdapat dalam metode Terzaghi.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai daya dukung tanah menggunakan metode pendekatan *relative density* lebih kecil 25 % dibandingkan dengan metode Terzaghi pada kondisi sudut gesek dalam (ϕ') yang sama. Selain itu, bersamaan dengan penambahan lebar telapak fondasi (B) dan kedalaman telapak fondasi (Df) nilai daya dukung tanah menggunakan metode Terzaghi dan metode pendekatan *relative density* cenderung semakin besar sekitar 5% untuk penambahan kedalaman telapak fondasi (Df) dan 6 % untuk penambahan lebar telapak fondasi (B).

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Struktur bangunan terdiri dari dua bagian yaitu struktur bangunan yang terletak di atas muka tanah (*super structure*) dan struktur bangunan yang terletak di bawah muka tanah (*sub structure*). Fondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Untuk tujuan tersebut fondasi bangunan harus diperhitungkan dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban bangunan dan gaya-gaya luar, seperti angin, gempa bumi dan lain-lain dan tidak boleh terjadi penurunan fondasi setempat ataupun penurunan fondasi yang merata lebih dari batas yang ditentukan.

Tanah harus mampu memikul beban dari setiap konstruksi yang diletakkan pada tanah tanpa kegagalan geser (*shear failure*) dan penurunan (*settlement*) yang berlebihan. Kegagalan geser tanah dapat menimbulkan distorsi bangunan yang berlebihan dan bahkan keruntuhan. Penurunan yang berlebihan dapat mengakibatkan kerusakan struktural pada kerangka bangunan.

Pada tanah berpasir, pemilihan jenis fondasi umumnya tergantung pada kerapatan relatif pasir dan ketinggian muka air tanah. Kerapatan relatif

menentukan kapasitas dukung dan penurunan fondasi. Kedudukan muka air tanah menentukan saat pekerjaan penggalian di bawah muka air tanah karena membutuhkan pekerjaan drainasi yang dapat menambah biaya fondasi, selain itu juga berpengaruh terhadap daya dukung dan penurunan (Ralph B. Pleck, dkk, 1996). Dalam studi literatur ini penyusun mencoba untuk menganalisis masalah daya dukung fondasi dangkal dengan menggunakan pendekatan *relative density* pada tanah pasir yang diusulkan oleh Steven W. Perkins dan Craig R. Madson (2000) sebagai alternatif penyelesaian masalah daya dukung fondasi dangkal.

1.2 Rumusan Masalah

Dari penjelasan latar belakang diatas dapat diambil rumusan masalah bagaimana menghitung daya dukung fondasi dangkal pada tanah berpasir menggunakan pendekatan *relative density*.

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan yang ingin dicapai dalam penelitian ini adalah:

1. Membandingkan nilai daya dukung fondasi antara teori Terzaghi dengan teori daya dukung menggunakan pendekatan *relative density* dari Perkins dan Madson.

1.4 Manfaat Penelitian

Dari hasil yang diperoleh nantinya diharapkan dapat memberikan manfaat sebagai berikut ini

1. Mempelajari salah satu teori tentang penyelesaian daya dukung fondasi dangkal pada tanah berpasir menggunakan pendekatan *relative density*.
2. Menambah pemahaman yang lebih komprehensif tentang teori yang berhubungan dengan daya dukung tanah pada tanah pasir yang telah diberikan pada waktu perkuliahan.

1.5 Batasan Penelitian

Mengingat luasnya permasalahan dan keterbatasan waktu yang diberikan, maka dalam tugas akhir ini dibatasi hanya pada permasalahan sebagai berikut ini

1. Lapisan tanah diambil dari laporan pengujian tanah untuk proyek pembangunan gedung registrasi UII Yogyakarta.
2. Daya dukung yang ditinjau pada tanah pasir.
3. Beban yang diterima beban vertikal.
4. Letak muka air tanah tidak diperhitungkan > 6 m dari muka tanah.
5. Penurunan tidak diperhitungkan.
6. Beban gempa tidak diperhitungkan
7. Menggunakan metode statis.

8. Perhitungan daya dukung berdasarkan kondisi efektif pasir.
9. Perhitungan dengan membandingkan analisis daya dukung menggunakan pendekatan *relative density* dari Perkins & Madson dengan analisis daya dukung Terzaghi.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Bagian paling bawah dari suatu konstruksi dinamakan fondasi. Fungsi fondasi ini adalah meneruskan beban konstruksi ke lapisan tanah yang berada di bawah fondasi. Suatu perencanaan fondasi dikatakan benar apabila beban yang diteruskan oleh fondasi ke tanah dasar tidak melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan. Apabila kekuatan tanah dilampaui, maka penurunan yang berlebihan atau keruntuhan dari tanah akan terjadi, kedua hal tersebut akan menyebabkan kerusakan konstruksi yang berada di atas fondasi tersebut. Oleh karena itu, dalam merencanakan fondasi harus mengevaluasi daya dukung tanah dimana suatu fondasi akan didirikan (Das, B.M.,1994).

Fondasi dapat digolongkan berdasarkan letak heban yang ditahan terdiri atas (Bowles,J.E., 1997):

1. Fondasi dangkal

Fondasi dikatakan sebagai fondasi dangkal apabila rasio kedalaman (D_f) dengan lebar telapak (B) adalah $D_f/B \leq 1$. Fondasi ini digunakan jika tanah dasar mempunyai kuat dukung yang tinggi sehingga mampu menerima beban berat yang bekerja dan letak tanah baik relatif dangkal.

2. Fondasi dalam

Fondasi dalam mempunyai rasio kedalaman (D_f) dengan lebar alas fondasi (B) adalah $D_f/B \geq 4$. Fondasi dalam merupakan suatu elemen struktur yang terbuat dari baja, beton, kayu yang berfungsi untuk meneruskan beban struktur di atasnya ke dalam tanah dengan mekanisme interaksi berupa tahanan ujung dan tahanan gesek permukaan.

Perencanaan suatu fondasi harus memenuhi syarat kestabilan agar fondasi tersebut aman. Syarat kestabilan yang dimaksud adalah bahwa pada fondasi tidak boleh terjadi (M.Das, Braja, 1990):

1. Kegagalan daya dukung (*bearing failure*)
2. Penurunan yang berlebihan (*excessive settlement*)
3. Penurunan sebagian (*differensial settlement*)

Permasalahan daya dukung fondasi dangkal pada tanah granuler sudah dipelajari sejak cukup lama. Namun, solusi yang cukup akurat untuk memprediksi kapasitas dalam mendukung beban puncak fondasi masih sulit dilakukan.

Analisis-analisis daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan bersifat plastis.

Teori daya dukung pondasi pada kondisi *plane strain* telah dilakukan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) menggunakan metode *limit equilibrium*; Sokolovski (1965), Hansen (1961) menggunakan metode *slip-line*; Shield (1954),

Chan dan Davidson (1973) menggunakan metode *limit analysis*. Meyerhof (1963) mengamati bahwa sudut gesek dalam (ϕ') dalam pengujian laboratorium kondisi *plane strain* pada tanah *granular* lebih besar sekitar 10% daripada nilai ϕ' dari pengujian pada kondisi *triaxial*. Hal ini disebabkan oleh perbedaan pada kerapatan awal pasir dan *confining pressure* serta karakteristik *stress-strain* dan *strength*. Lee (1970) menyatakan bahwa perbedaannya bisa sampai 8%. Marachi, dkk. (1981) menunjukkan hasil bahwa untuk ϕ tinggi perbedaan yang ada bisa mencapai 7%.

Hasil yang ditunjukkan Cornforth (1964), Lee (1970) dan Marachi (1981) menunjukkan bahwa pasir dengan kerapatan awal berbeda yang diuji pada kondisi *plane strain* menjadi sangat lunak. Keadaan *peak* dan *residual* terjadi secara tiba-tiba dan *axial strain* pada beban puncak untuk uji *plane strain* lebih besar daripada uji *triaxial*.

Prandtl (1921) mempublikasikan hasil telaahnya mengenai penetrasi suatu benda keras, seperti besi yang ditekan masuk ke dalam suatu material yang lembek. Kemudian, teori keruntuhan plastis yang dikembangkan oleh Prandtl (1921) digunakan oleh Terzaghi (1943) untuk mengevaluasi besarnya daya dukung tanah di bawah fondasi dangkal yang memanjang.

Golder (1941) mengamati bahwa pada kondisi umum, daya dukung tidak bertambah bersamaan dengan lebar pondasi seperti yang diprediksi pada persamaan umum daya dukung. Hal ini menunjukkan bahwa faktor daya dukung yang ditentukan dari uji laboratorium secara umum akan lebih baik dalam menghitung ukuran telapak fondasi.

Meyerhof (1953) menyatakan bahwa daya dukung pasir basah bisa sekitar dua kali material terendam air untuk telapak dengan lebar sama dan selanjutnya bertambah oleh kohesi aktual pada muka tanah rendah. Meyerhof (1955) juga menyatakan efek sebagian pasir yang terendam air pada daya dukung *ultimate*, bahwa penambahan daya tahan terbesar kohesi aktual pasir terletak didekat lapisan dasar. Kohesi ini disebabkan oleh tegangan kapiler atau tekanan negatif air pori. Hal ini juga dinyatakan Meyerhof (1955) bahwa kohesi dipertahankan sekitar 1,5 kpa yang ditetapkan untuk pasir basah dalam kotak geser dan penggunaan kohesi tersebut untuk menentukan daya dukung *ultimate* yang tersedia dibandingkan dengan nilai pengamatan dari uji laboratorium. Secara alamiah diharapkan bahwa untuk desain aktual dari telapak, nilai c mungkin akan lebih aman jika diambil nol, selanjutnya diasumsikan menghilang jika muka air tanah meningkat pada muka tanah dan kohesi aktual hilang.

Meyerhof (1963) dan Brinch Hansen (1970) memberikan persamaan daya dukung dengan mempertimbangkan bentuk fondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas dasar fondasinya.

Vesic (1973) memberikan persamaan daya dukung yang sama dengan persamaan Terzaghi (1943). Untuk faktor-faktor bentuk fondasi, Vesic menyarankan pemakaian faktor bentuk (s_c , s_q , s_γ) fondasi dari de Beer (1970), sedangkan untuk faktor-faktor kedalaman (d_c , d_q , d_γ) dari Hansen (1970) dan untuk faktor-faktor daya dukung (N_c , N_q , N_γ) berdasarkan superposisi dari persamaan yang diberikan oleh Prandtl (1921), Reissner (1924) dan Caquot-Kerisel (1953).

Muhs (1963) mengatakan bahwa pada beban telapak yang bertambah secara bertahap, gaya geser tidak secara serentak berubah pada semua titik di *slip surface*. Gaya geser yang pertama kali berubah pada semua titik adalah di tempat tegangan geser terbesar, dengan perubahan gaya yang bertambah pada bagian lain sebagai pengembangan regangan geser dan kenaikan diluar badan tanah, akibatnya ketika kapasitas beban maksimum dari fondasi dicapai, hanya bagian bahan sepanjang bidang runtuh yang mungkin untuk meneruskan gaya geser tersebut yang bergantung pada sudut gesek maksimum tanah.

De Beer (1965) mengamati bentuk nonlinier garis keruntuhan tanah, hasilnya didapat suatu ukuran garis potong sudut gesek yang mengecil dengan bertambahnya tegangan normal efektif rata-rata. Hal ini menunjukkan bahwa perubahan garis potong sudut gesek berhubungan dengan keadaan letak dari lebar tiap telapak, dengan kata lain kedalaman fondasi yang relatif besar akan menyebabkan perubahan garis potong sudut gesek yang mengecil dibandingkan dengan pengujian laboratorium. Penelitian yang dilakukan de Beer (1965) menyimpulkan bahwa regangan dan perilaku pada telapak fondasi yang kecil akan berbeda dari telapak yang lebar pada tanah yang sama.

Mikasa dan Takada (1973) menunjukkan bahwa model *centrifuge* menghasilkan pola *stress* dan *strain* yang mirip dengan bentuk aslinya dan memungkinkan model telapak pada *centrifuge* dalam kondisi *stress-deformation* yang mirip dengan bentuk aslinya. Yamaguchi, dkk. (1977) dan Kimura, dkk. (1985) menggunakan uji *centrifuge* dan membandingkannya dengan distribusi ukuran regangan geser untuk model kecil dan model *centrifuge*, pada tingkat gaya

berat tertinggi. Hasil yang ditunjukkan bahwa pada telapak yang lebar memberikan regangan geser yang besar pada beban puncak dibandingkan dengan telapak kecil. Mereka menyatakan bahwa nilai regangan geser ini sebanding dengan nilai ϕ terendah, diturunkan dari hasil hubungan khusus antara regangan geser dan kekuatan sudut penggeseran pada pasir tersebut. Hasil tersebut juga menunjukkan bahwa nilai N_γ berkurang seiring dengan bertambahnya lebar fondasi, dimiliki pada penambahan regangan geser sepanjang *slip line* untuk telapak lebar. Yamaguchi, dkk. (1977) menyimpulkan bahwa skala hasil akan hilang pada lebar yang lebih besar dari 90 cm.

Hettler dan Gudehus (1988) menunjukkan bahwa berkurangnya nilai N_γ bersamaan dengan bertambahnya lebar fondasi melambangkan tekanan hanya bergantung nilai ϕ dan bukan dari efek *progressive failure*. Steinfeld (1977) menghubungkan pengurangan N_γ bersamaan dengan penambahan lebar fondasi menggunakan rasio ukuran butir dengan lebar fondasi dan bukan pada tingkat tegangan. Ovesen (1979) menunjukkan hasil penelitian yang menitikberatkan skala hasil untuk daya dukung dipermukaan pada pasir. Hasilnya menunjukkan bahwa faktor daya dukung N_γ pada telapak bertambah bersamaan bertambahnya ukuran telapak bentuk aslinya. Ia memperlihatkan bahwa skala hasil berkenaan dengan *ultimate bearing capacity* menghilang saat menggunakan *centrifuge* sepanjang rasio ukuran minimum telapak dengan ukuran butiran tanah lebih besar dari 30, meskipun syarat kesamaan ukuran butiran tidak memenuhi. Yamaguchi (1976) menawarkan ide *progressive failure* yang ditinjau dari uji geser dimana kerapatan pasir yang menjadi subyek pada *confinement* tingkat rendah mempunyai

nilai perbedaan yang besar antara *peak strength* dan *residual strength* yang dibandingkan dengan subyek pasir yang sama pada *confinement* tingkat tinggi. Hal ini berarti bahwa potensi *progressive failure* lebih akut pada kondisi lebar telapak terkecil. Terlihat bahwa terjadi dua mekanisme meniadakan yang terjadi: (1) pengamatan fisik *progressive failure*, akan terdefinisi dalam hubungannya dengan ketidakseragaman regangan geser dan perubahan sudut gesek tanah pada beban puncak telapak, akan terlihat pada penambahan lebar telapak, dan (2) potensi *progressive failure*, akan terdefinisi dari perbedaan antara *peak strength* dan *residual strength* tanah, akan terlihat pada pengurangan lebar fondasi. Hal ini akan menyulitkan dalam memprediksi efek suatu titik yang lebih dominan dari yang lainnya. Penyelesaian yang dibuat pada tulisan ini adalah mengkombinasikan dua efek ini agar dapat digambarkan dalam hubungan karakteristik *strength-dilatancy* tanah, dimana ditentukan oleh jenis tanah, *relative density* dan ukuran telapak.

Maksud tulisan ini untuk memberikan metode yang berdasarkan persamaan Bolton dalam menggambarkan efek perilaku tegangan nonlinier dan *progressive failure* pada *ultimate bearing capacity*, sementara juga menentukan ukuran telapak. Hubungan faktor empiris pada bentuk telapak dan kedalaman dihilangkan dari persamaan daya dukung konvensional.

BAB III

LANDASAN TEORI

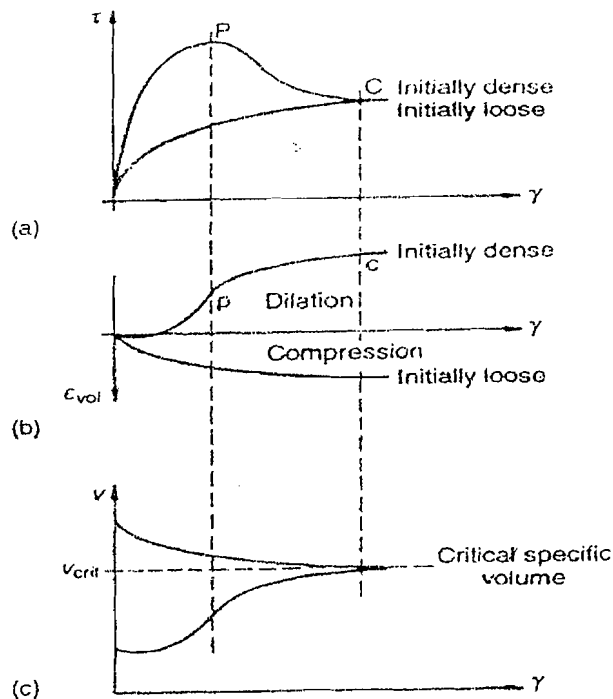
3.1. Pendahuluan

3.1.1 *Peak Strength dan Dilatancy*

Gambar 3.1 dan 3.2 menunjukkan kemampuan tanah untuk menghasilkan suatu *peak strength* sebelum mencapai *critical state* yang bergantung pada kemampuannya untuk memperbesar volume atau *dilatancy*. Dalam gambar 3.1, nilai maximum *dilatancy* sampel padat sebanding dengan bertambahnya tegangan geser maximum τ_{peak} . Tegangan geser menurun sebagai nilai *dilatancy* yang mengecil, sampai dicapai keadaan kritis. Sampel *loose* tidak terjadi *dilatancy* dan tidak memperlihatkan *peak strength*.

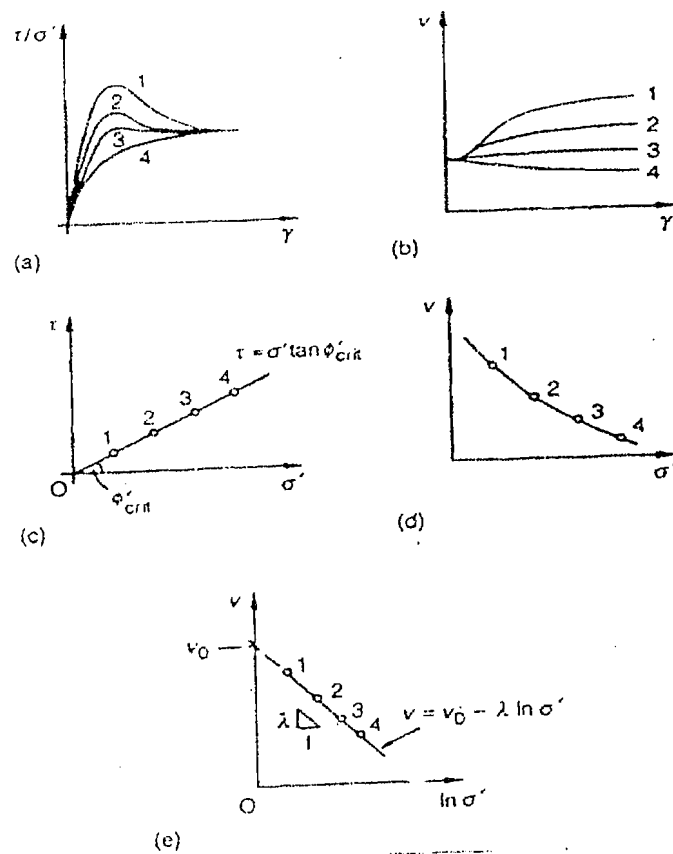
Dalam gambar 3.2 (a), perbandingan tegangan puncak mengecil bersamaan bertambahnya tegangan normal efektif. Hal ini disebabkan keadaan kritis *void ratio* direduksi dengan bertambahnya tegangan efektif yang dihasilkan dari potensi pengurangan *dilatancy*. Istilah padat (*dense*) dan lepas (*loose*) dapat digunakan dalam hubungannya dengan keadaan *critical void ratio* dengan pertimbangan tegangan normal efektif. Beberapa volume awal tertentu tanah mungkin *dense* pada tegangan normal efektif 10 kpa (karena *void ratio* awal lebih kecil daripada *void ratio* keadaan kritis pada 10 kpa), akan tetapi *loose* pada

tegangan efektif 100 kpa (karena *void ratio* awalnya lebih besar daripada *void ratio* keadaan kritis pada 110 kpa).



Gambar 3.1 Data uji kotak geser (a) τ atau σ' dengan γ , (b) ϵ_{vol} atau v dengan γ dan (c) V_{crit} dengan γ

Meskipun hal ini mungkin tampak berlawanan, bisa saja untuk mengubah pasir padat menjadi pasir lepas dengan menambah tegangan normal efektif pada saat pengujian. Hal ini berakibat seperti yang terjadi pada gambar 3.2 (a). Pengujian 1, merupakan tanah padat dengan hasil baik dan ditunjukkan oleh *peak strength*. Dalam pengujian 4, tanah merupakan penggeseran dari *void ratio* awal yang sama tetapi pada tegangan normal efektif terbesar. Pengujian tersebut menunjukkan tidak ada *peak strength* dan berkelakuan seperti jika dalam pengaruh *loose*.



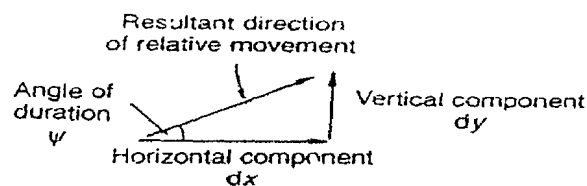
Gambar 3.2 Hasil uji kotak geser dengan tegangan normal efektif berbeda pada empat sampel yang mempunyai *void ratio* sama. (a) Rasio tegangan τ/σ' dengan γ ; (b) Specific volume v dengan γ ; (c) Keadaan kritis (pada ujung pengujian) τ , σ' ; (d) Keadaan kritis v , σ' ; (e) Keadaan kritis v , $\ln \sigma'$.

Ketika tanah dalam uji kotak geser mengalami *dilatancy*, penutup kotak geser bergerak keatas pada sudut *dilatancy* ψ (gambar 3.3). Hal tersebut mungkin bertentangan, meskipun bidang geser secara makro horizontal, bidang geser secara mikro merupakan hasil kemiringan pada sudut ψ terhadap horizontal. Hal ini ditunjukkan dengan memperkirakan dua bagian kotak geser yang akan menggelincir sepanjang rangkaian gerigi, seperti ditunjukkan dalam gambar 3.4

(a). Sudut geser bergerak melawan pada permukaan gerigi adalah $\phi'_{current}$ yang diukur pada beberapa tingkatan dalam uji kotak geser (berdasarkan asumsi penggelinciran relatif pada bidang horizontal) diberikan oleh:

$$\phi'_{current} = \phi'_{crit} + \psi_{current} \quad (3.1)$$

(gambar 3.4 (b)), dimana $\psi_{current}$ adalah sudut *dilatancy* yang terjadi.



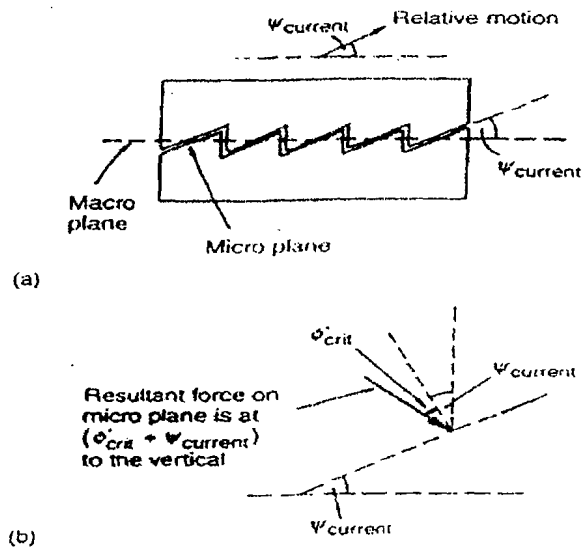
Gambar 3.3 *Dilatancy*

Keterangan pengujian yang diperlihatkan persamaan (3.1) *overestimate* terhadap efek *dilatancy* pada *peak strength*. Berdasarkan data sebenarnya volume dari uji geser pada pasir, Bolton (1986) menunjukkan hal tersebut dalam kondisi *plane strain*, sumbangan *dilatancy* terhadap *peak strength* akan lebih teliti ditunjukkan dengan persamaan:

$$\phi'_{peak} = \phi'_{crit} + 0,8\psi_{max} \quad (3.2)$$

Dalam banyak hal, *peak strength* tanah sesungguhnya hanya diperlihatkan secara teoritis. *Peak strength* hanya bersifat sementara, yang diterima saat tanah mengalami *dilatancy*. Tanah tidak bisa mempengaruhi *dilatancy* selamanya dan cepat atau lambat tegangan tersebut akan turun pada nilai keadaan kritis, ϕ'_{crit} . Sifat tanah pada *peak strength* tidak sama dengan kekuatan pada keadaan kritis. *Peak strength* tergantung pada potensi *dilatancy*, oleh karena akan (untuk tanah yang

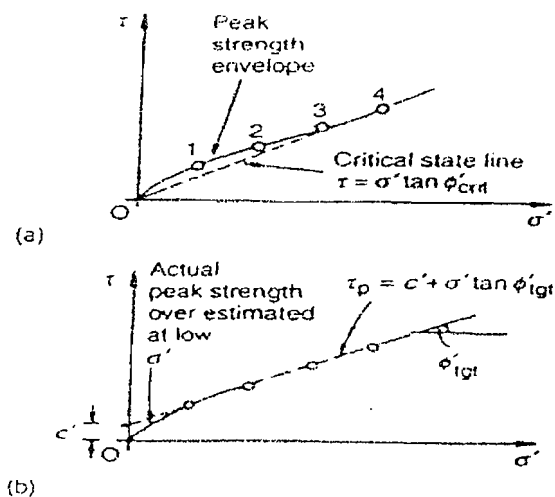
diberikan volume awal spesifik) berkurang bersama pertambahan tegangan normal efektif, seperti ditunjukkan gambar 3.2 (a).



Gambar 3.4 Analogi gerigi untuk pemuaian (Bolton, 1991)

Maksudnya boleh jadi dikuatkan dengan memplotkan data tegangan puncak dari gambar 3.2 pada grafik τ melawan σ' . Gambar 3.5 (a) menunjukkan bahwa bentuk selubung data tegangan maximum adalah garis lengkung. Perbedaan kekuatan keadaan kritis ditunjukkan dalam gambar 3.2 (c), data *peak strength* tidak bisa dengan teliti digambarkan dengan menggunakan persamaan sederhana. Pada beberapa buku, akan ditemukan data *peak strength* digambarkan dengan memakai garis lurus, mempunyai persamaan dengan bentuk:

$$\tau_p = c' + \sigma' \tan \phi_{gr} \quad (3.3)$$



Gambar 3.5 Hubungan τ dengan σ' (a) Data tegangan puncak hubungan antara τ dengan σ' yang menunjukkan kurva selubung keruntuhan; (b) Menafsirkan data tegangan puncak.

(gambar 3.5 (b)), dimana c' adalah titik potong garis dengan axis τ dan $\tan \phi'_{igt}$ adalah kemiringannya. Pendekatan tersebut adalah konsep bercacat. Setidaknya ada tiga alasan kemungkinan besar membahayakan:

1. Dapat menunjukkan *overestimate actual peak strength* pada salah satu tegangan efektif rendah atau tinggi (gambar 3.5 (b)), tergantung dimana *best-fit line* digambar.
2. Perencanaan struktur rekayasa geoteknik tidak bisa menjamin bahwa *peak strength* akan secara keseluruhan berubah disemua tempat yang diperlukan pada saat yang sama. Hal tersebut kemungkinan lebih besar hanya pada beberapa bagian tanah yang menjangkau *peak strength* lebih dulu. Jika ada kelebihan regangan yang menentukan pada bagian ini, maka akan melemah menjadi rapuh seperti kekuatannya yang melemah menjadi nilai kritis. Pada cara yang sama, hal tersebut akan meneruskan beban kesebelahnya yang juga

akan menjadi kelebihan tegangan dan melemah menjadi rapuh. Pada cara ini, *progressive failure* bisa terjadi seperti perambatan retak pada kaca secara mendadak.

3. Sungguhpun terpisah dari kemungkinan *progressive failure*, banyak penggunaan prosedur desain dalam rekayasa geoteknik mengasumsikan bahwa tanah bisa mengandalkan pada perilaku yang bersifat daktail. Saat material daktail lemah, akan meneruskan perubahan bentuk pada beban tetap. Hal ini berlawanan dengan material rapuh, dimana pada keruntuhan terjadi patah dan sama sekali kehilangan kapasitas pembebanan yang dibawa. Pada keadaan kritis, perilaku tanah adalah daktail dengan definisi keadaan kritis adalah bahwa regangan geser yang tidak terbatas dapat digunakan tanpa perubahan lebih lanjut pada tegangan atau volume spesifik. Perilaku tanah antara *peak strength* dan *critical state* pada dasarnya rapuh.

Pada masalah yang sangat diperlukan, *peak strength* dapat diukur dengan referensi kemiringan hubungan garis asal keadaan *peak strength* (τ_{\max}, σ'):

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{\tau}{\sigma'} \right)_{\max} \quad (3.4)$$

Nilai ϕ'_{peak} yang didefinisikan dalam cara ini akan secara berangsur-angsur berkurang bersamaan bertambahnya tegangan normal efektif σ' , sehingga akhirnya menghilang menjadi ϕ'_{crit} . Nilai ϕ'_{peak} (perhitungan berdasarkan persamaan 3.6) yang diberikan tegangan normal efektif σ' dapat digunakan sebagai indikator empiris dari kerapatan dan oleh kekakuan relatif tanah.

3.1.2 Perbedaan ϕ'_{crit} dan ϕ'_{peak}

Dalam penggunaan ukuran keruntuhan $(\tau/\sigma)_{max} = \tan \phi'$, nilai dari ϕ' dapat dipakai untuk menggambarkan *peak strength* atau *critical state*. Alasan utama menggunakan kekuatan keadaan kritis adalah:

- Nilai ϕ'_{crit} yang diberikan tanah adalah konstan. Pada bagian lain nilai ϕ'_{peak} , tergantung pada potensi *dilatancy* yang akan berubah tergantung pada kerapatan tanah dan rerata tegangan efektif keruntuhan.
- Nilai ϕ'_{peak} hanya bisa dipertahankan jika tanah terus mengembang. Dengan perubahan yang menerus, ϕ'_{peak} menurun dan tanah *strain-softening*. Teori plastisitas *upper* dan *lower bound* yang dibutuhkan oleh material menunjukkan plastis stabil, tidak digunakan pada material *strain-softening*. Material *strain-softening* cenderung *progressive failure*.

Salah satu alasan penggunaan ϕ'_{crit} daripada ϕ'_{peak} adalah mencegah kemungkinan kembali *progressive failure* pada tanah *strain-softening*. Faktor *peak strength* yang diberikan mengindikasikan bahwa kekakuan tanah sesuai untuk desain fondasi dengan faktor keamanan pada beban runtuh. Jika kekuatan keadaan kritis digunakan untuk perhitungan beban runtuh, faktor keamanan akan dibutuhkan untuk fondasi pada tanah lepas daripada fondasi yang sama pada tanah padat, jika *settlement* yang dimiliki sama.

Pengujian yang terdapat pada literatur menunjukkan bahwa tegangan puncak lebih umum digunakan untuk perhitungan beban runtuh fondasi. Hal ini mengesankan cara dimana bentuk dan kedalaman fondasi serta efek dari penambahan tegangan efektif vertikal di bawah fondasi dipakai menjadi

perhitungan. Kemungkinan lain, memungkinkan perilaku tegangan yang dipilih akan berubah sepanjang fondasi pada keruntuhan segera. Hal ini tidak beralasan karena faktor keamanan yang digunakan pada fondasi termasuk besar yang tujuan utamanya membatasi pergerakan tanah. Pada kondisi kerja, perubahan tegangan tanah akan jauh dibawah keadaan puncak dan keadaan tanah akan lebih baik dari bagian *strain-softening* kurva *stress-strain*. Salah satu keuntungan utama penggunaan *peak strength* dapat dihindari penggunaan faktor beban yang sesuai dengan perbedaan kekakuan tanah atau perubahan dasar tegangan tanah dengan regangan.

Jika *peak strength* digunakan dalam desain, maka harus dipilih secara hati-hati. Merujuk pada hubungan eksponensial nilai N_q , *overestimate* ϕ' yang hanya berderajat rendah dapat menjadi hal yang fatal, terutama saat $\phi' \geq 30^\circ$. memasukkan $\phi'=30^\circ$ kedalam persamaan ($N_q = K_p \cdot e^{\pi \tan \phi'}$) memberikan $N_q=18,4$, sedangkan untuk $\phi'=33^\circ$, $N_q=26,1$. Dengan kata lain, penambahan 10% pada ϕ' menunjukkan penambahan 42% dalam perhitungan nilai N_q . Bila berdasarkan pada data uji laboratorium, *peak strength* harus diukur pada pengujian tegangan efektif maximum tanah dilapangan, pada sampel yang mewakili *void ratio* dan/atau sejarah tegangan. Meskipun penggunaannya dipilih secara hati-hati nilai ϕ'_{peak} dalam perhitungan daya dukung fondasi bisa diterima dan tidak menjadi masalah untuk bentuk lain konstruksi geoteknik.

Pada pasir *dense*, tahanan geser bertambah sampai tercapai beban puncak, dimana keruntuhan geser mulai terjadi. Tahanan geser setelah kondisi ini menurun dengan penambahan penggeserannya. Akhirnya tercapai kondisi konstan, dengan

kuat geser pada kondisi ini adalah kuat geser residu. Nilai sudut geser dalam (ϕ'_{peak}) dalam kondisi padat diperoleh dari *peak strength*, sedangkan sudut gesek dalam (ϕ'_{cv}) pada kondisi longgar atau tidak padat diperoleh dari *ultimate strength*, yaitu ketika pasir menjadi melonggar akibat penggeserannya.

3.2. Metoda daya dukung Terzaghi

Mempelajari perilaku tanah pada saat permulaan pembebanan sampai mencapai keruntuhan, dilakukan tinjauan terhadap suatu fondasi kaku pada kedalaman dasar fondasi yang tak lebih dari lebar fondasinya. Penambahan beban fondasi dilakukan secara berangsur-angsur. Berdasarkan pengujian model, Vesic (1963) membagi mekanisme keruntuhan fondasi menjadi tiga macam (gambar 3.6):

1. Keruntuhan geser umum (*general shear failure*)

Keruntuhan fondasi terjadi menurut bidang runtuh yang dapat diidentifikasi dengan jelas. Suatu baji tanah terbentuk tepat pada dasar fondasi (zona A) yang menekan tanah ke bawah hingga menyebabkan aliran tanah secara plastis pada zona B. Gerakan kearah luar dikedua zona tersebut, ditahan oleh tahanan tanah pasif dibagian C. Saat tahanan tanah pasif bagian C terlampaui, terjadi gerakan tanah yang mengakibatkan pengembangan tanah disekitar fondasi. Bidang longsor yang terbentuk, berupa lengkungan dan garis lurus yang menembus hingga mencapai permukaan tanah. Saat keruntuhannya, terjadi gerakan massa tanah ke arah

luar dan ke atas. Keruntuhan geser umum terjadi dalam waktu yang relatif mendadak yang diikuti oleh penggulingan fondasinya.

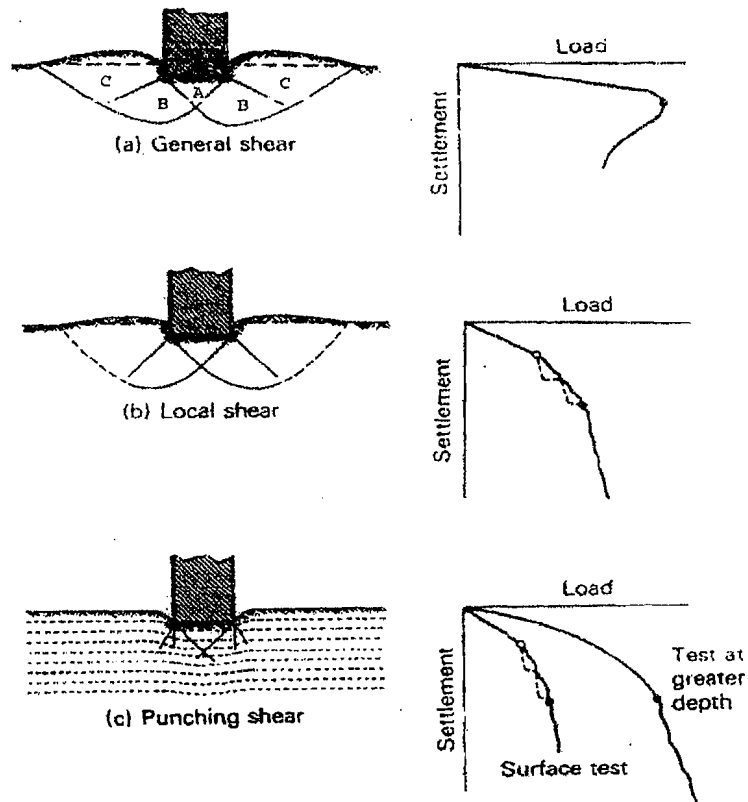
2. Keruntuhan geser lokal (*local shear failure*)

Tipe keruntuhannya hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak sampai mencapai permukaan tanah. Jadi, bidang runtuh yang kontinu tidak berkembang. Fondasi tenggelam akibat bertambahnya beban pada kedalaman yang relatif dalam, yang menyebabkan tanah didekatnya mampat. Tetapi, mampatnya tanah tidak sampai mengakibatkan kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga zona plastis tidak berkembang seperti pada keruntuhan geser umum. Dalam tipe keruntuhan geser lokal, terdapat sedikit pengembangan tanah di sekitar fondasi, namun tidak terjadi penggulingan fondasi.

3. Keruntuhan penetrasi (*punching shear failure*)

Pada tipe ini, dapat dikatakan keruntuhan geser tanah tidak terjadi. Akibat bebannya, fondasi hanya menembus dan menekan tanah ke samping yang menyebabkan pemampatan tanah di dekat fondasi. Penurunan fondasi bertambah hampir secara linier dengan penambahan bebannya. Pemampatan tanah akibat penetrasi fondasi, berkembang hanya pada zona terbatas tepat di dasar dan disekitar tepi fondasi. Penurunan yang terjadi tidak menghasilkan cukup gerakan arah lateral yang menuju kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga kuat geser ultimit tanah tidak dapat berkembang. Fondasi menembus tanah ke bawah dan baji tanah yang

terbentuk di bawah dasar fondasi hanya menyebabkan tanah menyisih. Saat keruntuhan, bidang runtuh tidak terlihat sama sekali.

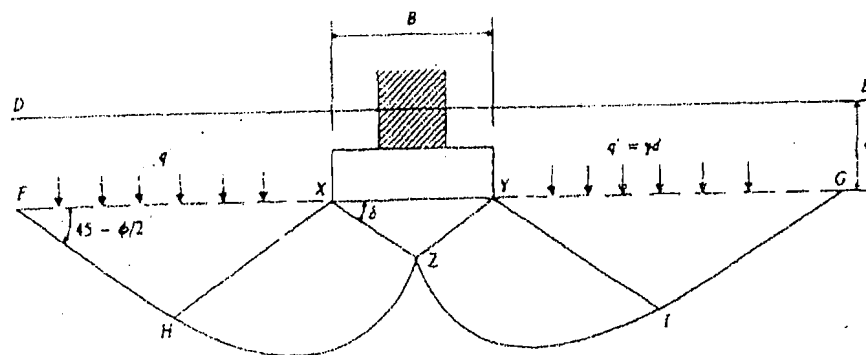


Gambar 3.6 macam keruntuhan fondasi. (a) Keruntuhan geser umum; (b) Keruntuhan geser lokal; (c) Keruntuhan penetrasi (Rudy Gunawan, 1996).

Analisis daya dukung mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban fondasi dan struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung menyatakan tekanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya (Hardiyatmo, H.C., 1996). Ada beberapa teori daya dukung tanah, teori yang

paling sering digunakan adalah teori Terzaghi (1943). Beberapa anggapan yang diberikan Terzaghi (1943) untuk menganalisa daya dukung tanah yaitu :

1. Fondasi memanjang tak terhingga
2. Tanah di dasar fondasi homogen
3. Berat tanah di atas dasar fondasi dapat digantikan dengan beban terbagi rata sebesar $P_0 = D_f \cdot \gamma$
4. Tahanan geser tanah diatas dasar fondasi diabaikan
5. Dasar fondasi kasar
6. Bidang keruntuhan terdiri dari lengkung spiral logaritmis dan linier
7. Baji tanah yang terbentuk di dasar fondasi dalam kedudukan elastis dan bergerak bersama-sama dengan dasar fondasinya
8. Pertemuan antara sisi baji dan dasar fondasi membentuk sudut sebesar sudut gesek tanah ϕ
9. Berlaku prinsip superposisi



Gambar 3.7 *failure plane*

Tanah XYZ di bawah fondasi akan bergerak ke bawah dan mengakibatkan desakan ke samping, akhirnya menimbulkan keruntuhan menurut garis ZHF dan ZIG. Analisis pada keadaan seimbang *ultimate* :

1. Bagian XHF dan YIG adalah dalam keseimbangan tekanan tanah pasif (*passive-plastic equilibrium*)
2. Bagian XZH dan YZI adalah daerah radial-geser (*radial shear*)
3. Bagian tanah di atas garis ketinggian dari dasar fondasi hanya dianggap sebagai beban tambahan (*surcharge load*)

Persamaan daya dukung yang digunakan biasanya dengan menggunakan faktor daya dukung N_c oleh Prandtl (1921) dan N_q dari Reissner (1924) yang berdasarkan teori plastis, serta faktor daya dukung semi empiris N_γ dari Meyerhof atau Vesic (1973). Persamaan daya dukung tersebut merupakan pengembangan persamaan daya dukung oleh Terzaghi (1943). Berdasarkan beberapa penelitian disimpulkan bahwa faktor daya dukung N_c dan N_q tidak berubah banyak sedangkan untuk suatu harga ϕ tertentu, N_γ yang didapat oleh para peneliti menunjukkan perbedaan yang mencolok. Hal ini disebabkan oleh adanya bermacam-macam asumsi mengenai bentuk massa tanah yang berada tepat di bawah fondasi. Persamaan umum daya dukung yang diberikan adalah:

$$q_{ult} = c'.N_c + q'.N_q + \frac{1}{2}.\gamma'.B.N_\gamma \quad (3.5)$$

dengan:

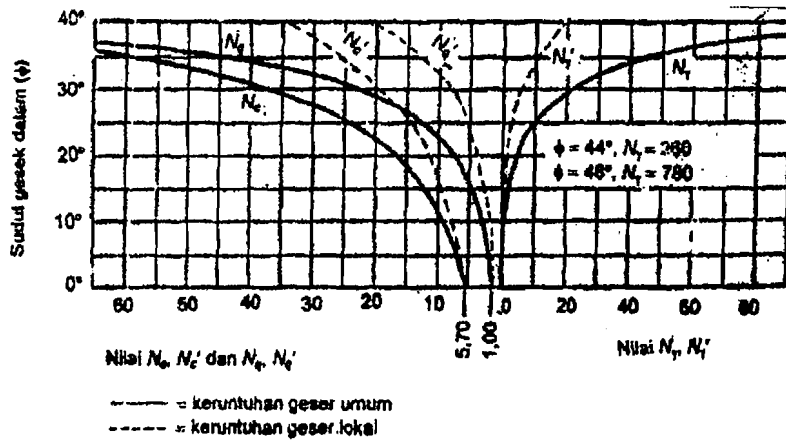
c' = kohesif efektif tanah

q' = tekanan *overburden* terhadap telapak fondasi

γ' = berat volume efektif tanah

B = lebar fondasi

N_c, N_q, N_γ = faktor-faktor daya dukung yang tergantung ϕ



Gambar 3.8 Hubungan ϕ dan N_γ, N_c, N_q (Terzaghi, 1943)

Dalam persamaan daya dukung *ultimate* atas, terdapat tiga suku persamaan yang cara penerapan dalam hubungannya sebagai berikut :

1. Suku persamaan $c' N_c$. Nilai kohesi c yang digunakan adalah solusi rata-rata tanah di bawah dasar fondasi
2. Suku persamaan $q' N_q$. Nilai q disini merupakan tekanan *overburden* dan tekanan vertikal pada dasar fondasi, yaitu tekanan akibat dari berat tanah di sekitar pondasi. Oleh karena itu berat volume tanah γ yang digunakan untuk menghitung $q = \gamma \cdot D_f$ adalah berat volume tanah di atas dasar fondasi
3. Suku persamaan $0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$. Pada suku persamaan ini diperlukan nilai berat volume tanah rata-rata $\gamma_{rata-rata}$ yang terletak di bawah dasar fondasi

Persamaan daya dukung Terzaghi hanya cocok untuk pondasi dangkal dengan $D_f \leq B$. Pada hitungan daya dukung Terzaghi, kuat geser tanah di atas dasar fondasi diabaikan.

3.3 Daya dukung dengan pendekatan *relative density*

3.3.1 Hubungan *strength* dan *dilatancy* pada pasir dalam hubungannya dengan daya dukung

Suatu pendekatan untuk menentukan daya dukung didapat dari nilai tegangan nonlinier sifat tanah dan *progressive failure* dengan menggabungkan konsep *strength-dilatancy* yang bergantung dari sudut gesek puncak pada tegangan normal rata-rata, kondisi regangan dan *relative density* tanah. Bolton (1986) menjelaskan kembali persamaan *stress-dilatancy* yang dibuat Rowe (1961) dalam kaitannya dengan volume puncak dan volume konstan sudut gesek dan sudut *dilatancy* pada *peak strength*. Sudut *dilatancy* pada *peak strength* merupakan fungsi dari *relative density* dan gaya normal efektif *confinement* p' dan kondisi regangan, persamaan empiris Bolton:

$$\phi'_{peak} = \phi'_{cv} + A.I_R \quad (3.6)$$

dimana: A = konstanta empiris yang mempunyai nilai 3 untuk kondisi regangan *triaxial* dan 5 untuk kondisi regangan *plane strain*; dan I_R merupakan index *relative dilatancy* yang bernilai:

$$I_R = Dr(Q - \ln p') - R \quad (3.7)$$

Pada persamaan (3.7), Q dan R = konstanta empiris bahan dengan nilai berturut-turut 10 dan 1 yang secara umum memberikan prediksi yang teliti (Bolton 1986); dan p' harus dalam satuan kilopascal. Bolton (1986) menyarankan bahwa persamaan (3.6) dan (3.7) berlaku hanya untuk I_R yang lebih besar dari nol, artinya bahwa persamaan tidak cocok untuk pasir dengan nilai *relative density* yang rendah. Persamaan I_R dapat digunakan untuk menggambarkan efek dari *progressive failure* pada kapasitas fondasi. Persamaan Bolton (1986) dapat digunakan untuk memperkirakan sudut gesek *peak strength* pada pasir. Pada cara ini, sudut gesek maximum yang digunakan untuk memprediksinya dihitung dengan kondisi regangan telapak, tingkat rerata p' pada tanah dan *relative density*.

Persamaan (3.6) dan (3.7) mengindikasikan bahwa penjumlahan ϕ'_{peak} lebih besar dari pada ϕ'_{cv} yang bergantung pada karakteristik *dilatancy* tanah pada *peak strength* seperti yang ditunjukkan oleh I_R . Persamaan (3.7) memperlihatkan pertambahan I_R seiring dengan pertambahan *relative density* dan pengurangan tegangan *confinement* normal rata-rata.

Penetapan nilai $Q=10$, $R=1$ sesuai untuk bahan seperti yang diusulkan, parameter bahan yang diperlukan untuk analisa hanya memasukkan *relative density* tanah dan sudut gesek volume konstan. Penentuan nilai D_r dapat dibuat menggunakan salah satu cara dari beberapa cara yang ada dan kemudahan dalam teknis pencrapan, mengingat ϕ'_{cv} dapat ditentukan dengan mengetahui minerologi pasir atau dengan melakukan penyusunan kembali sampel sebuah uji tunggal pada *loose*.

Pengamatan percobaan daya dukung yang diamati dalam semua kasus pada nilai perkiraan antara nilai menggunakan sudut gesek puncak dan sudut gesek volume konstan. Pengamatan yang dilakukan berguna untuk membuat *index progressive failure* yang menggambarkan pengamatan pengujian daya dukung untuk memprediksi kapasitas volume puncak dan volume konstan. Pokok dari pengujian terletak pada kapasitas puncak yang ditentukan akibatnya berkurangnya *progressive failure* dan pada kapasitas volume konstan. Nilai yang ditunjukkan terlihat bergantung pada *relative density* tanah, lebar telapak, kedalaman perletakan dasar fondasi dan perbandingan antara panjang dengan lebar telapak.

3.3.2 Studi pasir

Tanah granuler mempunyai permeabilitas yang besar, oleh karena itu pada tiap-tiap tahap pembebanannya, air selalu terdrainase dari rongga porinya. Hitungan daya dukung pasir selalu didasarkan pada kondisi *drained* dengan penggunaan parameter tegangan efektif (ϕ' dan $c'=0$). Hal ini juga berakibat bila material fondasi kedap air dan muka air tanah terletak diatas dasar fondasi, fondasi akan mengalami gaya keatas akibat tekanan air pada bagian yang terendam tersebut (Hardiyatmo, H.C., 1996).

Kapasitas dukung batas fondasi pada tanah berpasir dipengaruhi terutama oleh empat faktor, kedudukan muka air tanah, *relative density*, lebar fondasi dan kedalaman beban tambahan di sekeliling fondasi (Peck, R.B., dkk., 1996).

Berat volume pasir bukan merupakan variabel yang menentukan dalam kapasitas dukung fondasi, karena berat volume pasir baik dalam kondisi kering, basah, maupun jenuh hanya terjadi perbedaan yang sedikit. Namun jika pasir terletak di bawah muka air tanah bebas, yang efektif menghasilkan gesekan hanya berat terendahnya saja sebesar satu setengah kali berat basah, kering, maupun jenuhnya. Artinya bahwa kenaikan muka air tanah setinggi mulai dari kedalaman yang lebih besar dari B di bawah dasar pondasi hingga ke atas beban tambahan

akan berpengaruh mengurangi kapasitas dukung sampai satu setengah kali nilainya untuk pasir dengan kondisi basah, kering, maupun jenuh.

Dari persamaan umum daya dukung menunjukkan bahwa kapasitas dukung beban tanah di bawah pondasi yang bertambah meningkat seiring bertambahnya lebar pondasi. Selain itu juga menunjukkan bahwa kapasitas dukung dari fondasi diperoleh dari dua sumber yaitu tahanan gesek sebagai akibat berat pasir di bawah permukaan pondasi serta tahanan gesek sebagai akibat berat beban tambahan atau urugan.

Nilai faktor-faktor daya dukung N_γ , N_c dan N_q dipengaruhi oleh ϕ . Semakin besar ϕ semakin besar pula faktor-faktor daya dukung tersebut. Nilai ϕ dipengaruhi oleh *relative density* serta bentuk dan gradasi butiran.

Kerapatan relatif (D_r) umumnya dipakai untuk menunjukkan kerapatan tanah granuler di lapangan. Kerapatan relatif dinyatakan dengan persamaan:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.8)$$

dengan:

e_{\max} = kemungkinan angka pori maximum

e_{\min} = kemungkinan angka pori minimum

e = angka pori pada keadaan aslinya

Kondisi terlonggar dari suatu tanah disebut dengan e_{\max} yang ditentukan dengan cara menuangkan pasir kering tanpa getaran ke dalam cetakan yang telah diketahui volumenya. Kondisi terpadat suatu tanah disebut dengan e_{\min} yang ditentukan dengan cara menggetarkan pasir kering yang diketahui berat dan volumenya. Pada tanah pasir dan kerikil, kerapatan relatif (Dr) digunakan untuk menyatakan hubungan angka pori nyata dengan batas-batas maximum dan minimum dari angka porinya. Persamaan (3.8) dapat dinyatakan dalam persamaan berat volume tanah sebagai berikut:

$$\gamma_{d(mak)} = \frac{Gs \cdot \gamma_w}{1 + e_{\min}} \quad (3.9)$$

maka dengan cara substitusi dari persamaan (3.9), akan didapat nilai Dr sebesar:

$$Dr = \left[\frac{\gamma_{d(mak)}}{\gamma_d} \right] \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(mak)} - \gamma_{d(\min)}} \right] \quad (3.10)$$

Kerapatan relatif biasanya dinyatakan dalam persen.

Kerapatan relatif juga dapat diperkirakan dari nilai korelasi antara Dr dengan N -SPT. Menurut Marcusson dan Bieganousky (1977):

$$Dr = 0,086 + 0,0083 \cdot (2311 + 222 \cdot N - 711 \cdot (OCR) - c_1 \cdot \sigma'_v)^{1/2} \quad (3.11)$$

dan menurut Fardis dan Veneziano (1981) persamaan yang diberikan adalah:

$$\ln N = c_2 + 2,06 \cdot \ln Dr + c_3 \cdot \ln \sigma'_v \quad (3.12)$$

dengan:

$c_1 = 7,7$ untuk σ'_v dalam kpa dan $5,5$ untuk σ'_v dalam psi

$c_2 =$ fungsi kedalaman yang harus ditentukan pada suatu tempat dengan mengukur

N dan Dr . Jika tidak dibuat korelasi untuk c_2 , gunakan nilai $c_2 = 2,67$ yang

didapat dari data dasar yang digunakan untuk persamaan

$c_3 = 0,222$ untuk σ'_v dalam kpa dan $0,442$ untuk σ'_v dalam psi

$OCR =$ *overconsolidation ratio* dengan nilai 1 jika *normally consolidated* dan

lebih dari 1 jika *overconsolidated*

Banyak literatur yang mempelajari percobaan daya dukung dengan menggunakan *centrifuge* dan *full scale* terutama pada tanah *granular*. Pada tabel 3.1 ditunjukkan delapan percobaan pada pasir berbeda yang digunakan untuk metode desain. Dalam tabel 3.1 ini lebar telapak yang diberikan sesuai dengan bentuk aslinya. Madson (1996) telah membuat ringkasan sebanyak lima puluh hasil daya dukung dan gaya geser pada masing-masing pasir. Hasil perhitungan daya dukung pada empat studi pasir yang berbeda ditunjukkan pada gambar 3.9 Dalam gambar 3.9 ini faktor daya dukung yang diberikan untuk menghitung daya dukung adalah :

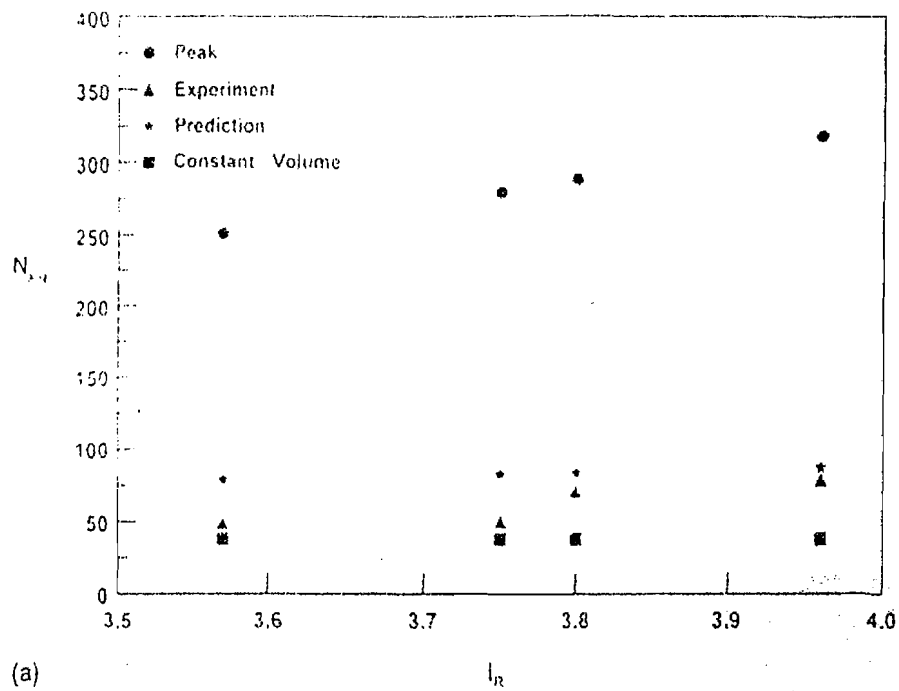
$$N_{\gamma-q} = \frac{q_{ult-exp}}{1/2 \cdot \gamma' \cdot B} \quad (3.13)$$

Tabel 3.1 Studi pasir yang digunakan sebagai dasar metode desain yang diusulkan (Perkins & Madson, 2000)

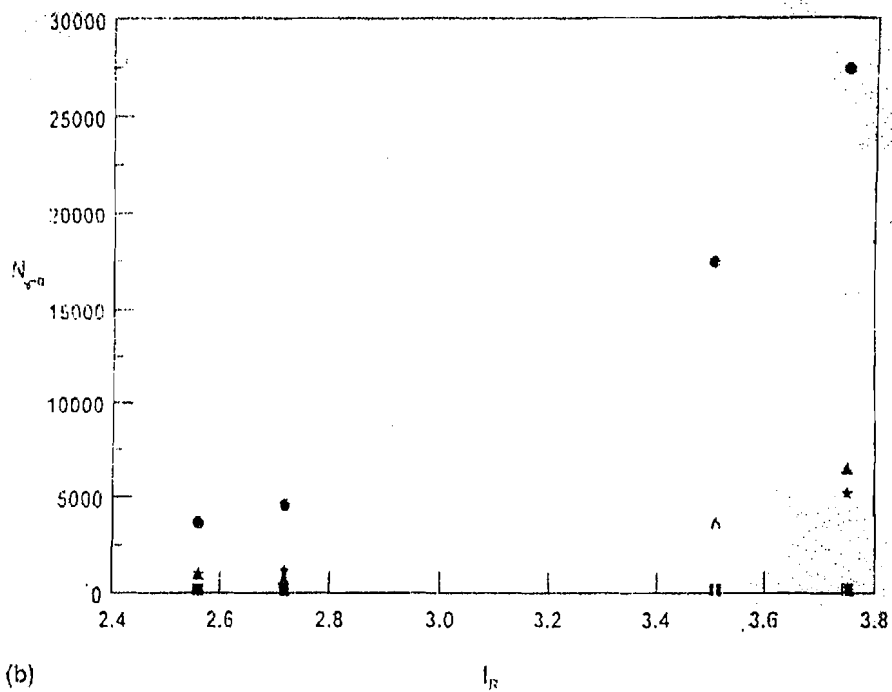
Sand (1)	References (2)	Type of experiment (3)	Footing widths (m) (4)	Footing length to width ratios (5)	Embedment to footing width ratios (6)	Constant volume friction angle (7)	Relative density of sands (%) (8)
IHW yellow mortar beigi	Adams (1995) Kusakabe et al. (1991)	Full-scale	0.457, 0.610, 0.914	1 (square)	0	33	89.7, 87.8, 85.9
		Centrifuge	0.015, 0.03, 0.45, 0.9, 1.35, 1.8, 2.7	1 (circular), 3, 7	0	36	82
Johnson Space Center	Perkins and Madson (1996a)	Centrifuge	0.02, 0.04, 0.34, 0.49	Strip	0	41	100
Minnesota-Louis Simulab Monterey 0/30	Perkins (1995a) Kuter et al. (1988); Abghari (1987)	Centrifuge	0.1, 0.35, 0.5	Strip	0, 0.5, 1.0	41	100
		Centrifuge	0.058, 0.96, 1.9	1 (circular)	0	36	93-95
Nevada	Wilson (1994)	Centrifuge	0.76, 2.05	1 (circular), 1.32, strip	0	38	72, 77
Texas A&M	Briaud and Gibbens (1994)	Full-scale	1, 1.5, 2.5, 3	1	0.25-0.72	32	55
Toyona	Kimura et al. (1985); Fukushima and Tatsuoka (1984); Tatsuoka et al. (1986)	Centrifuge	0.03, 0.04, 0.6, 0.8, 1.2, 1.6	Strip	0, 0.5, 1.0	34	87

Faktor daya dukung ini menggambarkan kembali index *relative dilatancy* I_R yang timbul dari analisa telapak.

Nilai *relative density* yang ditunjukkan dalam tabel 3.1 lebih dari 70% kecuali pasir Texas A&M. Hal ini menunjukkan bahwa dalam pertimbangan menentukan desain daya dukung akan lebih pasti hanya pada pasir yang mempunyai *relative density* sedang hingga tinggi. Pasir dengan *relative density* rendah yang menjadi fokus perhatiannya pada *settlement*. Sudut gesek volume konstan untuk setiap bahan diperkirakan dengan mempertimbangkan minerologi tanah dan data gaya geser lain yang tersedia pada *relative density* rendah atau tinggi.

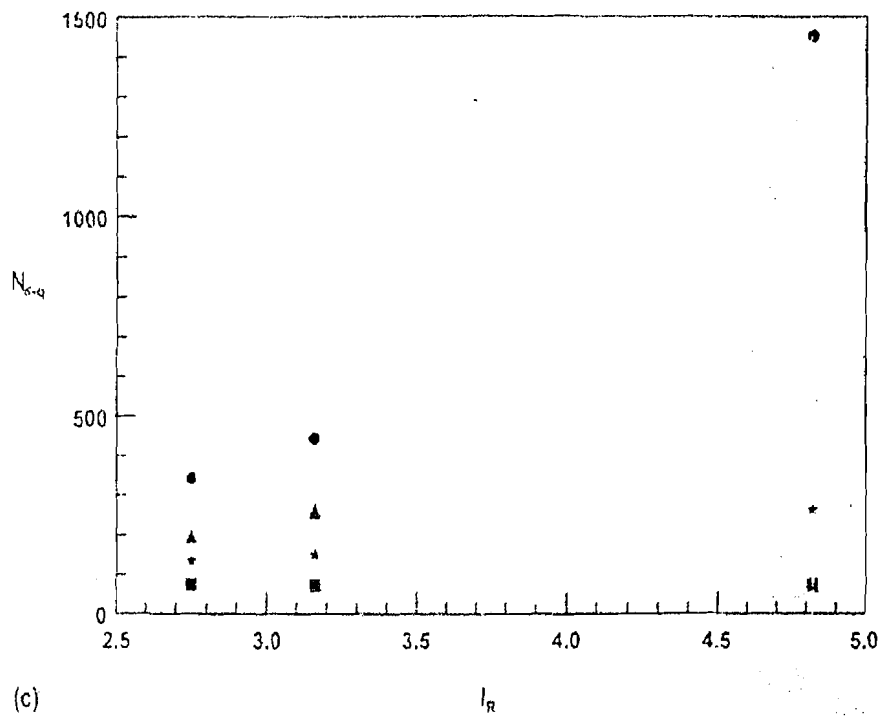


(a)

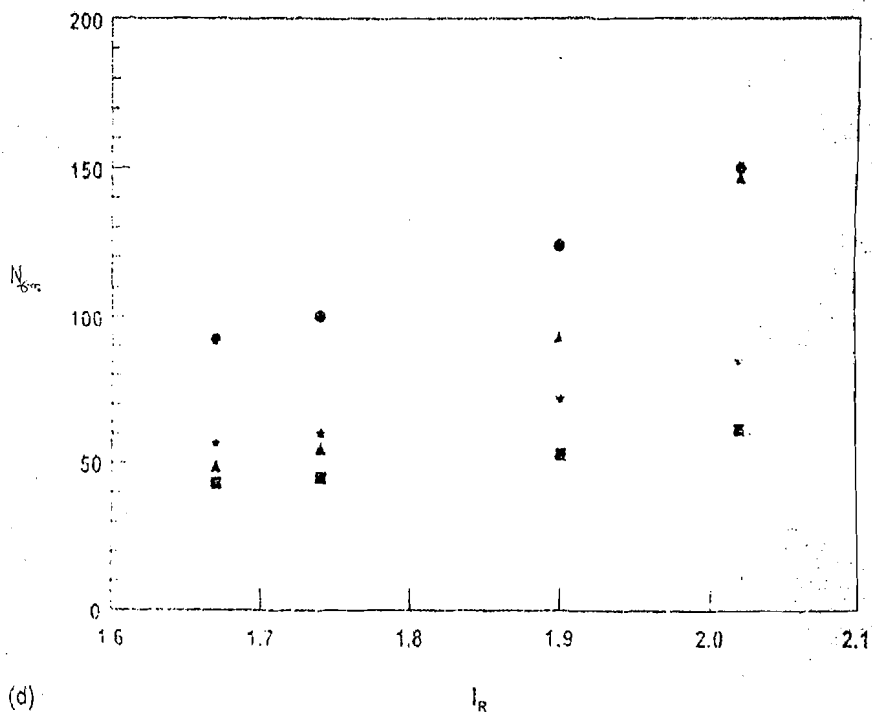


(b)

Gambar 3.9 Faktor daya dukung $N_{\gamma-q}$ dengan I_R pada empat dari delapan studi pasir: (a) Pasir FHWA yellow mortar; (b) Pasir JSC; (Perkins & Madson, 2000)



(c)



(d)

Gambar 3.9 (c) Pasir Mounterey; (d) Pasir Texas A & M (Perkins & Madson, 2000)

Besarnya *relative density* pada pasir Texas A&M dihitung dari data *Standard Penetration Test* (SPT) dan *Cone Penetration Test* (CPT), dengan nilai yang diambil adalah nilai rata-rata pada tempat dimana pasir itu diambil. Material dengan nilai *relative density* rendah ini pada hasil hitungan daya dukung menunjukkan perilaku *strain hardening*. Daya dukung ultimate pada material ini menggunakan rasio *settlement* dengan lebar pondasi sebesar 5%.

Persamaan Bolton digunakan dalam memperkirakan perbedaan antara ϕ'_{peak} dan ϕ'_{cv} , pada hasil ini dibandingkan dengan uji data tegangan yang tersedia. Nilai Q yang diambil sebesar 10 dan nilai R sebesar 1 untuk semua pasir. Nilai sudut gesek yang diperkirakan dari persamaan (3.6) dan (3.7) digunakan pada solusi daya dukung dengan ukuran sudut gesek dari uji *strength* pada nilai yang sesuai dengan p' , menunjukkan bahwa batas perkiraan antara 4% sampai dengan kurang dari 17% nilai pengujian.

3.3.3 Pendekatan *relative density* untuk daya dukung

Rumus yang diberikan Bolton (1986) menetapkan batasan kerja dengan skala hasil yang disebabkan oleh perilaku kekuatan non linier dan *progressive failure* pada kapasitas dukung dan pengaruh kondisi regangan telapak seperti yang digambarkan. Pada kondisi regangan tertentu rumus Bolton dapat digunakan untuk mendiskripsikan garis potong maksimum sudut gesek pasir pada suatu *relative density* untuk beberapa tingkatan nilai tengah tegangan normal *confinement*. Pendekatan yang diambil dalam penyesuaian masalah ini sesuai dengan perilaku tegangan nonlinier dan penggambaran pengaruh kapasitas

progressive failure. Langkah-langkah penyelesaian untuk menyelesaikan kekuatan nonlinier sebagai berikut :

Langkah 1: Untuk telapak dengan panjang L dan lebar B yang diletakkan dipermukaan tanah sejarak D_f pada pasir yang mempunyai berat volume efektif tanah γ' , *relative density* (D_r) dan sudut geser volume konstan (ϕ'_{cv}), nilai rata-rata dari nilai tengah tegangan normal efektif p' pada telapak diasumsikan. Untuk memperkirakan ketidakseragaman kondisi tanah, satuan berat volume efektif tanah dianggap sebagai satuan berat basah untuk keadaan dimana muka air tanah sekurang-kurangnya $1/3 B$ di bawah dasar telapak. Untuk keadaan dimana muka air tanah ada pada dasar telapak, gunakan berat volume efektif tanah. Untuk keadaan antara keduanya gunakan berat volume rata-rata antara berat volume basah dan berat volume efektif tanah.

Langkah 2 : Asumsikan bahwa A sebagai pengali dalam I_R pada persamaan (3.6) berubah secara linier antara 3 untuk kondisi *axisymmetry* dan 5 untuk kondisi *plane strain*. Pada saat tertentu, keadaan *axisymmetry* dapat dipakai untuk telapak berbentuk bujur sangkar dan bulat ($L/B = 1$) dan *plane strain* dipakai untuk $L/B \geq 7$. Rumus A menjadi :

$$A = \frac{1}{3} \left(\frac{L}{B} + 8 \right) \quad (3.14)$$

Langkah 3 : sudut gesek puncak ϕ'_{pcak} dihitung dengan menggunakan persamaan (3.6), sedangkan I_R dihitung dengan menggunakan persamaan (3.7) dengan nilai Q dan R diambil 10 dan 1 berturut-turut.

Langkah 4 : Daya dukung *ultimate* yang sebanding dengan *peak strength* dihitung menggunakan rumus daya dukung yang biasa digunakan

$$q_{ult-peak} = q'.N_q + \frac{1}{2}.\gamma'.B.N_\gamma \quad (3.15)$$

dimana q' = beban tambahan efektif yang ada didasar telapak pada semua beban, N_q dan N_γ adalah faktor daya dukung yang hanya bergantung pada perubahan sudut gesek puncak ϕ'_{peak} . Faktor bentuk dan kedalaman tidak dimasukkan dan tidak digunakan dalam pernyataan ini. Bentuk dari fondasi dapat diperkirakan dengan menggunakan parameter A pada persamaan (3.14). Dalam sejarahnya faktor kedalaman digunakan pada perhitungan untuk penambahan *shearing resistance* tanah diatas dasar telapak dan kontribusi yang diberikan sangat kecil. Persamaan (3.15) hanya terbatas untuk tanah dengan kohesi kecil.

Nilai N_γ mencirikan hasil pengujian daya dukung kecil-kecilan. Hal ini berarti bahwa pengaruh besarnya daya dukung tidak berdasarkan kondisi tanah. Nilai N_q dan N_γ yang digunakan berdasarkan pendekatan kekakuan untuk masalah kestabilan telapak. Persamaan N_q yang digunakan dari Prandtl (1921) dan N_γ dari Chen (1975). Pendekatan masalahnya berdasarkan batas plastis bersama dengan bentuk solusi di atas. Bentuk persamaannya adalah

$$N_q = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right] e(\pi \cdot \tan \phi) \quad (3.16)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \tan \xi \left[\tan \xi \cdot \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi\right) - 1 \right]$$

$$\frac{3 \sin \phi}{(1 + 8 \sin^2 \phi)} \left[\left(\tan \xi - \frac{\cot \phi}{3} \right) \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi\right) + \tan \xi \cdot \frac{\cot \phi}{3} + 1 \right],$$

dengan $\xi = \pi/2 + \phi/4$ (3.17)

Untuk perbandingan nilai N_γ diberikan pada tabel 3.2 dan nilainya lebih besar dari persamaan yang biasa digunakan.

Langkah 5 : Dalam langkah 1 nilai p' sudah diasumsikan ketika menganalisa telapak. Nilai p' yang digunakan bergantung dari daya dukung *ultimate* yang dicapai telapak, juga bergantung pada sudut gesek tanah dan penambahan tekanan. Meyerhof (1950) memberikan persamaan:

$$\sigma'_m = 0,1 \cdot q_{ult-peak} \quad (3.18)$$

dimana σ'_m = tegangan normal efektif rata-rata pada permukaan datar keruntuhan. Karena σ'_m pada persamaan (3.18) bukan merupakan tegangan yang sama, bukan berarti bahwa rasio $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ adalah tetap. Asumsi bahwa σ'_2 merupakan nilai tengah σ'_1 dan σ'_3 , persamaan (3.18) ditunjukkan dengan persamaan :

$$\frac{p'}{q_{ult-peak}} = \frac{0,1}{\cos^2 \phi'_{peak}} \quad (3.19)$$

De Beer (1965) mengusulkan persamaan berikut :

$$\sigma'_m = \frac{q_{ult-peak} + 3q'}{4} (1 - \sin \phi'_{peak}) \quad (3.20)$$

dimana tergantung pada $q_{ult-peak}$, q' dan ϕ'_{peak} , hal ini menunjukkan bahwa solusi ini berdasarkan teori *slip line*. Diambil q' sebesar nol untuk permukaan telapak dengan asumsi nilai σ'_2 seperti diatas, persamaan (3.20) dapat dinyatakan :

$$\frac{p'}{q_{ult-peak}} = \frac{(1 - \sin \phi'_{peak})}{4 \cdot \cos^2 \phi'_{peak}} \quad (3.21)$$

Tabel 3.2 Hubungan nilai N_y dengan ϕ' (Perkins & Madson, 2000)

ϕ' (1)	N_y (2)
30	27.6
31	32.2
32	37.7
33	44.3
34	52.1
35	61.5
36	72.8
37	86.5
38	103
39	123
40	148
41	179
42	217
43	266
44	326
45	403
46	501
47	627
48	790
49	1.004
50	1.287
51	1.666
52	2.177
53	2.878
54	3.848
55	5.213
56	7.161
57	9.988
58	14.165
59	20.457
60	30.141

Perkins dan Madson (1996) menggunakan solusi *limit plasticity* nonlinier yang diuraikan Perkins (1995) untuk menurunkan persamaan :

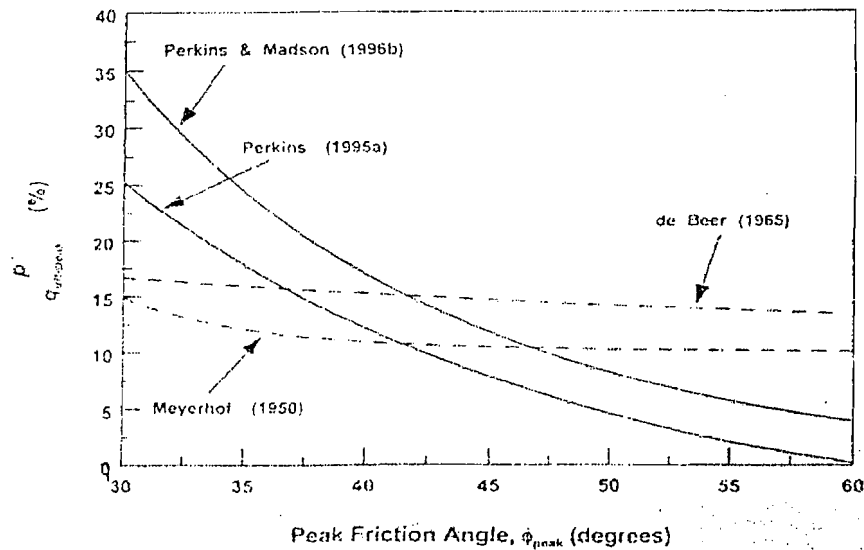
$$\frac{p'}{q_{ult-peak}} = 3,1 \exp(-0,073\phi'_{peak}) \quad (3.22)$$

Persamaan dibuat untuk menghitung nilai tengah rata-rata tegangan normal pada *slip failure* untuk variasi sudut gesek konstan. Perkins (1995) mempresentasikan hubungan antara $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ dengan ϕ'_{peak} . Gambar ini didasarkan pada teori plastisitas klasik dengan menggunakan solusi *slip line* dengan p' rata-rata kelebihan muatan tanah di *slip line*. Hubungan antara Meyerhof (1950), De Beer (1965), Perkins (1995) dan Perkins & Madson (1996) dijelaskan dalam gambar 3.10.

Hubungan yang ditunjukkan dalam gambar 3.10 dengan asumsi pada kondisi *plane strain*. Secara intuisi, diharapkan bahwa rasio dari $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ akan bertambah mendekati kondisi *axisymmetry*. Hal ini diharapkan dari nilai tertinggi *dilatancy* kondisi *plane strain* dan nilai tertinggi dari sudut gesek puncak. Ringkasnya diusulkan bahwa rasio $\frac{p'}{q_{ultpeak}}$ dipakai sebagai fungsi linier dari L/B , pertimbangan tersebut tergantung pada kondisi *strain restraint* telapak bukan tergantung pada sudut gesek. Rasio yang diambil 0,08 untuk $L/B=1$ dan 0,04 untuk $L/B=7$ dan diasumsikan berubah-ubah secara linier antara dua keadaan ekstrim, diberikan hubungan :

$$\frac{p'}{q_{ult-peak}} = \frac{1}{6} [0,52 - 0,04 L/B] \quad (3.23)$$

Untuk L/B , dipilih nilai yang konstan dari $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ agar memudahkan dalam menjelaskan perkiraan rata-rata dari hasil yang terlihat pada gambar 3.10.



Gambar 3.10 Hubungan antara $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ dengan ϕ'_{peak} (Perkins & Madson, 2000)

Langkah 6 : Perbandingan aktual dari $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ dihitung berdasar pada p' yang diasumsikan pada langkah 1. Jika perbandingan tidak sesuai dengan perbandingan yang diberikan pada persamaan (3.23) diasumsikan p' yang baru dan mengulangi langkah 1 sampai langkah 6 sehingga dua nilai tersebut sama. Nilai yang dihasilkan dari $q_{ult-peak}$ menjelaskan kapasitas dukung puncak jika tidak terjadi *progressive failure*.

Langkah 1 sampai 6 dilakukan untuk setiap kapasitas dukung yang digunakan pada pengujian yang direncanakan pada tabel 3.2. Dalam gambar 3.9 hasil prediksi dari empat studi pasir berdasarkan nilai maksimum yang diplotkan

dengan nilai I_R yang didapat dari analisis. Normalisasi faktor daya dukung N_y dihitung dari persamaan (3.13) dengan mengganti $q_{ult-exp}$ dengan $q_{ult-peak}$. Faktor ini diplotkan dengan I_R yang lebih baik dari pada menggunakan lebar telapak B , sebab dari pengujian pada suatu tanah pasir terdapat perbedaan pada perletakan dasar pondasi, rasio antara panjang dan lebar telapak dan *relative density* pasir.

Langkah 7 : Kapasitas dukung *ultimate* yang sama untuk keadaan kritis atau keadaan volume konstan q_{ult-cv} dihitung dengan menggunakan persamaan (3.15) sampai (3.17) dengan sudut gesek yang sama untuk ϕ'_{cv} , kapasitas normal yang timbul dari perhitungan ini juga diplotkan dalam gambar 3.9 sebagai titik volume konstan.

Gambar 3.9 memperlihatkan bahwa prediksi yang sama untuk sudut gesek puncak dalam beberapa kasus berdasarkan percobaan daya dukung yang diamati benar-benar diluar prediksi, padahal pada kasus yang lain prediksi berlebihan tersebut tidak demikian hebat. Hal ini berakibat bahwa hasil dari *progressive failure* pada daya dukung dapat dijelaskan dengan tingkat relatif dari hasil percobaan prediksi antara volume puncak dengan volume konstan prediksi. Hal ini menunjukkan definisi resmi *index progressive failure* yang diberikan dengan :

$$I_{PF} = \frac{q_{ult-peak} - q_{ult-exp}}{q_{ult-peak} - q_{ult-cv}} \quad (3.24)$$

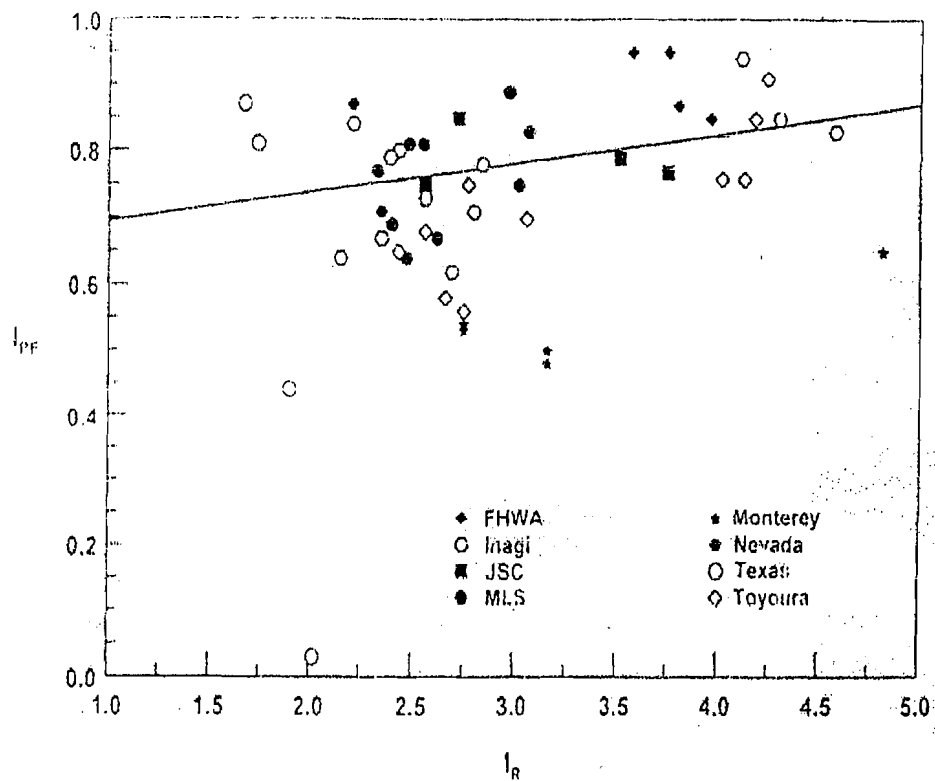
Nilai 1 dari I_{PF} berarti bahwa *progressive failure* mendominasi kapasitas dan sebanding dengan situasi berdasarkan percobaan pengamatan kapasitas yang diprediksikan dengan tepat oleh kapasitas volume konstan. Nilai 0 dari I_{PF} berarti

kondisi dimana *progressive failure* tidak ada dan nilai percobaan diprediksikan dengan tepat oleh kapasitas puncak.

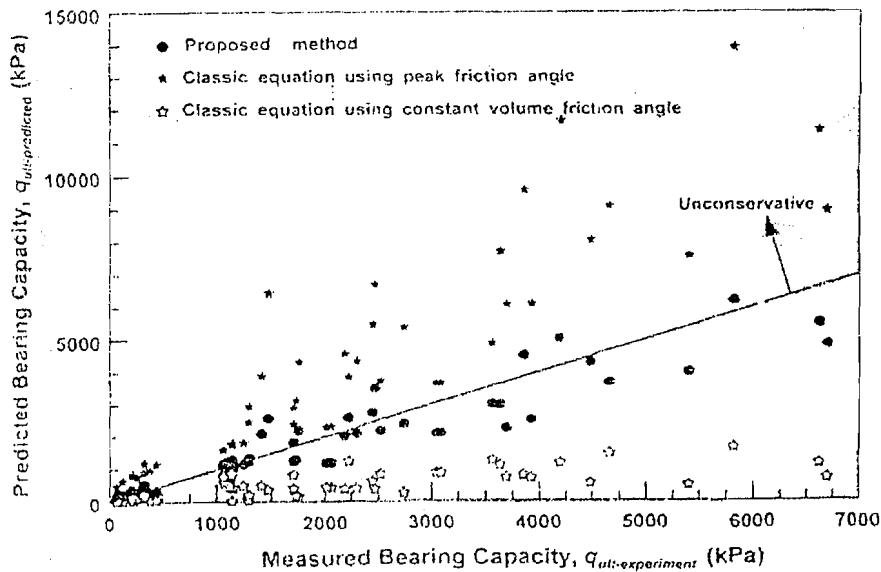
Nilai I_{PF} dihitung dari hasil pengujian untuk menguji kecocokan nilai persamaan (3.24) dalam menggambarkan *progressive failure*. Nilai I_{PF} kemudian diplotkan dengan I_R pada gambar 3.11 dihasilkan garis sketsa yang paling sesuai melewati data. Dari data itu I_{PF} bertambah dengan bertambahnya I_R , artinya bahwa *progressive failure* lebih dinyatakan dengan bertambahnya I_R . Hal ini menyatakan bahwa mekanisme *progressive failure* disebabkan oleh lemahnya tekanan tanah, ditunjukkan saat dibandingkan dengan mekanisme *progressive failure* yang disebabkan oleh distribusi ketidakseragaman *shear strain* sebagai pertambahan I_R . Kalkulasi harga dari I_{PF} sangat sensitif pada sedikit perubahan dari harga yang diamati berdasarkan percobaan. Batasan prediksi menunjukkan bahwa untuk situasi ini harga dari I_{PF} yang dipilih adalah sedikit sesuai dengan kenyataan. Metode desain yang diusulkan sebaiknya dibandingkan dengan solusi yang umumnya digunakan dalam praktek. Kondisi nilai terendah I_R akan sedikit berbeda dengan nilai I_{PF} yang tidak terlalu penting seperti ditunjukkan gambar 3.10. Pernyataan ini ditunjukkan dengan memplotkan kapasitas pengujian bersama dengan kapasitas pendekatan yang diusulkan dan diturunkan menggunakan persamaan yang umumnya digunakan dalam praktek. Persamaannya sama dengan yang diberikan oleh persamaan (3.5) menggunakan faktor daya dukung yang diberikan Vesic (1973). Faktor kedalaman yang diusulkan oleh Hansen (1970) ditambahkan dalam persamaan (3.5). Kesulitan pemilihan sudut gesek yang digunakan dalam persamaan (3.5) dikarenakan jenis



data yang digunakan dalam perencanaan yaitu data SPT dan CPT biasanya tidak tersedia untuk studi pasir. Sudut gesek yang dipilih berdasarkan sudut gesek puncak yang berasal dari persamaan Bolton (1986) dan digunakan dalam metode yang diusulkan. Perbedaan yang terjadi hanya pada penggunaan dua metode dalam memprediksi persamaan N_v , perhitungan faktor kedalaman dan pertimbangan *progressive failure* yang tidak terdapat dalam pendekatan klasik.



Gambar 3.11 Hubungan antara I_{PF} dengan I_R (Perkins & Madson, 2000)



Gambar 3.12 Daya dukung prediksi dengan ukurannya dan perbandingannya untuk digunakan pada persamaan klasik (Perkins & Madson, 2000)

Gambar 3.12 memprediksi nilai perbandingannya dengan cara memplotkan berdasarkan hasil pengujian melawan prediksi yang dibuat menggunakan cara yang diusulkan dan perencanaan menggunakan persamaan klasik diatas. Gambar 3.12 tersebut umumnya memperlihatkan bahwa prediksi yang dibuat menggunakan metode pendekatan lebih baik daripada prediksi dengan menggunakan persamaan klasik. Gambar 3.12 mengindikasikan bahwa nilai perkiraan yang berhubungan dengan penggunaan harga dari persamaan Bolton (1986) terjadi kesalahan lebih kecil dibandingkan dengan yang

menggunakan persamaan daya dukung klasik, sedangkan hasil dari *progressive failure* pada kapasitas tidak digunakan dalam perhitungan.

3.3.4 Ringkasan usulan pendekatan *relative density* untuk daya dukung

Gambaran langkah yang digunakan diatas dalam memformulasikan usulan pendekatan *relative density* untuk daya dukung diringkasan dibawah ini dapat digunakan dalam desain:

1. untuk permasalahan yang berkaitan dengan tanah, tentukan nilai berat volume terendam air (γ'), *relative density* (D_r) dan sudut gesek volume konstan (ϕ'_{cv}),
2. memuat ukuran dan dasar perletakan telapak untuk dianalisis (yaitu B, L dan Df),
3. mengasumsikan nilai p' yang sesuai untuk keadaan pada langkah 1 dan 2. nilai 500 kpa diizinkan untuk pemusatan enam sampai delapan kali iterasi pengujian,
4. menghitung besarnya *strain restrain*, A , I_R , ϕ'_{peak} menggunakan persamaan (3.14), (3.7), (3.6) dengan mengambil nilai Q sebesar 10 dan R sebesar 1,
5. menghitung $q_{ult-peak}$ menggunakan persamaan (3.15)-(3.17) dengan nilai ϕ'_{peak} diturunkan dari langkah 4,
6. menghitung perbandingan $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ menggunakan nilai p' dari langkah 3 dan $q_{ult-peak}$ dari langkah 5,
7. menghitung perbandingan $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ menggunakan persamaan (3.23),

8. jika perbandingan dari langkah 6 dan 7 tidak sesuai dengan toleransi selisih 0,01, ulangi langkah 3 sampai 6 dengan asumsi nilai p' yang dibutuhkan pada langkah 3 seperti nilai perhitungan dari langkah 7 sampai pemusatan tercapai,
9. menghitung q_{ult-cv} menggunakan persamaan (3.15)-(3.17) dengan nilai ϕ' yang ditentukan dalam langkah 1,
10. menentukan I_{PF} dari gambar 3.11 dengan persamaan:

$$I_{PF} = 0,044.I_R + 0,65 \quad (3.25)$$

11. menghitung perkiraan data daya dukung dengan skala hasil pada perilaku material nonlinier dan *progressive failure* dari persamaan:

$$q_{ult-predicted} = q_{ult-peak} - I_{PF}(q_{ult-peak} - q_{ult-cv}) \quad (3.26)$$

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Studi pustaka

Penelitian tugas akhir ini menggunakan metode studi literatur dan kajian ilmiah yang dipakai didasarkan pada teori serta formula yang ada. Hal-hal lain yang berhubungan dengan materi pembahasan diambil dari berbagai literatur, laporan ilmiah, makalah-makalah seminar, jurnal dan lain sebagainya. Dalam studi ini dipelajari beberapa metode daya dukung konvensional yang telah ada, yaitu metode daya dukung Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1970) dan Vesic (1973). Juga hal-hal yang berhubungan dengan daya dukung tanah pasir, yaitu tipe-tipe keruntuhan tanah akibat dibebani fondasi dangkal dari Vesic (1973), faktor-faktor kekuatan geser tanah dalam mendukung fondasi dangkal dari Mohr (1910), Coulomb (1776) serta mempelajari sifat dan karakteristik tanah pasir.

Dari studi pustaka ini diharapkan akan didapat suatu metode daya dukung tanah yang akan digunakan sebagai pembandingan metode pendekatan *relative density*. Selain itu juga diharapkan didapatkan hal-hal yang berhubungan dengan daya dukung tanah dalam memikul beban fondasi dangkal.

4.2 Perumusan masalah

Berdasarkan studi pustaka maka diambil rumusan masalah bagaimana memprediksi besarnya daya dukung tanah fondasi dangkal pada tanah berpasir yang lebih akurat dalam penggunaannya.

4.3 Studi metoda daya dukung

Metoda pendekatan *relative density* yang digunakan dalam studi literatur ini berdasarkan penelitian Steven W. Perkins & Craig R. Madson (2000) berdasarkan analisa beberapa percobaan *centrifuge* bersama dengan pemahaman hubungan *strength-dilatancy* pada tanah *granuler* yang dikembangkan Bolton (1986), sedangkan metoda konvensional yang digunakan dalam studi literatur ini merupakan teori daya dukung Terzaghi (1943) berdasarkan metoda *limit equilibrium* yang digunakan sebagai pembanding.

Berdasarkan perbandingan kedua metode tersebut diharapkan akan didapat suatu metode yang lebih mendekati dalam memprediksi besarnya nilai daya dukung tanah fondasi dangkal pada tanah pasir yang sesuai dengan kenyataan.

4.4 Perhitungan nilai daya dukung

Besarnya nilai daya dukung tanah dalam tugas akhir ini dihitung menggunakan metoda pendekatan *relative density* dari Madson dan Perkins (2000) dan metoda Terzaghi (1943) berdasarkan data-data tanah dan dimensi fondasi yang digunakan pada proyek pembangunan gedung registrasi terpadu UII, Yogyakarta.

Perhitungan nilai daya dukung tanah tersebut dilakukan dengan variabel pengaruh yang berbeda. Variabel-variabel pengaruh tersebut adalah :

1. Kedalaman telapak fondasi (D_f)
2. Lebar telapak fondasi (B)
3. Sudut gesek dalam (ϕ)

Contoh perhitungan dilakukan berdasarkan langkah-langkah perhitungan. Sebagai contoh perhitungan diambil pada kedalaman telapak fondasi (D_f) 3,25 m. Untuk memudahkan perhitungan, digunakan program komputer *Microsoft Excel* 2000. Langkah perhitungan masing-masing metode ditampilkan dalam bentuk tabel.

Berdasarkan variabel lebar telapak fondasi (B), kedalaman telapak fondasi (D_f) dan sudut gesek dalam tanah (ϕ) yang berbeda diharapkan akan didapatkan karakteristik perubahan besarnya nilai daya dukung tanah fondasi dangkal pada tanah berpasir antara metode Terzaghi dengan metode pendekatan *relative density*.

4.5 Pembahasan

Berdasarkan hasil perhitungan yang diberikan untuk selanjutnya dibandingkan besarnya daya dukung tanah berdasarkan metode Terzaghi (1943) dengan metode pendekatan *relative density* dari Madson dan Perkins (2000). Pembahasan dilakukan berdasarkan variabel kedalaman telapak fondasi (D_f), lebar telapak fondasi (B) dan sudut gesek dalam tanah (ϕ). Hasil perhitungan nilai daya dukung kedua metode

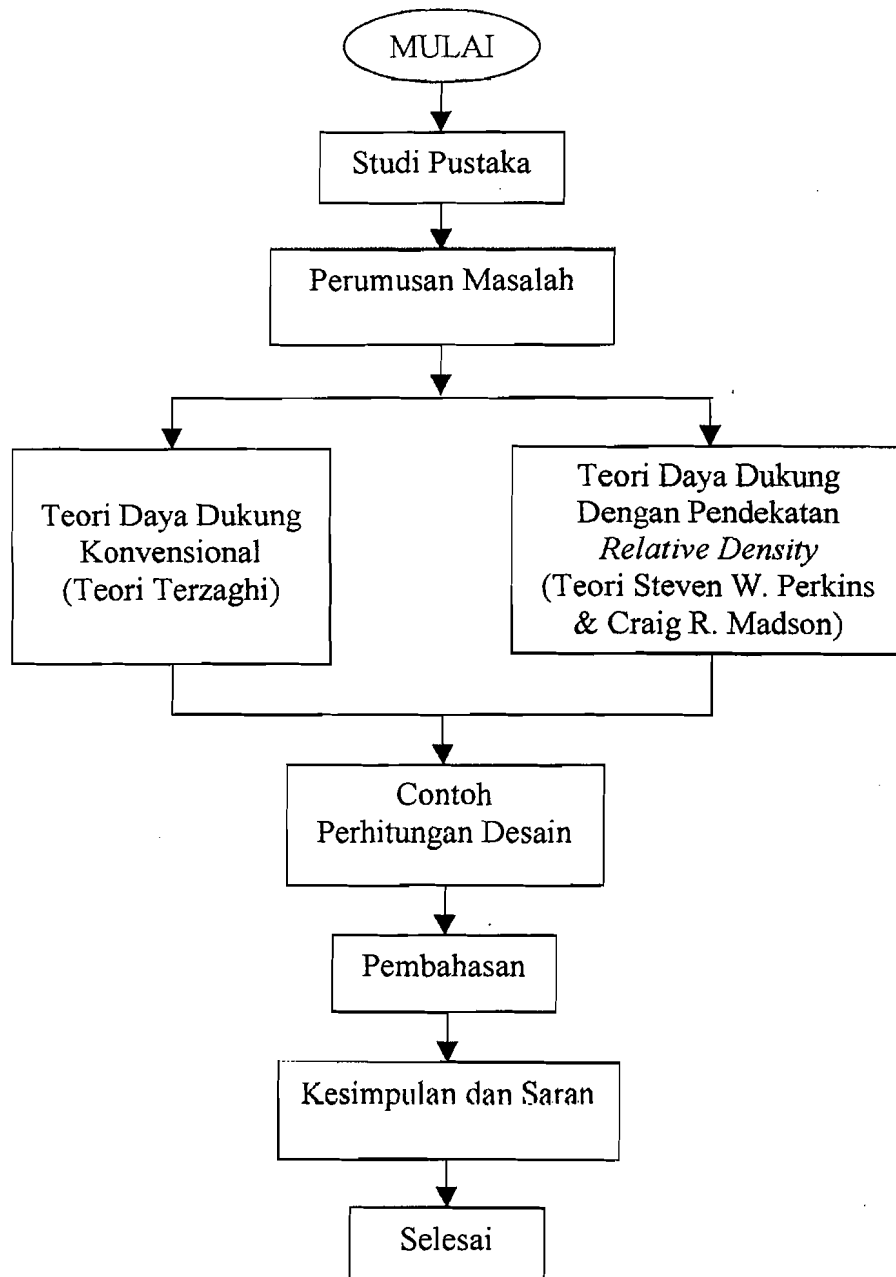
disusun dalam sebuah tabel berdasarkan variabel pengaruhnya. Dalam pembahasan ini juga dibahas pembahasan mengenai masing-masing metode, kelebihan dan kekurangannya. Juga dilakukan pembahasan terhadap variabel-variabel pengaruh.

Berdasarkan pembahsan yang ada, diharapkan dapat disimpulkan mengenai permasalahan daya dukung tanah dan karakteristik perubahan nilai daya dukung tanah terhadap variabel yang ada.

4.6 Kesimpulan & Saran

Berdasarkan teori, analisa dan pembahasan yang dilakukan kemudian disimpulkan yang merujuk dari pembahasan. Berdasarkan kesimpulan yang dibuat, diharapkan dapat diketahui besarnya nilai daya dukung tanah pasir menggunakan metode Terzaghi dan metode pendekatan *relative density* dan dapat diketahui karakteristik perubahan nilai daya dukung tanah pasir berdasarkan variabel kedalaman telapak fondasi (D_f), lebar telapak fondasi (B) dan sudut gesek dalam tanah (ϕ).

Saran disusun untuk dapat memberikan masukan kepada peneliti selanjutnya yang akan meneliti lebih lanjut permasalahan ini. Untuk memudahkan dalam memahami metodologi penelitian, dibawah ini digambarkan bagan alir penelitian:



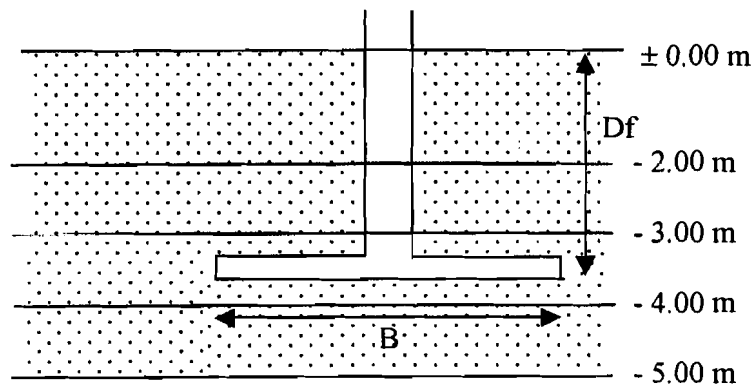
Gambar 4.1 Bagan Alir Penelitian

BAB V

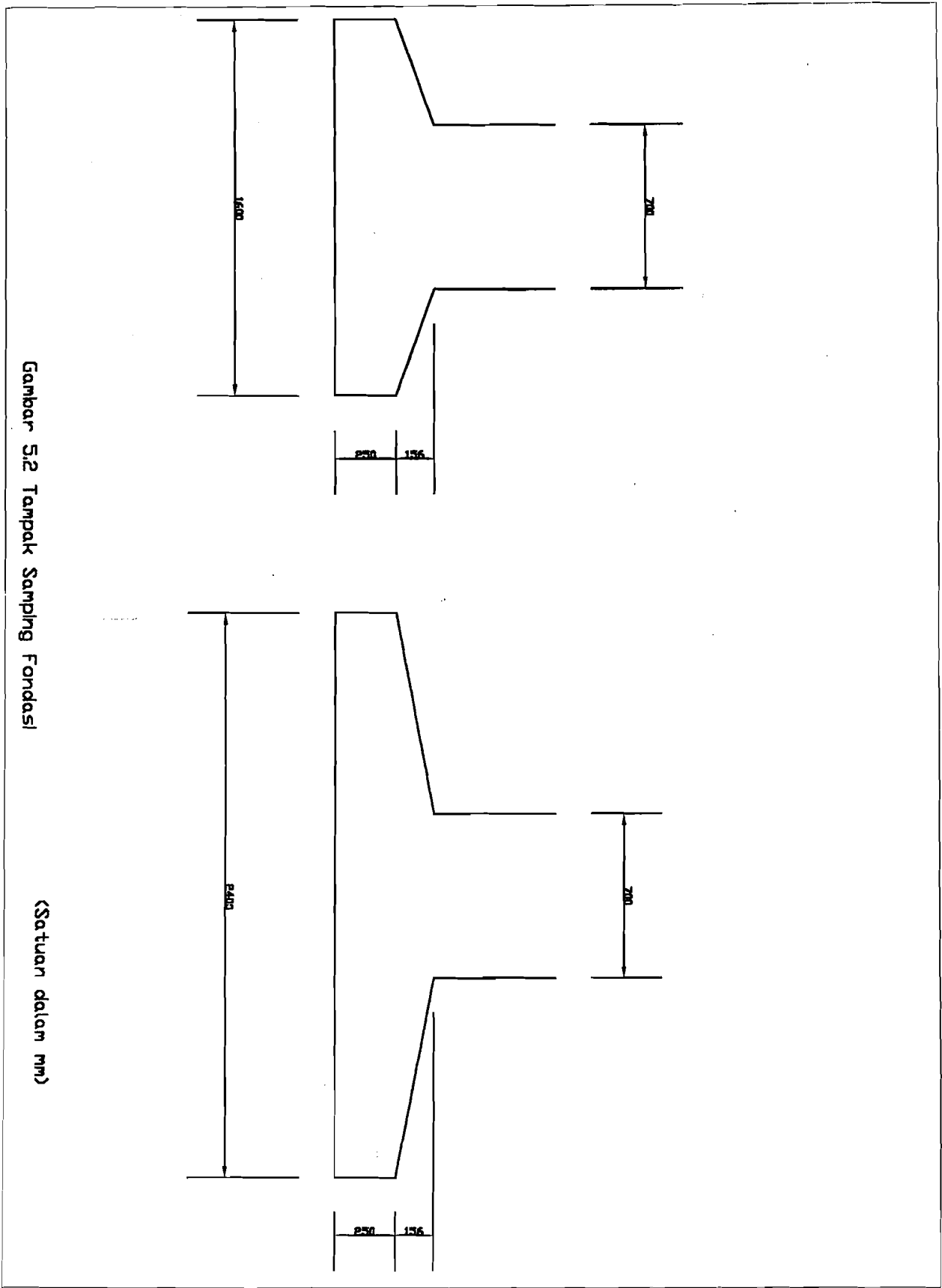
ANALISIS HITUNGAN

5.1 Data Tanah

Data tanah diambil dari laporan hasil pengujian tanah yang dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta untuk proyek Pembangunan Gedung Registrasi UII Yogyakarta (terlampir). Dari data hasil pengujian di lapangan, hingga kedalaman 6,00 meter belum dijumpai muka air tanah. Keadaan tanah tiap lapisan dapat dilihat berikut ini.



Gambar 5.1 Rencana Fondasi



Gambar 5.2 Tampak Samping Fondasi

(Satuan dalam mm)

Pengujian berupa pengujian lapangan dan pengujian laboratorium. Pengujian lapangan berupa SPT, CPT dan *Hand Boring*. Nilai c dan ϕ didapat dari pengujian *direct shear test*. Adapun data tanah tiap lapis seperti gambar di atas adalah sebagai berikut ini:

Kedalaman -2.00 m:

$$c = 0,026 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{\text{peak}} = 24^{\circ}$$

$$\gamma_b = 1,768 \text{ gram/cm}^3$$

$$\gamma_k = 1,638 \text{ gram/cm}^3$$

$$w = 6,25 \%$$

$$G_s = 2,726$$

Kedalaman -3.00 m:

$$c = 0,013 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{\text{peak}} = 36^{\circ}$$

$$\gamma_b = 1,461 \text{ gram/cm}^3$$

$$\gamma_k = 1,385 \text{ gram/cm}^3$$

$$w = 5,49 \%$$

$$G_s = 2,743$$

Kedalaman -4.00 m:

$$c = 0,061 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{\text{peak}} = 40^{\circ}$$

$$\phi_{\text{cv}} = 29^{\circ}$$

$$\gamma_b = 1,663 \text{ gram/cm}^3$$

$$\gamma_k = 1,524 \text{ gram/cm}^3$$

$$w = 9,48 \%$$

$$G_s = 2,720$$

$$N\text{-SPT} = 8$$

Kedalaman -5.00 m:

$$c = 0,008 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{\text{peak}} = 36^{\circ}$$

$$\phi_{\text{cv}} = 25^{\circ}$$

$$\gamma_b = 1,602 \text{ gram/cm}^3$$

$$\gamma_k = 1,390 \text{ gram/cm}^3$$

$$w = 19,31 \%$$

$$G_s = 2,718$$

$$N\text{-SPT} = 8$$

5.2 Analisis Daya Dukung Tanah

5.2.1 Metode Terzaghi

Persamaan daya dukung yang diberikan Terzaghi (1943) untuk tanah pasir adalah sebagai berikut:

$$q_{ult} = q' \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \quad (5.1)$$

Langkah yang digunakan untuk menghitung daya dukung *ultimate* fondasi dangkal dengan teori Terzaghi sebagai berikut:

1. Menentukan faktor daya dukung

$$N_q = \frac{\left[e^{(0,75 \cdot \pi - \phi/2) \tan \phi} \right]^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \phi/2)} \quad (5.2)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left[\frac{K p_\gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right] \quad (5.3)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (5.4)$$

$$\phi' = a \tan \left[\frac{2}{3} \tan \phi \right] \quad (5.5)$$

Untuk Df = 2m:

$$\phi_{\text{peak}} = 36^0, \text{ maka } N_q = 47,16$$

$$\phi'_{\text{peak}} = 26^0, \text{ maka } N_q' = 14,21$$

Untuk Df = 4 m:

$$\phi_{\text{peak}} = 40^0, \text{ maka } N_q = 81,27$$

$$N_\gamma = 37,12$$

$$\phi'_{\text{peak}} = 29^0, \text{ maka } N_q' = 19,98$$

$$N_\gamma' = 7,82$$

Untuk Df = 3m:

$$\phi_{\text{peak}} = 34^0, \text{ maka } N_q = 36,5$$

$$\phi'_{\text{peak}} = 24^0, \text{ maka } N_q' = 11,40$$

Untuk Df = 5m:

$$\phi_{\text{peak}} = 36^0, \text{ maka } N_q = 47,16$$

$$N_\gamma = 21,67$$

$$\phi'_{\text{peak}} = 26^0, \text{ maka } N_q' = 14,21$$

$$N_\gamma' = 5,86$$

2. Menentukan kedalaman fondasi (Df)

Fondasi diletakkan pada kedalaman Df=3,25m.

3. Menentukan daya dukung ijin (q_{all})

A. Daya dukung untuk lebar fondasi 1600 mm

$$\begin{aligned} q_{ult} &= q' \cdot N_q' + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma' \\ &= [(2.0,768 + 1.0,461 + 0,25 \cdot 0,663) \cdot 81,3] \cdot 9,80665 \\ &\quad + 0,5 \cdot (0,663 \cdot 9,80665) \cdot 1,6 \cdot 37,12 \\ &= 1916,752 \text{ kpa} \end{aligned}$$

Bila digunakan angka kemanan SF=3, maka:

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{1916,752}{3} = 638,9175 \text{ kpa}$$

B. Daya dukung untuk lebar fondasi 2400 mm

$$\begin{aligned} q_{ult} &= q' \cdot N_q' + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma' \\ &= [(2.0,768 + 1.0,461 + 0,25 \cdot 0,663) \cdot 9,80665] \\ &\quad + 0,5 \cdot (0,663 \cdot 9,80665) \cdot 2,4 \cdot 37,12 \\ &= 2013,279 \text{ kpa} \end{aligned}$$

Bila digunakan angka keamanan SF=1,50, maka:

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{2013,279}{3} = 671,093 \text{ kpa}$$

Dengan cara yang sama, untuk daya dukung tanah menggunakan metode Terzaghi pada kedalaman telapak fondasi (Df) dan lebar telapak fondasi (B) yang berbeda, hasil perhitungan ditunjukkan pada Tabel 5.1 berikut ini

Tabel 5.1 Perhitungan daya dukung fondasi dengan metode Terzaghi

Df (m)	B (m)	L (m)	ϕ_{peak} ($^{\circ}$)	$K_{p\gamma}$	q' (kpa)	N_q'	N_{γ}'	q_{ult} (kpa)	q_{all} (kpa)
3.25	1.6	12	40	52.5	21.209	81.271	37.115	1916.752	638.917
3.25	2.4	12	40	52.5	21.209	81.271	37.115	2013.279	671.093
3.5	1.6	12	40	52.5	22.835	81.271	37.115	2048.854	682.951
3.5	2.4	12	40	52.5	22.835	81.271	37.115	2145.381	715.127
3.75	1.6	12	40	52.5	24.460	81.271	37.115	2180.956	726.985
3.75	2.4	12	40	52.5	24.460	81.271	37.115	2277.483	759.161
4.25	1.6	12	36	36.81	27.562	47.156	20.067	1394.471	464.824
4.25	2.4	12	36	36.81	27.562	47.156	20.067	1441.859	480.620
4.5	1.6	12	36	36.81	29.037	47.156	20.067	1464.068	488.023
4.5	2.4	12	36	36.81	29.037	47.156	20.067	1511.456	503.819
4.75	1.6	12	36	36.81	30.513	47.156	20.067	1533.666	511.222
4.75	2.4	12	36	36.81	30.513	47.156	20.067	1581.054	527.018

5.2.2 Metode pendekatan *relative density*

Rumus daya dukung tanah menggunakan metode pendekatan *relative density* dari Perkins & Madson (2000) sebagai berikut:

$$q_{ult} = q' \cdot N_q' + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma}' \quad (5.6)$$

$$q_{ult-prod} = q_{ult-peak} - I_{PR} \cdot (q_{ult-peak} - q_{ult-cv}) \quad (5.7)$$

Langkah-langkah yang digunakan untuk menyelesaikan persoalan daya dukung tanah pasir menggunakan pendekatan *relative density* sebagai berikut:

1. menetapkan nilai Dr , ϕ'_{cv} dan γ'

a. nilai Dr

$$\ln N = c_2 + 2,06 \cdot \ln Dr + c_3 \cdot \ln \sigma'_v$$

$$\ln 8 = 2,67 + 2,06 \cdot \ln Dr + 0,222 \cdot \ln(1,663 \cdot 4,9,80665)$$

$$\ln Dr = \frac{\ln 8 - [2,67 + 0,222 \cdot \ln(1,663 \cdot 4,9,80665)]}{2,06}$$

$$Dr = 0,481$$

b. nilai ϕ'_{cv}

$$\text{nilai } \phi_{cv} = 29^{\circ}, \text{ maka } \phi'_{cv} = 20^{\circ}.$$

c. nilai γ'

$$\gamma_1 = 1,768 \text{ gram/cm}^3, \text{ maka } \gamma_1' = 0,768 \text{ gram/cm}^3$$

$$\gamma_2 = 1,461 \text{ gram/cm}^3, \text{ maka } \gamma_2' = 0,461 \text{ gram/cm}^3$$

$$\gamma_3 = 1,663 \text{ gram/cm}^3, \text{ maka } \gamma_3' = 0,663 \text{ gram/cm}^3$$

2. menetapkan nilai B, L dan Df

$$\text{digunakan } Df = 3,25 \text{ m} \rightarrow B = 1600 \text{ mm}; L = 12000 \text{ mm}$$

$$\rightarrow B = 2400 \text{ mm}; L = 12000 \text{ mm}$$

3. mengasumsikan nilai P'

$$P' = \frac{\sum \sigma}{n}$$

$$P' = \frac{(0,25 + 0,23594) \cdot 9,80665}{2} = 2,3827 \text{ kpa}$$

4. menghitung nilai ϕ'_{peak}

$$\phi'_{peak} = \phi'_{cv} + A \cdot I_R$$

$$\begin{aligned}
 I_R &= Dr(Q - \ln p') - R \\
 &= 0,481(10 - \ln 2,3827) - 1 \\
 &= 3,39
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{A). } A &= \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} + 8 \right) & \text{B). } A &= \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} + 8 \right) \\
 &= \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{12000}{1600} + 8 \right) & &= \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{12000}{2400} + 8 \right) \\
 &= 5,167 \approx 5 & &= 4,3333 \approx 4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi'_{peak} &= \phi'_{cv} + A \cdot I_R \\
 &= 20 + 5 \cdot 3,39 \\
 &= 37,5^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi'_{peak} &= \phi'_{cv} + A \cdot I_R \\
 &= 20 + 4 \cdot 3,39 \\
 &= 34,7^\circ
 \end{aligned}$$

5. menghitung nilai $q_{ult-peak}$

$$q_{ult-peak} = q' \cdot N_q' + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma'$$

$$q' = \Sigma(Df \cdot \gamma')$$

$$= [(0,768 \cdot 2) + (0,461 \cdot 1) + (0,663 \cdot 0,25)] \cdot 9,80665$$

$$= 21,21 \text{ kpa}$$

$$\text{A). } \xi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_{peak}}{2}$$

$$= \frac{\pi}{4} + \frac{37,5}{2}$$

$$= 0,340$$

$$\begin{aligned}
 N_\gamma &= \frac{1}{4} \tan \xi \left[\tan \xi \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi'_{peak}\right) - 1 \right] \\
 &+ \frac{3 \sin \phi'_{peak}}{(1 + 8 \sin^2 \phi'_{peak})} \left[\left(\tan \xi - \frac{\cot \phi'_{peak}}{3} \right) \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi'_{peak}\right) + \tan \xi \frac{\cot \phi'_{peak}}{3} + 1 \right] \\
 &= 1,583
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_q &= \tan^2 \xi \cdot e(\pi \cdot \tan \phi'_{peak}) \\
 &= \tan^2 0,340 \cdot e(\pi \cdot \tan 37,5) \\
 &= 15,72
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{ult-peak} &= q' \cdot N_q' + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma' \\
 &= 21,21 \cdot 15,72 + 0,5 \cdot (0,663 \cdot 9,80665) \cdot 1,6 \cdot 1,583 \\
 &= 341,7309 \text{ kpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{B). } \xi &= \pi/4 + \phi'_{peak}/2 \\
 &= \pi/4 + 34,7/2 \\
 &= 0,320
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_\gamma &= \frac{1}{4} \tan \xi \left[\tan \xi \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi'_{peak}\right) - 1 \right] \\
 &+ \frac{3 \sin \phi'_{peak}}{(1 + 8 \sin^2 \phi'_{peak})} \left[\left(\tan \xi - \frac{\cot \phi'_{peak}}{3} \right) \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi'_{peak}\right) + \tan \xi \frac{\cot \phi'_{peak}}{3} + 1 \right] \\
 &= 1,096
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_q &= \tan^2 \xi \cdot \exp(\pi \cdot \tan \phi'_{peak}) \\
 &= \tan^2 0,320 \cdot \exp(\pi \cdot \tan 34,7) \\
 &= 8,32
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{ult-peak} &= q' \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \\
 &= 21,21 \cdot 8,829 + 0,5 \cdot (0,663 \cdot 9,80665) \cdot 2,4 \cdot 1,096 \\
 &= 184,9714 \text{ kpa}
 \end{aligned}$$

6. menghitung rasio $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ hitungan

$$A). \frac{p'}{q_{ult-peak}} = \frac{21,21}{341,7309} = 0,0070$$

$$B). \frac{p'}{q_{ult-peak}} = \frac{21,21}{184,9714} = 0,0129$$

7. menghitung rasio $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$ rumus

$$\begin{aligned}
 A). \frac{p'}{q_{ult-peak}} &= \frac{1}{6} \left[0,52 - 0,04 \cdot \frac{L}{B} \right] \\
 &= \frac{1}{6} \left[0,52 - 0,04 \cdot \frac{12000}{1600} \right] \\
 &= 0,0367 \approx 0,04
 \end{aligned}$$

$$B). \frac{p'}{q_{ult-peak}} = \frac{1}{6} \left[0,52 - 0,04 \frac{L}{B} \right]$$

$$= \frac{1}{6} \left[0,52 - 0,04 \cdot \frac{12000}{2400} \right]$$

$$= 0,0533 \approx 0,05$$

8. membandingkan nilai $\frac{p'}{q_{ult-peak}(\text{hitungan})}$ dan $\frac{p'}{q_{ult-peak}(\text{rumus})}$

Karena nilai $\frac{p'}{q_{ult-peak}(\text{hitungan})}$ tidak sama dengan nilai $\frac{p'}{q_{ult-peak}(\text{rumus})}$, maka

dilakukan iterasi. Hasil dari proses iterasi ditunjukkan pada tabel 5.2 berikut:

Tabel 5.2 iterasi nilai $\frac{p'}{q_{ult-peak}(\text{hitungan})}$ dengan $\frac{p'}{q_{ult-peak}(\text{rumus})}$

Df (m)	B (m)	ϕ'_{cv}	A	I_R	ϕ'_{peak} (°)	Nq'	$N\gamma'$	$q_{ult-peak}$ (kpa)	$\frac{p'}{q_{ult-peak}}$	$\frac{p'}{q_{ult-peak}}$	Ket
3.25	1.6	20	2.831	2.604	27	69.906	8.906	1487.385	0.008	0.037	trial
3.25	1.6	20	2.831	1.887	25	48.928	6.975	1041.420	0.052	0.037	trial
3.25	1.6	20	2.831	2.058	26	53.226	7.382	1132.799	0.034	0.037	trial
3.25	1.6	20	2.831	2.018	26	52.176	7.283	1110.478	0.037	0.037	ok
3.25	2.4	20	2.913	2.729	28	77.528	9.577	1651.945	0.006	0.053	trial
3.25	2.4	20	2.913	1.656	25	44.758	6.572	954.511	0.092	0.053	trial
3.25	2.4	20	2.913	1.920	26	51.104	7.182	1089.598	0.047	0.053	ok

9. menghitung nilai q_{ult-cv}

$$\xi = \pi/4 + \phi'/2$$

$$= \pi/4 + 20/2$$

$$= 0,188$$

$$N_q = \tan^2 \xi \cdot e(\pi \cdot \tan \phi'_{cv})$$

$$= \tan^2 \xi \cdot e(\pi \cdot \tan 20)$$

$$= 6,40$$

$$N_y = \frac{1}{4} \tan \xi \left[\tan \xi \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi'_{cv}\right) - 1 \right]$$

$$+ \frac{3 \cdot \sin \phi'_{cv}}{(1 + 8 \sin^2 \phi'_{cv})} \left[\left(\tan \xi - \frac{\cot \phi'_{cv}}{3} \right) \exp\left(\frac{3\pi}{2} \tan \phi'_{cv}\right) + \tan \xi \frac{\cot \phi'_{cv}}{3} + 1 \right]$$

$$= 1,76$$

$$A. \quad q_{ult-cv} = q' \cdot N_q' + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_y'$$

$$= 21,21 \cdot 6,40 + 0,5 \cdot (0,663 \cdot 9,80665) \cdot 1,6 \cdot 1,76$$

$$= 144,8776 \text{ kpa}$$

$$B. \quad q_{ult-cv} = q' \cdot N_q' + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_y'$$

$$= 21,21 \cdot 6,40 + 0,5 \cdot (0,663 \cdot 9,80665) \cdot 2,4 \cdot 1,76$$

$$= 149,4530 \text{ kpa}$$

10. menghitung I_{PF}

$$A. \quad I_{PF} = 0,044 \cdot I_R + 0,65$$

$$= 0,044 \cdot 2,02 + 0,65$$

$$= 0,74$$

$$B. \quad I_{PF} = 0,044 \cdot I_R + 0,65$$

$$= 0,044 \cdot 1,92 + 0,65$$

$$= 0,73$$

11. menghitung $q_{ult-pred}$

$$\begin{aligned} \text{A. } q_{ult-pred} &= q_{ult-peak} - I_{PF} \cdot (q_{ult-peak} - q_{ult-cv}) \\ &= 1110,478 - 0,74(1110,478 - 144,8778) \\ &= 404,8380 \text{ kpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{B. } q_{ult-pred} &= q_{ult-peak} - I_{PF} \cdot (q_{ult-peak} - q_{ult-cv}) \\ &= 1089,598 - 0,73(1089,598 - 149,4530) \\ &= 562,7618 \text{ kpa} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama, untuk daya dukung tanah menggunakan metode pendekatan *relative density* dengan kedalaman telapak fondasi (D_f) dan lebar telapak fondasi (B) yang berbeda, hitungan ditunjukkan pada tabel 5.3, 5.4 dan 5.5 berikut ini

Tabel 5.3 Perhitungan daya dukung fondasi metode pendekatan *relative density* (langkah 1-7)

Df (m)	B (m)	L (m)	Dr (%)	ϕ'_{ov} ($^{\circ}$)	p' (kpa)	I_R	A	ϕ'_{peak} ($^{\circ}$)	ξ	N_q'	N_{γ}'	q' (kpa)	$q_{ult-peak}$ (kpa)	$\frac{p'}{q_{ult-peak}}$	$\frac{P'}{q_{ult-peak}}$	ket
3.25	1.6	12	48.1%	20	2.3827	3	5	38	0.341	15.7241	1.5827	21.2093	341.7309	0.0070	0.0367	trial
3.25	2.4	12	48.1%	20	2.3827	3	4	35	0.317	8.3180	1.0961	21.2093	184.9714	0.0129	0.0533	trial
3.5	1.6	12	48.1%	20	2.3827	3	5	38	0.341	15.7241	1.5827	22.8348	367.2897	0.0065	0.0367	trial
3.5	2.4	12	48.1%	20	2.3827	3	4	35	0.317	8.3180	1.0961	22.8348	198.4919	0.0120	0.0533	trial
3.75	1.6	12	48.1%	20	2.3827	3	5	38	0.341	15.7241	1.5827	24.4602	392.8486	0.0061	0.0367	trial
3.75	2.4	12	48.1%	20	2.3827	3	4	35	0.317	8.3180	1.0961	24.4602	212.0124	0.0112	0.0533	trial
4.25	1.6	12	48.1%	17	2.0828	3	5	35	0.318	8.6206	1.1176	27.5616	243.4093	0.0086	0.0367	trial
4.25	2.4	12	48.1%	17	2.0828	3	4	32	0.293	4.5950	0.8102	27.5616	132.9668	0.0157	0.0533	trial
4.5	1.6	12	48.1%	17	2.0828	3	5	35	0.318	8.6206	1.1176	29.0375	256.1323	0.0081	0.0367	trial
4.5	2.4	12	48.1%	17	2.0828	3	4	32	0.293	4.5950	0.8102	29.0375	139.7485	0.0149	0.0533	trial
4.75	1.6	12	48.1%	17	2.0828	3	5	35	0.318	8.6206	1.1176	30.5134	268.8554	0.0077	0.0367	trial
4.75	2.4	12	48.1%	17	2.0828	3	4	32	0.293	4.5950	0.8102	30.5134	146.5303	0.0142	0.0533	trial

Tabel 5.4 Perhitungan daya dukung fondasi metode pendekatan *relative density* (langkah 8)

Df (m)	B (m)	L (m)	Dr (%)	ϕ'_{cv} (°)	q' (kpa)	A	p' (kpa)	IR	ϕ'_{peak} (°)	ξ	N_g'	N_r'	q _{ult-peak} (kpa)	$\frac{p'}{q_{ult-peak}}$	$\frac{p'}{q_{ult-peak}}$	Ket
3.25	1.6	12	48.1%	20	21.2093	3	12.5301	2.5940	27	1.024	69.5359	8.8728	1520.9602	0.0082	0.0367	trial
3.25	1.6	12	48.1%	20	21.2093	3	55.7685	1.8758	25	1.006	48.6712	6.9502	1068.4344	0.0522	0.0367	trial
3.25	1.6	12	48.1%	20	21.2093	3	39.1759	2.0457	26	1.010	52.9037	7.3519	1160.2928	0.0338	0.0367	trial
3.25	1.6	12	48.1%	20	21.2093	3	42.5441	2.0060	26	1.009	51.8806	7.2555	1138.0918	0.0374	0.0367	ok
3.25	2.4	12	48.1%	20	21.2093	3	9.8651	2.7090	28	1.029	76.7039	9.5048	1700.9965	0.0058	0.0533	trial
3.25	2.4	12	48.1%	20	21.2093	3	90.7198	1.6418	25	1.002	44.4441	6.5418	993.6694	0.0913	0.0533	trial
3.25	2.4	12	48.1%	20	21.2093	3	52.9957	1.9003	26	1.008	50.6072	7.1348	1129.0132	0.0469	0.0533	ok
3.5	1.6	12	48.1%	20	22.8348	3	13.4673	2.5593	27	1.023	67.9661	8.7327	1597.4136	0.0084	0.0367	trial
3.5	1.6	12	48.1%	20	22.8348	3	58.5718	1.8522	25	1.005	47.9331	6.8795	1130.3247	0.0518	0.0367	trial
3.5	1.6	12	48.1%	20	22.8348	3	41.4452	2.0186	26	1.010	51.9886	7.2657	1224.9406	0.0338	0.0367	ok
3.5	2.4	12	48.1%	20	22.8348	3	10.5862	2.6751	28	1.028	74.7197	9.3311	1779.0121	0.0060	0.0533	trial
3.5	2.4	12	48.1%	20	22.8348	3	94.8806	1.6202	25	1.001	43.7540	6.4743	1049.6268	0.0904	0.0533	trial
3.5	2.4	12	48.1%	20	22.8348	3	55.9801	1.8740	25	1.007	49.6545	7.0442	1188.8105	0.0471	0.0533	ok
3.75	1.6	12	48.1%	20	24.4602	3	14.4044	2.5269	27	1.022	66.5685	8.6074	1673.0525	0.0086	0.0367	trial
3.75	1.6	12	48.1%	20	24.4602	3	61.3453	1.8300	25	1.005	47.2655	6.8152	1191.5735	0.0515	0.0367	trial
3.75	1.6	12	48.1%	20	24.4602	3	43.6910	1.9932	26	1.009	51.1664	7.1879	1288.9289	0.0339	0.0367	ok
3.75	2.4	12	48.1%	20	24.4602	3	11.3073	2.6434	28	1.026	72.9719	9.1773	1856.5127	0.0061	0.0533	trial
3.75	2.4	12	48.1%	20	24.4602	3	99.0140	1.5997	25	1.000	43.1312	6.4133	1105.0369	0.0896	0.0533	trial

Lanjutan Tabel 5.4

3.75	2.4	12	48.1%	20	24.4602	3	58.9353	1.8492	25	1.006	48.8046	6.9630	1248.0979	0.0472	0.0533	ok
4.25	1.6	12	48.1%	17	27.5616	3	8.9250	2.7572	25	1.001	43.8109	6.4799	1241.2025	0.0072	0.0367	trial
4.25	1.6	12	48.1%	17	27.5616	3	45.5108	1.9736	23	0.982	30.2873	5.1060	861.3237	0.0528	0.0367	trial
4.25	1.6	12	48.1%	17	27.5616	3	31.5819	2.1493	23	0.986	32.8707	5.3774	933.9382	0.0338	0.0367	ok
4.25	2.4	12	48.1%	17	27.5616	3	7.0916	2.8678	25	1.005	47.6505	6.8523	1366.7863	0.0052	0.0533	trial
4.25	2.4	12	48.1%	17	27.5616	3	72.8953	1.7470	22	0.977	27.7724	4.8366	803.1866	0.0908	0.0533	trial
4.25	2.4	12	48.1%	17	27.5616	3	42.8366	2.0027	23	0.984	31.3493	5.2182	904.7493	0.0473	0.0533	ok
4.5	1.6	12	48.1%	17	29.0375	3	9.3915	2.7327	25	1.000	43.1598	6.4161	1286.6237	0.0073	0.0367	trial
4.5	1.6	12	48.1%	17	29.0375	3	47.1762	1.9563	22	0.981	29.9772	5.0731	896.8500	0.0526	0.0367	trial
4.5	1.6	12	48.1%	17	29.0375	3	32.8845	2.1299	23	0.986	32.4928	5.3380	971.2735	0.0339	0.0367	ok
4.5	2.4	12	48.1%	17	29.0375	3	7.4533	2.8438	25	1.004	46.8519	6.7754	1413.3254	0.0053	0.0533	trial
4.5	2.4	12	48.1%	17	29.0375	3	75.3774	1.7309	22	0.977	27.4801	4.8050	835.4409	0.0902	0.0533	trial
4.5	2.4	12	48.1%	17	29.0375	3	44.5568	1.9838	23	0.983	30.9609	5.1773	939.4200	0.0474	0.0533	ok
4.75	1.6	12	48.1%	17	30.5134	3	9.8580	2.7093	25	0.999	42.5600	6.3571	1331.7166	0.0074	0.0367	trial
4.75	1.6	12	48.1%	17	30.5134	3	48.8296	1.9397	22	0.981	29.6886	5.0424	932.1271	0.0524	0.0367	trial
4.75	1.6	12	48.1%	17	30.5134	3	34.1780	2.1113	23	0.985	32.1425	5.3014	1008.3509	0.0339	0.0367	ok
4.75	2.4	12	48.1%	17	30.5134	3	7.8149	2.8210	25	1.004	46.1219	6.7048	1459.6491	0.0054	0.0533	trial
4.75	2.4	12	48.1%	17	30.5134	3	77.8480	1.7154	22	0.976	27.2086	4.7755	867.4848	0.0897	0.0533	trial
4.75	2.4	12	48.1%	17	30.5134	3	46.2659	1.9657	23	0.9824	30.6027	5.1394	973.8911	0.0475	0.0533	ok

Tabel 5.5 Perhitungan daya dukung fondasi metode pendekatan *relative density* (langkah 9-11)

Df (m)	B (m)	L (m)	ϕ'_{cv} ($^{\circ}$)	ξ	N_q'	N_{γ}'	q' (kpa)	Q_{ult-cv} (kpa)	I_R	I_{PF}	$Q_{ult-pred}$ (kpa)
3.25	1.6	12	20	0.188	6.3994	1.7593	21.2093	144.8776	2.0060	0.7383	404.8380
3.25	2.4	12	20	0.188	6.3994	1.7593	21.2093	149.4530	1.9003	0.7336	562.7618
3.5	1.6	12	20	0.188	6.3994	1.7593	22.8348	155.2795	2.0186	0.7388	374.2524
3.5	2.4	12	20	0.188	6.3994	1.7593	22.8348	159.8549	1.8740	0.7325	419.1484
3.75	1.6	12	20	0.188	6.3994	1.7593	24.4602	165.6815	1.9932	0.7377	541.2240
3.75	2.4	12	20	0.188	6.3994	1.7593	24.4602	170.2568	1.8492	0.7314	428.1635
4.25	1.6	12	17	0.162	4.7721	1.1842	27.5616	137.6877	2.1493	0.7446	415.4052
4.25	2.4	12	17	0.162	4.7721	1.1842	27.5616	140.7675	2.0027	0.7381	569.7934
4.5	1.6	12	17	0.162	4.7721	1.1842	29.0375	144.7309	2.1299	0.7437	376.6430
4.5	2.4	12	17	0.162	4.7721	1.1842	29.0375	147.8108	1.9838	0.7373	421.2968
4.75	1.6	12	17	0.162	4.7721	1.1842	30.5134	151.7741	2.1113	0.7429	542.8985
4.75	2.4	12	17	0.162	4.7721	1.1842	30.5134	154.8540	1.9657	0.7365	428.0413

BAB VI

PEMBAHASAN

6.1 Daya dukung fondasi

Berdasarkan analisis perhitungan dalam Bab V mengenai analisis daya dukung fondasi dangkal pada tanah pasir dengan batasan masalah yang ada, maka dibawah ini dibahas hasil-hasil perhitungan daya dukung fondasi dangkal pada tanah pasir menggunakan data lapangan maupun laboratorium pada proyek pembangunan gedung registrasi UII, Yogyakarta.

Pembahasan dilakukan pada kedalaman fondasi 3,25 m; 3,50 m; 3,75 m; 4,25 m; 4,50 m; 4,75 m dari muka tanah dengan dimensi 1600 x 12000 mm² dan 2400 x 12000 mm² dan dibandingkan hasil yang diperoleh antara metode Terzaghi dengan metode pendekatan *relative density*. Hasil perbandingan nilai daya dukung fondasi sebagai hasil hitungan ditampilkan dalam Tabel 6.1.

Hasil-hasil yang diperoleh menunjukkan adanya perbedaan nilai daya dukung antara metoda Terzaghi dengan metoda pendekatan *relative density*. Hal ini disebabkan adanya perbedaan analisis dalam persamaan yang dipakai.

Tabel 6.1 Hasil perhitungan daya dukung

Df (m)	B (m)	ϕ'_{cv} ($^{\circ}$)	γ' (gram/cm ³)	q (kpa)	
				Metode Terzaghi	Metode Pendekatan Relative Density
3.25	1.6	20	0.663	638.9175	404.8380
3.25	2.4	20	0.663	671.0930	562.7618
3.5	1.6	20	0.663	682.9514	374.2524
3.5	2.4	20	0.663	715.1269	419.1484
3.75	1.6	20	0.663	726.9853	541.2240
3.75	2.4	20	0.663	759.1609	428.1635
4.25	1.6	17	0.602	464.8236	415.4052
4.25	2.4	17	0.602	480.6195	569.7934
4.5	1.6	17	0.602	488.0228	376.6430
4.5	2.4	17	0.602	503.8187	421.2968
4.75	1.6	17	0.602	511.2220	542.8985
4.75	2.4	17	0.602	527.0179	428.0413

6.2 Pembahasan metode

6.2.1 Metode Terzaghi

Terzaghi (1943) melakukan percobaan daya dukung tanah di bawah dasar fondasi dangkal yang memanjang sebagai hasil evaluasi dari teori keruntuhan plastis yang dikembangkan oleh Prandtl (1921). Teori yang dikembangkan oleh Terzaghi ini berdasarkan metode *limit equilibrium*, yaitu suatu keadaan tanah yang menyebabkan tiap-tiap titik di dalam massa tanah menuju proses ke suatu keadaan runtuh.

Kelebihan metode Terzaghi

Metode Terzaghi dapat digunakan sebagai nilai perkiraan awal dalam menghitung daya dukung fondasi dangkal, sebab tidak perlu menghitung segala faktor tambahan tentang bentuk, kedalaman dan kemiringan bebannya. Metode ini

juga dapat digunakan untuk menghitung nilai daya dukung tanah yang dipengaruhi oleh letak muka air tanah.

Kelemahan metode Terzaghi

Metode Terzaghi menganggap bahwa nilai sudut runtuh (θ) dibawah dasar telapak fondasi adalah sebesar sudut gesek dalam puncaknya (ϕ_{peak}), sehingga diperlukan faktor keamanan pada kondisi beban puncak. Kuat geser tanah diatas telapak fondasi diabaikan dan digantikan dengan tekanan *overburden* (q'). Persamaan ini hanya cocok untuk telapak horisontal yang dibebani konsentris. Persamaan ini tidak dapat diterapkan pada kolom-kolom yang memakai momen atau telapak miring. Metode Terzaghi hanya cocok untuk fondasi dangkal dengan $D_f \leq B$.

6.2.2 Metode pendekatan *relative density*

Metode pendekatan *relative density* dikembangkan oleh Perkins dan Madson (2000) didapat dari nilai tegangan nonlinier sifat tanah dan pengaruh *progressive failure* dengan menggabungkan konsep *strength-dilatancy* yang dipengaruhi oleh sudut gesek puncak pada tegangan normal rata-rata, kondisi regangan dan *relative density*.

Kelebihan metode pendekatan *relative density*

Metode pendekatan *relative density* dari Perkins dan Madson (2000) mempertimbangkan efek *progressive failure*, yaitu kondisi tanah saat mencapai kondisi tegangan puncak sampai mencapai keadaan kritis. Perilaku tanah pada

kondisi ini adalah rapuh, hal ini berakibat pada saat keruntuhan terjadi patah dan kehilangan kapasitas pembebanannya.

Kelemahan metode pendekatan *relative density*

Metode pendekatan *relative density* memerlukan *trial & error* saat menghitung nilai $\frac{p'}{q_{ult-peak}}$, sehingga diperlukan alat bantu perhitungan berupa program komputer. Metode ini menganggap bahwa nilai tegangan normal efektif tanah (p') dipengaruhi oleh daya dukung ultimit ($q_{ult-peak}$) yang dicapai telapak, sudut gesek tanah (ϕ_{peak}) dan penambahan tekanan.

6.3 Pembahasan faktor pengaruh

6.3.1 Pembahasan pengaruh kedalaman telapak fondasi (Df)

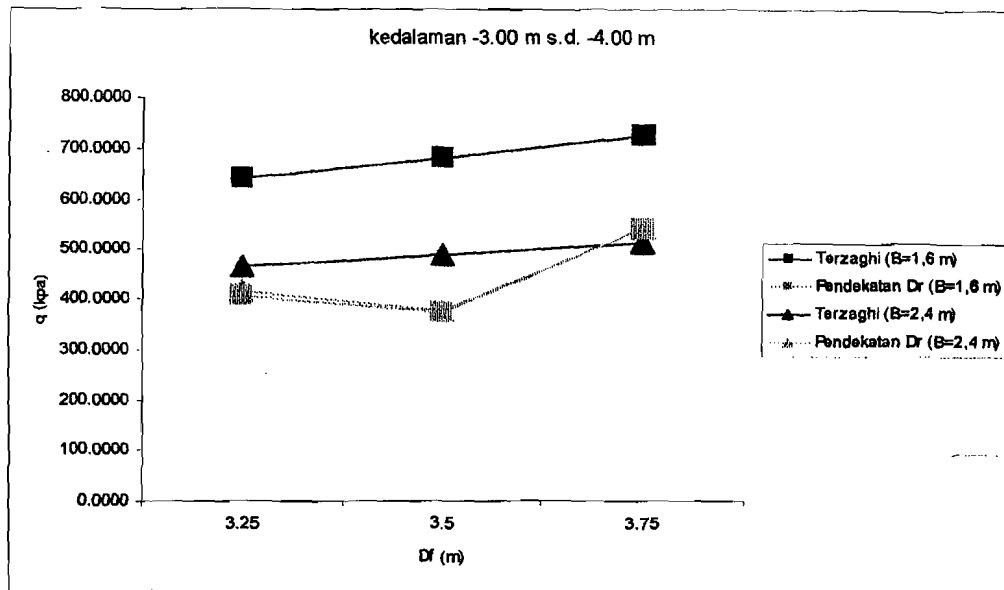
1. Pada lebar telapak fondasi (B) dan sudut gesek dalam (ϕ') yang sama, semakin besar Df maka nilai daya dukung tanah menggunakan metode Terzaghi semakin besar. Hal ini disebabkan oleh adanya penambahan beban tanah diatas telapak fondasi (q').
2. Pada lebar telapak fondasi (B) dan sudut gesek dalam (ϕ') yang sama dengan penambahan kedalaman telapak fondasi (Df), nilai daya dukung tanah menggunakan metode pendekatan *relative density* terjadi *fluktuasi* nilai. Hal ini dipengaruhi oleh *index progressive failure* (I_{PF}) yang merupakan fungsi dari *index relative dilatancy* (I_R). *Index relative dilatancy* (I_R) dipengaruhi oleh *relative density* (D_r) dan tegangan normal efektif (p').

6.3.2 Pembahasan pengaruh lebar telapak fondasi (B)

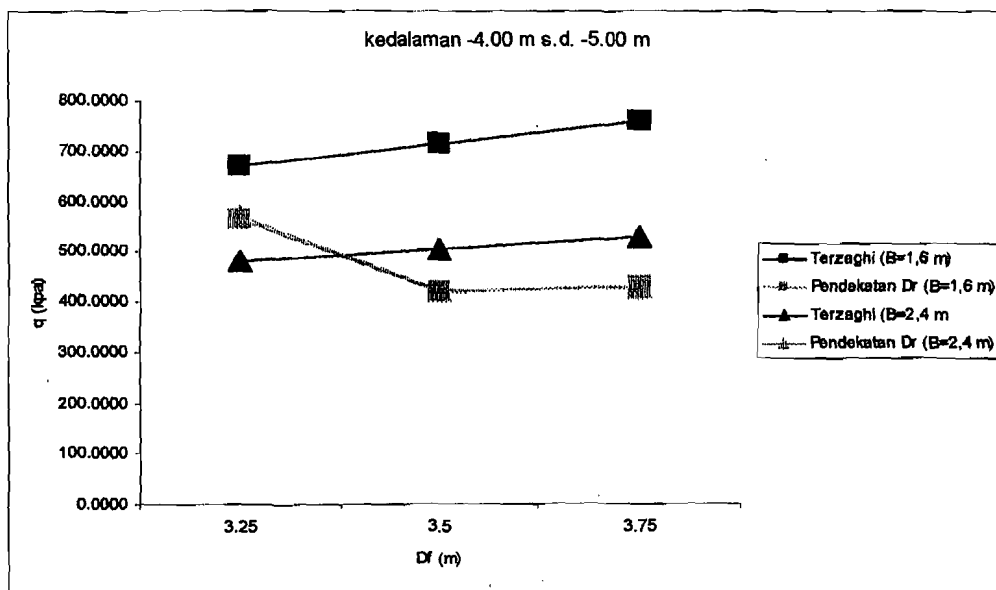
Pada kedalaman telapak fondasi (D_f) dan sudut gesek dalam (ϕ') yang sama, semakin besar telapak fondasi (B) maka nilai daya dukung tanah menggunakan metoda Terzaghi dan metoda pendekatan *relative density* semakin besar. Hal ini disebabkan oleh adanya penambahan lebar telapak fondasi (B).

6.3.3 Pembahasan pengaruh sudut gesek dalam (ϕ')

Dalam gambar 6.1 terlihat pada lebar telapak fondasi (B) yang sama dengan penambahan kedalaman telapak fondasi pada $\phi'_{cv}=20^0$ dan $\phi'_{cv}=17^0$, nilai daya dukung menggunakan metode Terzaghi lebih besar dibandingkan dengan nilai daya dukung menggunakan metode pendekatan *relative density*. Dalam gambar 6.2 terlihat pada kedalaman telapak fondasi (D_f) yang sama dengan penambahan lebar telapak fondasi (B) pada $\phi'_{cv}=20^0$ dan $\phi'_{cv}=17^0$, nilai daya dukung menggunakan metode Terzaghi lebih besar dibandingkan dengan menggunakan metode pendekatan *relative density*. Hal ini disebabkan perbedaan dalam penggunaan nilai sudut gesek dalam ϕ' . Metode Terzaghi menggunakan ϕ' dalam keadaan kekuatan puncak (ϕ'_{peak}), sedangkan metode pendekatan *relative density* menggunakan ϕ' dengan memperhatikan efek *progressive failure*.

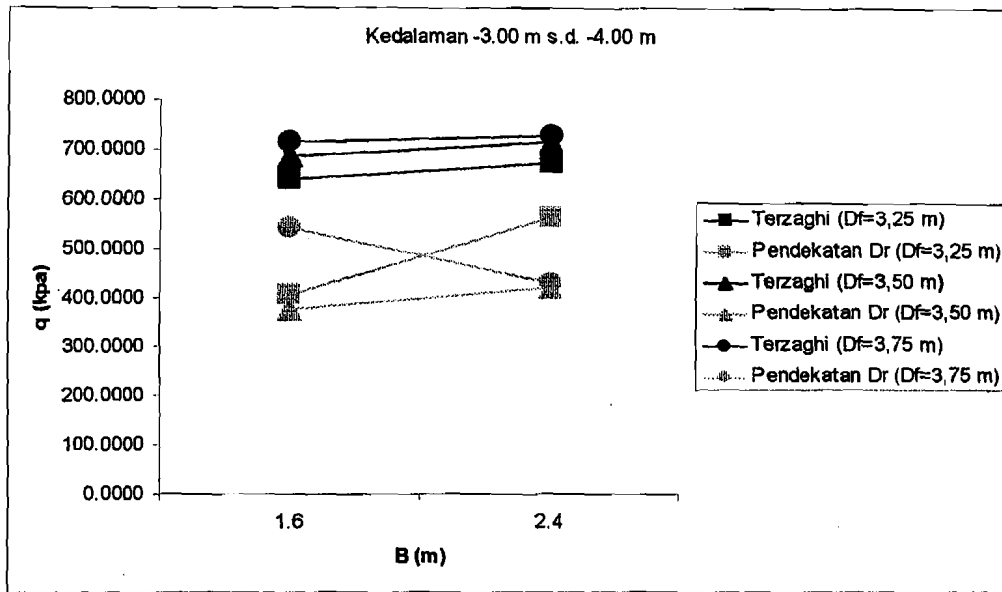


(A) Kedalaman -3.25 m, -3.50 m dan -3,75 m

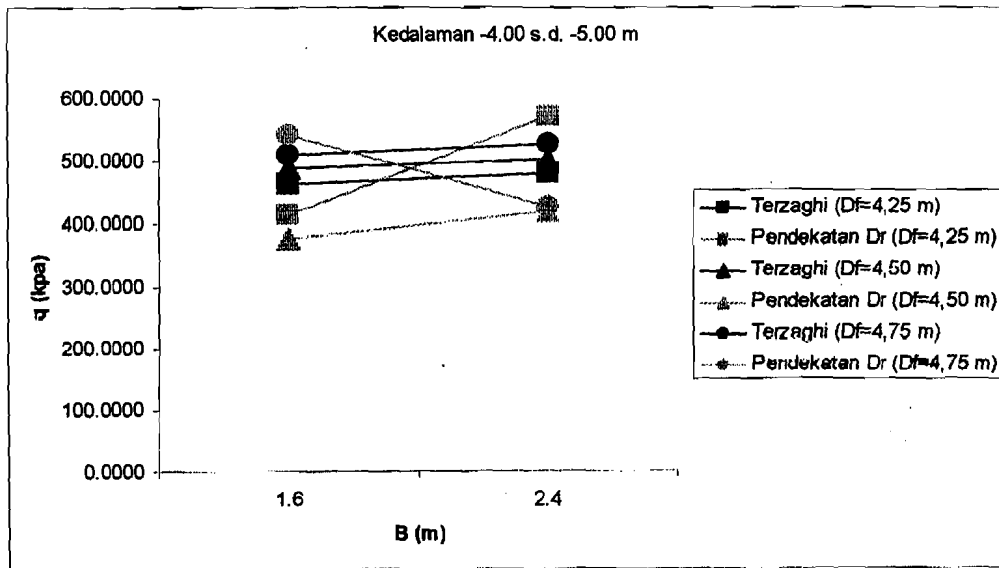


(B) Kedalaman -4.25 m, -4.50 m dan -4.75 m

Gambar 6.1 Hubungan q dengan Df



(A) Kedalaman -3.25 m, -3,50 m dan -3,75 m



(B) Kedalaman -4.25 m, -4,50 m dan -4,75 m

Gambar 6.2 Hubungan q dengan B

BAB VII

KESIMPULAN & SARAN

7.1 Kesimpulan

Berdasarkan uraian-uraian, hitungan dan pembahasan maka dapat disimpulkan sebagai berikut ini

1. Pada lebar telapak fondasi (B) dan sudut gesek dalam (ϕ') yang sama, semakin besar kedalaman telapak fondasi (D_f), nilai daya dukung tanah menggunakan metoda Terzaghi terjadi penambahan sebesar 6 % dari nilai awalnya, sedangkan nilai daya dukung tanah menggunakan metode pendekatan *relative density* terjadi fluktuasi nilai.
2. Pada kedalaman telapak fondasi (D_f) dan sudut gesek dalam (ϕ') yang sama, semakin besar lebar telapak fondasi (B), nilai daya dukung tanah menggunakan metoda Terzaghi terjadi penambahan sebesar 5 % dari nilai awalnya, sedangkan nilai daya dukung menggunakan pendekatan *relative density* terjadi fluktuasi nilai.
3. Pada sudut gesek dalam (ϕ') yang sama, nilai daya dukung tanah menggunakan metoda pendekatan *relative density* < 25 % dibandingkan dengan metoda Terzaghi.

7.2 Saran

Beberapa hal yang perlu dipertimbangkan dalam menganalisis daya dukung fondasi dangkal pada tanah pasir:

1. Dalam menganalisis daya dukung fondasi pada tanah pasir sebaiknya dibandingkan dengan data tanah pasir lokasi yang berbeda.
2. Melakukan Pengujian Laboratorium tanah pasir untuk mencari sudut gesek dalam (ϕ') dengan *Triaxial test* dan *Direct shear test* yang lebih sempurna.

PENUTUP

Alhamdulillahirobbil'alamin, dengan mengucapkan puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya. Shalawat dan salam dimohonkan agar senantiasa terlimpah kepada junjungan kita Nabi Besar Muhammad SAW.

Penyusun menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu penyusun sangat mengharapkan bantuan baik berupa kritik maupun saran yang membangun demi kesempurnaannya.

Akhir kata, penyusun menghaturkan banyak terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam pengerjaan tugas akhir ini. Semoga amal baik yang telah diberikan akan mendapat balasan yang setimpal dari Allah SWT.

Amin yaa rabbal 'alamin...

DAFTAR PUSTAKA

Aiban,, Saad Ali dan Znidarcic, Dobroslov, 1995, **Centrifugal Modeling of Bearing Capacity of Shallow Foundation on Sands**, Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 10 (Oktober), P. 704 s.d. 712.

Bowles, J.E., 1997, **Analisis dan Desain Fondasi Jilid 1**, Penerbit Erlangga, Jakarta.

Chen, Wai-Fah, 1974, **Limit Analysis and Soil Plasticity**, Elsevier Scientific Publishing Company, New York.

Das, B.M., 1990, **Principle of foundation engineering**, PWS-KENT publishing company, Boston.

Das,B.M., 1994, **Mekanika tanah jilid 2**, Penerbit Erlangga, Jakarta.

Dunn, I.S., dkk., 1992, **Dasar-dasar analisis Geoteknik**, IKIP Semarang Press, Semarang.

Harry Christady Hardiyatmo, 1996, **Teknik Fondasi 1**, Penerbit PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.

Perkins, S.W. dan Madson, C.R., 2000, **Bearing Capacity of Shallow Foundation on Sands: A Relative Densisty Approach**, Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No.6 (Juni), P. 512 s.d. 530.

Pleck, R.B., dkk., 1996, **Teknik Fondasi**, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.

Powrie, William, 1997, **Soil Mechanics: concept & Application**, E & FN Spon, New York.

Rudy Gunawan, 1996, **Pengantar Teknik Fondasi**, Penerbit Kanisius, Yogyakarta.

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

NO.	N A M A	NO. MHS.	BID:STUDI
1	Junirispinuddin S.	96310198	Geoteknik
2			

JUDUL TUGAS AKHIR :

Daya Dukung Pondasi Dangkal pada Pasir (Suatu pendekatan dari...)

.....

.....

.....

PERIODE III : MARET - AGUSTUS

TAHUN : 2002 / 2002

No.	Kegiatan	Bulan Ke :					
		Mar.	Apr.	Mei.	Jun.	Jul.	Aug.
1.	Pendaftaran	■					
2.	Penentuan Dosen Pembimbing	■					
3.	Pembuatan Proposal		■				
4.	Seminar Proposal		■	■			
5.	Konsultasi Penyusunan TA.			■	■	■	
6.	Sidang-Sidang					■	■
7.	Pendadaran.						■

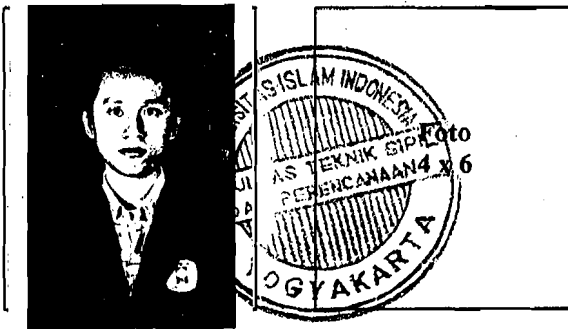
DOSEN PEMBIMBING I :
DOSEN PEMBIMBING II :

Dr. Ir. Edy Purwanto, Ces, DEA.
Ir. Ahmad Marsuko, MT.

Yogyakarta, ...04 Juni 2002

a.n. Dekan,

(**Ir. H. Munadhir, MS.**)



Catatan.

- Seminar :
- Sidang :
- Pendadaran :

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

NO.	N A M A	NO. MHS.	BID.STUDI
1			
2			

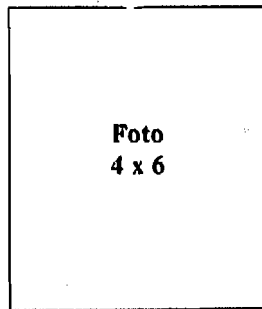
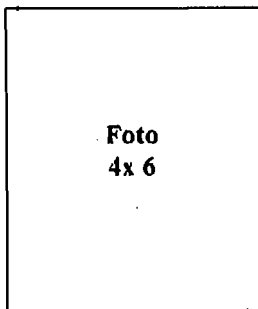
JUDUL TUGAS AKHIR :

.....

**PERIODE III : MARET - AGUSTUS
 TAHUN :**

No.	Kegiatan	Bulan Ke :					
		Mar.	Apr.	Mei.	Jun.	Jul.	Aug.
1.	Pendaftaran	■					
2.	Penentuan Dosen Pembimbing	■					
3.	Pembuatan Proposal		■				
4.	Seminar Proposal		■	■			
5.	Konsultasi Penyusunan TA.			■	■	■	
6.	Sidang-Sidang					■	■
7.	Pendadaran.						■

DOSEN PEMBIMBING I :
 DOSEN PEMBIMBING II :



Yogyakarta,
 a.n. Dekan,

(.....)

Catatan.

Seminar :
 Sidang :
 Pendadaran :



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

KAMPUS : Jalan Kaliurang Km. 14,4 Tel. 895042, 895707, 896440, Fax. 895330, Yogyakarta 55584

Nomor : 05/Kajur.TS.20/Bg.Pn./VI/2002
Lamp. : -
Hal : BIMBINGAN TUGAS AKHIR
Periode : III (Maret – Agustus 2002).

FM-UII-AA-TPU-09
Yogyakarta, 04 Juni 2002

Kepada Yth. :
Bapak/Ibu. : **DR. Ir. Edy Purwanto, Ces, DEA.**
Di - Yogyakarta.

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Dengan ini kami mohon dengan hormat kepada Bapak/Ibu agar mahasiswa Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan tersebut dibawah ini :

- 1 Nama : **Junirispinuddin S.**
No. Mhs. : **96310198**
Bidang Studi : **TSG.**
Tahun akademi : **2002/2002**
- 2 Nama :
No. Mhs. :
Bidang Studi : **TSG.**
Tahun akademi : **2002 / 2002**

Dapat diberikan petunjuk-petunjuk, pengarahan serta bimbingan dalam melaksanakan Tugas Akhir.

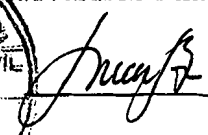
Kedua mahasiswa tersebut merupakan satu kelompok dengan dosen pembimbing sbb :


Dosen Pembimbing I : **DR. Ir. Edy Purwanto, Ces, DEA.**
Dosen Pembimbing II : **Ir. Akhmad Marzuko, MT.**

Dengan mengambil Topik/Judul :
Daya Dukung Pondasi Dangkal pada Pasir (Suatu pendekatan dari...)

Demikian atas bantuan serta kerjasamanya diucapkan terima kasih.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

An. Dekan
Satua Jurusan Teknik Sipil,

A. Munadhir, MS.



Tembusan :

1. Dosen Pembimbing ybs.
2. Mahasiswa ybs.
3. Arsip/Jurusan Teknik Sipil.

DAFTAR HADIR SEMINAR PROPOSAL TUGAS AKHIR

1. Hari / Tanggal :
 2. Judul Tugas Akhir :
 3. Penyaji :
 1. Nama : No. Mhs.
 2. Nama : No. Mhs.
 4. Sub Program Studi :

No.	Nama	Mhs.	Tanda Tangan.
1.	NENENG FATMAWATI	98.511.314	<i>[Signature]</i>
2.	Lenny Kus Angraeny	98 511 154	<i>[Signature]</i>
3.	FIRMAN SYAH	98 511 033	<i>[Signature]</i>
4.	Yuni Wijiastuti	98 511 050	<i>[Signature]</i>
5.	LISA MUSTIKA HASAN	97 511 437	<i>[Signature]</i>
6.	Yasin Widodo	97 511 337	<i>[Signature]</i>
7.	Adi Styawardana	97 511 351	<i>[Signature]</i>
8.	PURVANTO	98 - 025	<i>[Signature]</i>
9.	KISYANTORO	98 - 085	<i>[Signature]</i>
10.	HENDRY PURNAMA	98 - 285	<i>[Signature]</i>
11.
12.	ABDUL AZIL	96 - 151	<i>[Signature]</i>
13.	LAISYNA AA, ST	ALUMNI	<i>[Signature]</i>
14.	EFA SURIAMI	98 - 189	<i>[Signature]</i>
15.	HERNANTYO ARDI ARTHANTO	98 - 122	<i>[Signature]</i>
16.	ABDUL	97 - 375	<i>[Signature]</i>
17.	SIGIT W	99 - 319	<i>[Signature]</i>
18.	IBNU NUGROHO	98 - 002	<i>[Signature]</i>
19.	Dharmayanti	98 - 161	<i>[Signature]</i>
20.			
21.			

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

(.....)
)

(*[Signature]*)
 Dr. A. Marubun

Dosen Tamu :

- 1.....
- 2.....
- 3.....

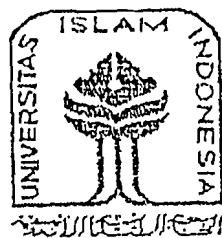
- 4.....
- 5.....
- 6.....

LAPORAN
HASIL PENGUJIAN TANAH
No: 011/Kalab. Mektan /01/Lab. Mektan/VI/2001



UNTUK

PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG
REGISTRASI UII YOGYAKARTA



DIKERJAKAN OLEH :
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA

2001

JALAN KALIURANG KM 14,4 TELP 895042 YOGYAKARTA



PRAKATA

Memenuhi permintaan bapak Tim Perencana Proyek Pembangunan Gedung Registrasi UII tanggal 24 Mei 2001, tentang permohonan penyelidikan tanah untuk perencanaan "Proyek Pembangunan Gedung Registrasi UII" yang berlokasi Di Jl. Kaliurang Km 14,4 Yogyakarta, maka oleh Laboratorium Mekanika Tanah, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan UII, yang beralamat di Jalan Kaliurang KM 14,4. Yogyakarta, telah mengerjakan pekerjaan tersebut.

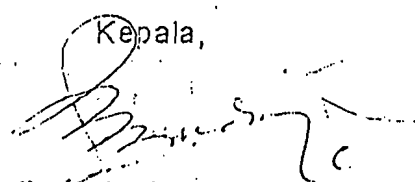
Buku ini merupakan laporan hasil penyelidikan tanah yang telah dilaksanakan, diharapkan dapat dipakai sebagai data perencanaan fondasi bangunan tersebut.

Alas kepercayaan sepenuhnya yang telah diberikan kepada Laboratorium Mekanika Tanah, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan UII, dalam menangani penyelidikan tanah tersebut, disampaikan ucapan terima kasih. Kepada semua pihak yang telah membantu terlaksananya pekerjaan penyelidikan baik secara langsung maupun tidak langsung disampaikan pula ucapan terima kasih.

Yogyakarta, 6 Mei 2001

Laboratorium Mekanika Tanah

Kepala,


(Ir. Ibnu Sudarmadji, MS)

DAFTAR ISI

	Halaman
HALAMAN JUDUL.....	i
PRAKATA	ii
DAFTAR ISI	iii
BAB I. PENDAHULUAN	1
1. Latar Belakang	1
2. Tujuan	1
3. Waktu Pelaksanaan	1
BAB II. UMUM	2
1. Lokasi Bangunan	2
2. Lingkup Pekerjaan	2
2.1. Pekerjaan di Lapangan.	2
2.2. Kegiatan di Laboratorium	2
3. Elevasi Dasar	3
BAB III. HASIL PENYELIDIKAN	4
1. Hasil Penyelidikan Lapangan	4
1.1. Hasil Penyelidikan Sondir dan Borong.	4
1.2. Muka Air Tanah	5
2. Hasil Penyelidikan Laboratorium	5
BAB IV. KESIMPULAN DAN SARAN	6
BAB V. PENUTUP	8
LAMPIRAN-LAMPIRAN.	

I. PENDAHULUAN

1. Latar Belakang

Fondasi merupakan struktur bawah suatu bangunan yang berfungsi untuk meneruskan berat dan beban bangunan pada tanah dasar. Dimensi fondasi harus sedemikian, sehingga tanah dasar mampu mendukung beban yang berada di atasnya, dan penurunan yang terjadi masih dalam toleransi yang aman bagi bangunan.

Data mengenai kondisi dan sifat tanah dasar merupakan salah satu faktor yang menentukan dalam perancangan jenis, kedalaman dan daya dukung fondasi. Hasil penyelidikan tanah yang sudah dilaksanakan diharapkan dapat menyajikan data-data serta informasi-informasi yang diperlukan sehubungan dengan pekerjaan yang akan dilaksanakan.

2. Tujuan Penyelidikan

Penyelidikan tanah yang telah dilaksanakan mempunyai tujuan untuk mengetahui keadaan kekompakan atau tingkat kepadatan tanah, sifat-sifat, indeks properties dan parameter-parameter teknis tanah dasar bangunan. Data tersebut akan digunakan untuk analisis penentuan kedalaman fondasi, daya dukung tanah, serta perkiraan penurunan yang terjadi.

3. Waktu Pelaksanaan

Pekerjaan penyelidikan tanah yang terdiri atas pekerjaan lapangan dan pekerjaan pengujian laboratorium telah dilaksanakan mulai tanggal 27 Mei 2001 sampai tanggal 31 Mei 2001.

II. UMUM

1. Lokasi Bangunan.

Bangunan Gedung Registrasi UII berlokasi di desa Umbulmartani, Ngemplak, Sleman, Yogyakarta. Bangunan Gedung dengan 4 lantai. Kondisi permukaan tanah pada lokasi bangunan yang direncanakan ini, secara visual seperti dan miring ke arah barat menuju sungai kering.

2. Lingkup Pekerjaan.

Pekerjaan penyelidikan tanah yang telah dilaksanakan meliputi pekerjaan di lapangan dan pekerjaan laboratorium.

2.1. Pekerjaan di Lapangan.

Kegiatan penyelidikan di lapangan meliputi :

- a. Empat titik pengujian sondir dengan menggunakan sondir kapasitas 2,5 ton sampai mencapai lapisan tanah dengan nilai sondir 200 Kg/Cm². Sedangkan pembacaan perlawanan nilai konus dilakukan setiap interval kedalaman 0,20 meter.
- b. Satu buah titik Tes pit (sumur uji) sampai kedalaman 4,00 meter, kemudian dilanjutkan dengan uji SPT hingga kedalaman 6,00 meter.

Lokasi titik-titik pengujian sondir dan pengujian boring dapat dilihat pada gambar terlampir laporan ini.

2.2. Kegiatan di laboratorium.

Untuk mengetahui parameter-parameter dan sifat karakteristik tanah, dilakukan percobaan mekanika tanah di laboratorium yang meliputi:

- a. Kadar air tanah (w),
- b. Berat Volume tanah basah(γ_b),

- c. Berat Volume tanah kering (γ_k),
- d. Berat Jenis Tanah (G_s),
- e. Sudut geser dalam (φ),
- f. Kohesi tanah (c).

Karena jenis tanah pada lokasi penyelidikan sebagian besar merupakan tanah pasir, maka pengujian khas tanah lempung seperti batas-batas konsistensi Atterberg dan konsolidasi tanah, tidak dilaksanakan.

2.3. Elevasi Dasar.

Sebagai elevasi dasar pada penyelidikan ini digunakan elevasi muka muka trotoar jalan kanipus yang terletak di sebelah utara lokasi penyelidikan. Pada muka trotoar ini dianggap mempunyai elevasi 0,00 meter.

Elevasi permukaan tanah yang tercantum pada gambar-gambar bagi setiap titik penyelidikan diukur terhadap elevasi dasar tersebut. Sedangkan kedalaman lapisan-lapisan tanah diukur terhadap permukaan tanah pada masing-masing titik pengujian.

III. HASIL PENYELIDIKAN

1. Hasil Penyelidikan Lapangan.

1.1. Hasil sondir dan Boring

Hasil penyelidikan yang telah dilaksanakan terhadap 4 (empat) buah titik sondir dan satu titik Test Pit, menunjukkan bahwa kondisi perlapisan tanah pada lokasi ini, penyebarannya relatif merata, sedangkan untuk bila ditinjau dari kekompakannya sangat bervariasi, dengan kemiringan lapisan tanah menuju ke arah sungai.

Secara umum dari permukaan tanah hingga kedalaman 0,40 meter merupakan pasir berlanau lepas dengan tingkat kepadatan rendah dengan nilai konis berkisar antara 20 kg/cm², hingga 40 kg/cm², Kemudian pada lapisan tanah dibawahnya hingga kedalaman 1,50 meter merupakan lapisan pasir kasar berkerikil, lepas padat dengan kepadatan sedang dengan nilai konis antar 75 kg/cm² sampai 150 kg/cm². Pada kedalaman 1,50 meter sampai dengan kedalaman 2,00 meter, berupa lapisan pasir sedang dengan nilai konis antara 25 kg/cm² sampai 35 kg/cm². Kemudian pada kedalaman dibawahnya lagi hingga kedalaman 2,80 meter berupa lapisan pasir sedang berkerikil dengan nilai konis rata-rata 90 kg/cm². Pada kedalaman 2,80 meter hingga kedalaman 3,50 meter berupa lapisan pasir sedang berlanau dengan nilai konis rata-rata 80 kg/cm², sedang pada kedalaman dibawahnya lagi hingga 5,40 meter berupa lapisan lanau berpasir halus padat, kemudian pada lapisan berikutnya berupa lapisan tanah pasir kasar berkerikil padat dengan nilai konis berangsur-angsur meningkat hingga 200 kg/cm² pada kedalaman 6,00 meter.

Muka Air Tanah

Pada saat dilakukan penyelidikan di lapangan pada tanggal 27 Mei 2001, juga kedalaman 6,00 meter belum dijumpai muka air tanah.

1. Hasil Pengujian di Laboratorium.

Hasil Pengujian sampel tanah di laboratorium yang telah dilakukan dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 3.1. Hasil Pengujian sampel tanah di Laboratorium.

No. Titik	Kadar air (w) %	berat volume basah (γ_b) gram/cm ³	berat volume kering (γ_k) gram/cm ³	berat jenis (Gs)	Sudut geser (ϕ) O	Kohesi (C) kg/cm ²
BH 1 -2,00 m	6,25	1,769	1,638	2,726	34	0,028
BH 1 -3,00 m	5,49	1,461	1,385	2,743	36	0,013
BH 1 -4,00 m	9,48	1,663	1,524	2,720	40	0,061
BH 1 -5,00 m	10,31	1,602	1,39	2,718	36	0,008
BH 1 -6,00m	8,42			2,773		

$$G_s = \frac{\gamma_b}{\gamma_k} = \frac{1,769}{1,638} = 1,079$$

$$e = \frac{G_s - 1}{G_s} = \frac{1,079 - 1}{1,079} = 0,073$$

$$s_{pe} = w \cdot G$$

Car:
S
X

IV. KESIMPULAN DAN SARAN

4.1 KESIMPULAN

Berdasarkan data hasil pengujian di lapangan dan pengujian di laboratorium, pada lokasi rencana bangunan, maka besarnya daya dukung tanah dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.1 Daya dukung tanah pada setiap kedalaman.

Lokasi titik	Kedalaman	Kedalaman	Kedalaman	Kedalaman	Kedalaman
	3,50 m	4,50 m	5,50 m	6,50 m	7,50 m
Ts 1	1 kg/cm ²	0,3 kg/cm ²	3 kg/cm ²	2 kg/cm ²	6 kg/cm ²
Ts 2	1 kg/cm ²	3 kg/cm ²	4 kg/cm ²	6 kg/cm ²	6 kg/cm ²
Ts3	3 kg/cm ²	5 kg/cm ²	6 kg/cm ²	6 kg/cm ²	6 kg/cm ²
Ts 4	1 kg/cm ²	3,3 kg/cm ²	2,3 kg/cm ²	6 kg/cm ²	6 kg/cm ²

Keterangan : Kedalaman diukur dari nol lokal (Muka trotoar)

4.2 SARAN

Berdasarkan data hasil pengujian di lapangan dan pengujian di laboratorium, pada lokasi rencana bangunan, maka alternatif fondasi yang disarankan adalah:

1. Fondasi telapak individual pada kedalaman bervariasi antara -6,50 meter dari elevasi dasar (trotoar jalan). Sebagai dasar perhitungan dapat digunakan kapasitas dukung tanah sebesar : $\sigma = 2,00 \text{ Kg/Cm}^2$
2. Fondasi telapak idividual pada kedalaman 4,00 meter dengan perbaikan tanah menggunakan beton cyclop 1 : 5 hingga mencapai kedalaman bervariasi antara -7,50 meter, dari elevasi dasar (trotoar jalan). Sebagai dasar perhitungan dapat digunakan kapasitas dukung tanah sebesar: $\sigma = 6,00 \text{ Kg/Cm}^2$

3. Fondasi Plat gabungan pada kedalaman - 4,50 meter, dari elevasi dasar (trotoar jalan). Sebagai dasar perhitungan dapat digunakan kapasitas dukung tanah sebesar : $\sigma = 2,00 \text{ Kg/Cm}^2$

Bagi fondasi tebing atau elemen bangunan lainnya yang non struktural atau memikul beban yang ringan dapat disarankan menggunakan fondasi menerus pasangan batu kali dengan spesi 1 pc : 4 ps pada kedalaman 1,00 meter. Kapasitas dukung tanah sebesar :

$$\sigma = 1,00 \text{ Kg/Cm}^2$$

Dalam perhitungan besarnya daya dukung tanah tersebut masih harus dikurangi dengan berat fondasi dan tanah urugnya.

Dengan mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut :

1. mencari angka keamanan yang lebih besar,
2. menghindari ketebalan perbaikan tanah setinggi 3,00 meter hingga 4,00 meter pada setiap kolom, sehingga mengurangi biaya perbaikan tanah yang relatif tinggi,
3. mempersingkat waktu pelaksanaan,

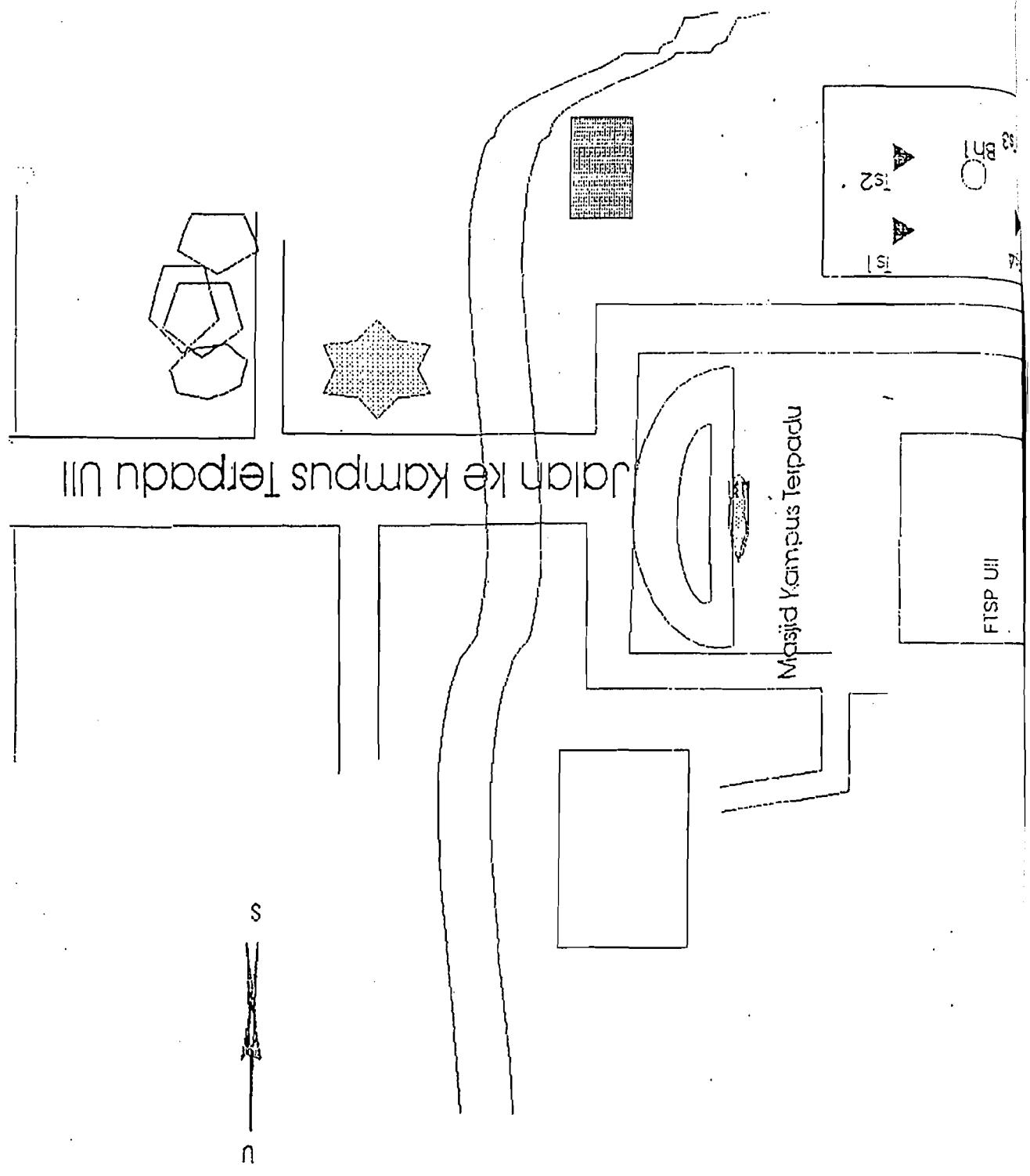
maka, disarankan dipakai fondasi plat gabungan dengan kapasitas dukung tanah sebesar :

$$\sigma = 2,00 \text{ Kg/Cm}^2$$

V. PENUTUP

Apabila dalam pelaksanaan pekerjaan terdapat keadaan yang menyimpang, meragukan atau tidak terduga, maka perlu diadakan penyesuaian dengan keadaan tersebut, dan keputusan hendaknya ditetapkan oleh pihak-pihak yang menguasai permasalahan.

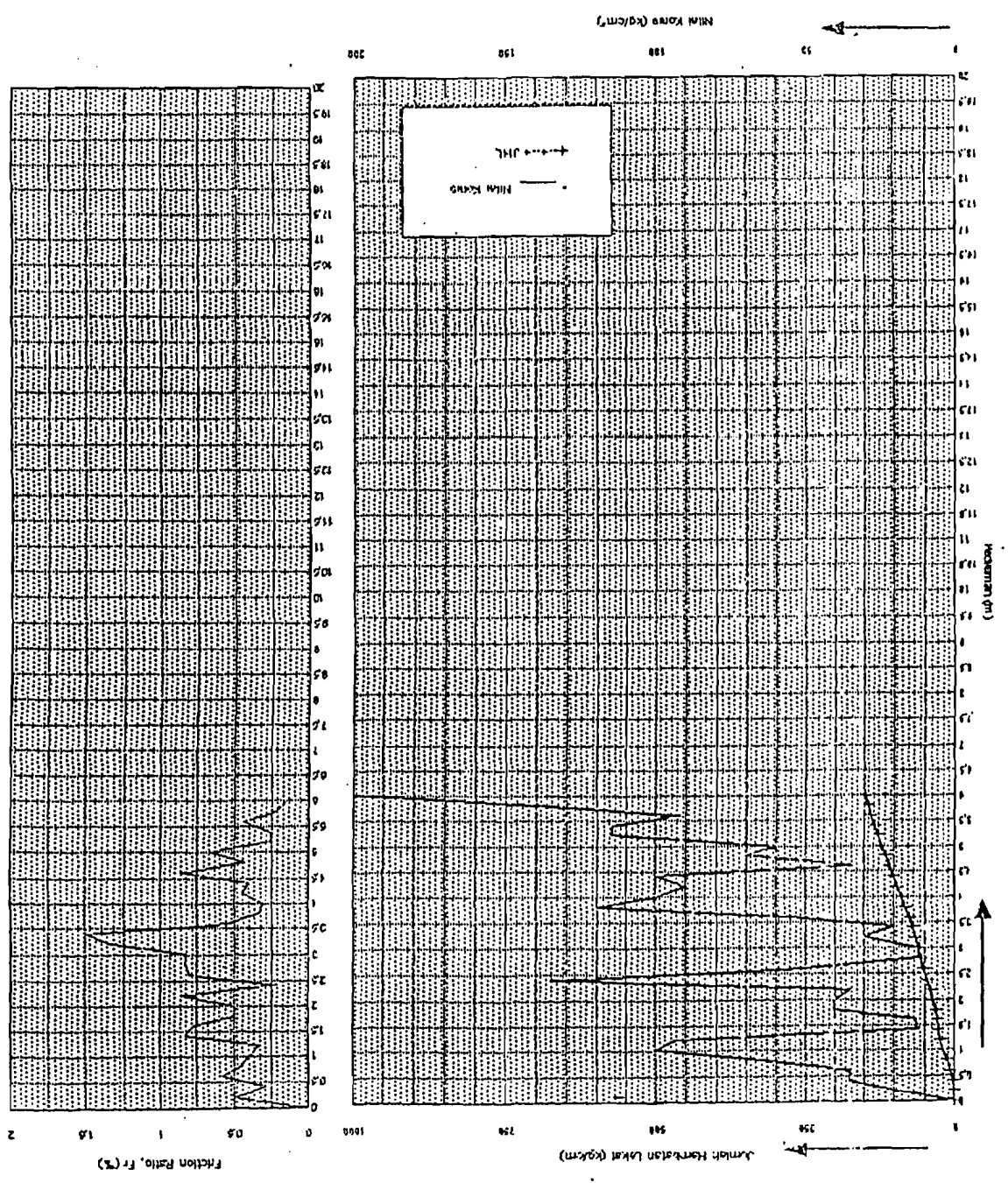
DENAH LOKASI PENYONDIRAN
GEDUNG REGISTRASI
KAMPUS TERPADU UII
YOGYAKARTA





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN UIN
 JL. Kaliurang KM. 14,4 Tejo. (0274) 895042 Yogyakarta 55584.

GRAFIK PENYONDIRAN
 PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG REGISTRASI UIN
 JL. Kaliurang Km 14,4 YOGYAKARTA
 NO TITIK : TS 4 (-1,350 dari muka jalan hampur)



Direktoran:
 Sugiyana
 Laboran

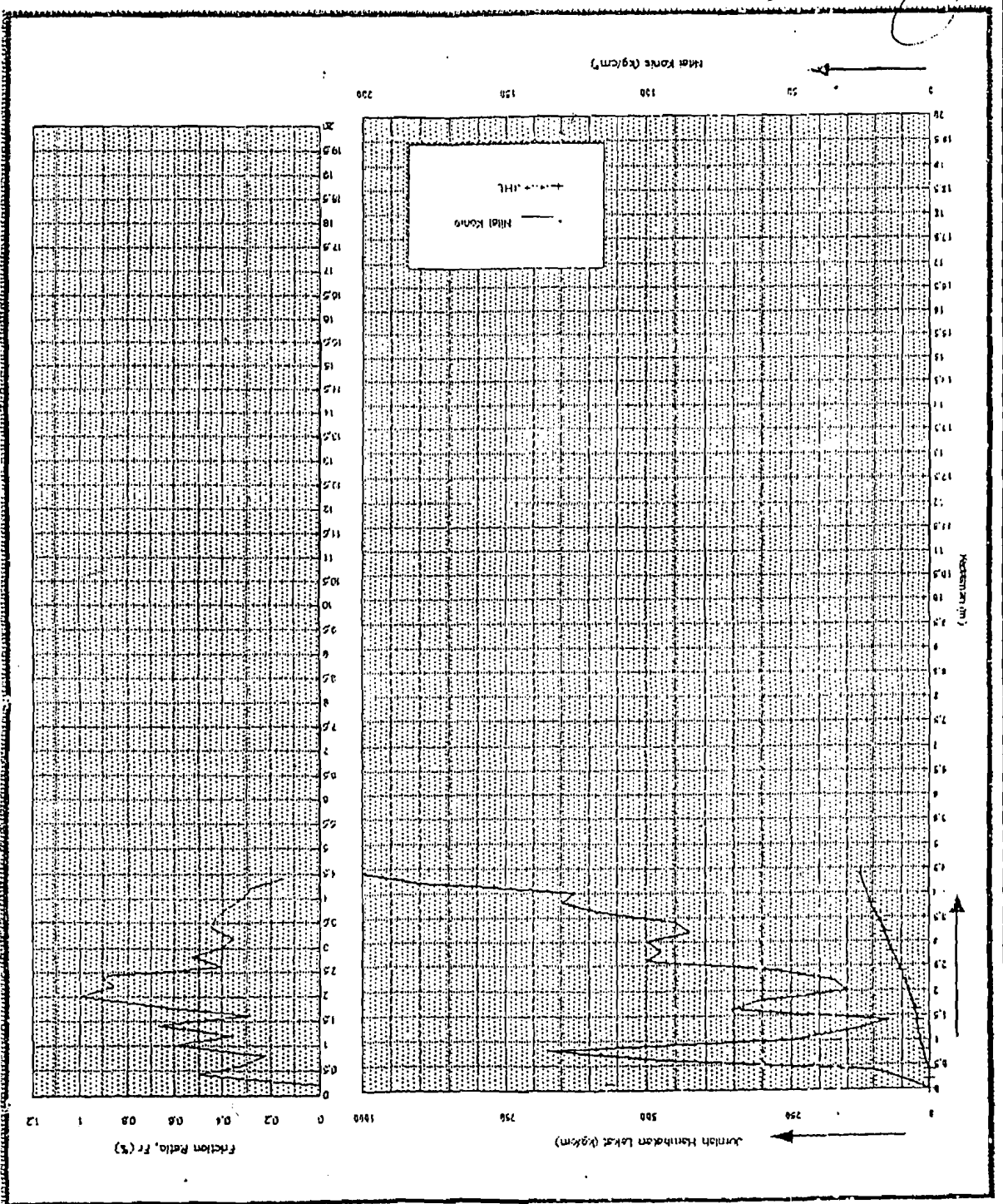
Direktoran:
 Idris Anwarudin, MS
 Kepala Laboratorium



GRAFIK PENYONDIRAN
 PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG REGISTRASI UH

Jl. Kalitengah Km 14,4 YOGYAKARTA

NO TITIK : 15.2 (-1,05 dari muka jalan kampus)



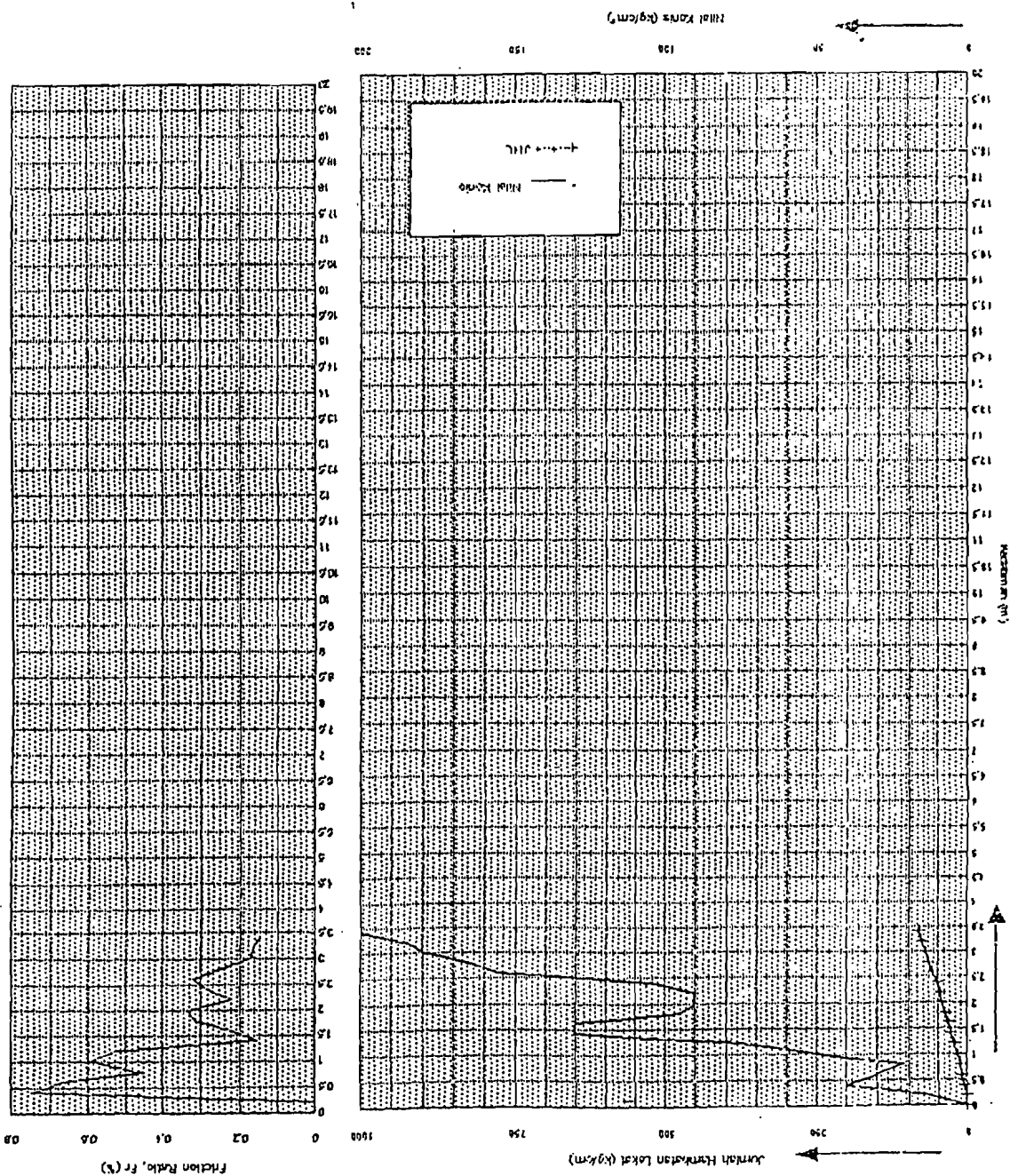
Diperiksa: *[Signature]*
 Ir. Ibnu Suparman, MS
 Kepala Laboratorium
 Sugiyana
 Dikerjakan: *[Signature]*
 Laboran



GRAFIK PENYONDIRAN
 PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG REGISTRASI UIN

Jl. Kallitang Km 14,4 YOGYAKARTA

NO TITIK : 15 3 (-2,60 dari muka jalan kampus)



Dikerjakan:

Sugiyana

Laboran

Di Periksa:
 [Signature]
 Ir. Bambang Sudarmadi, MS
 Kepala Laboratorium

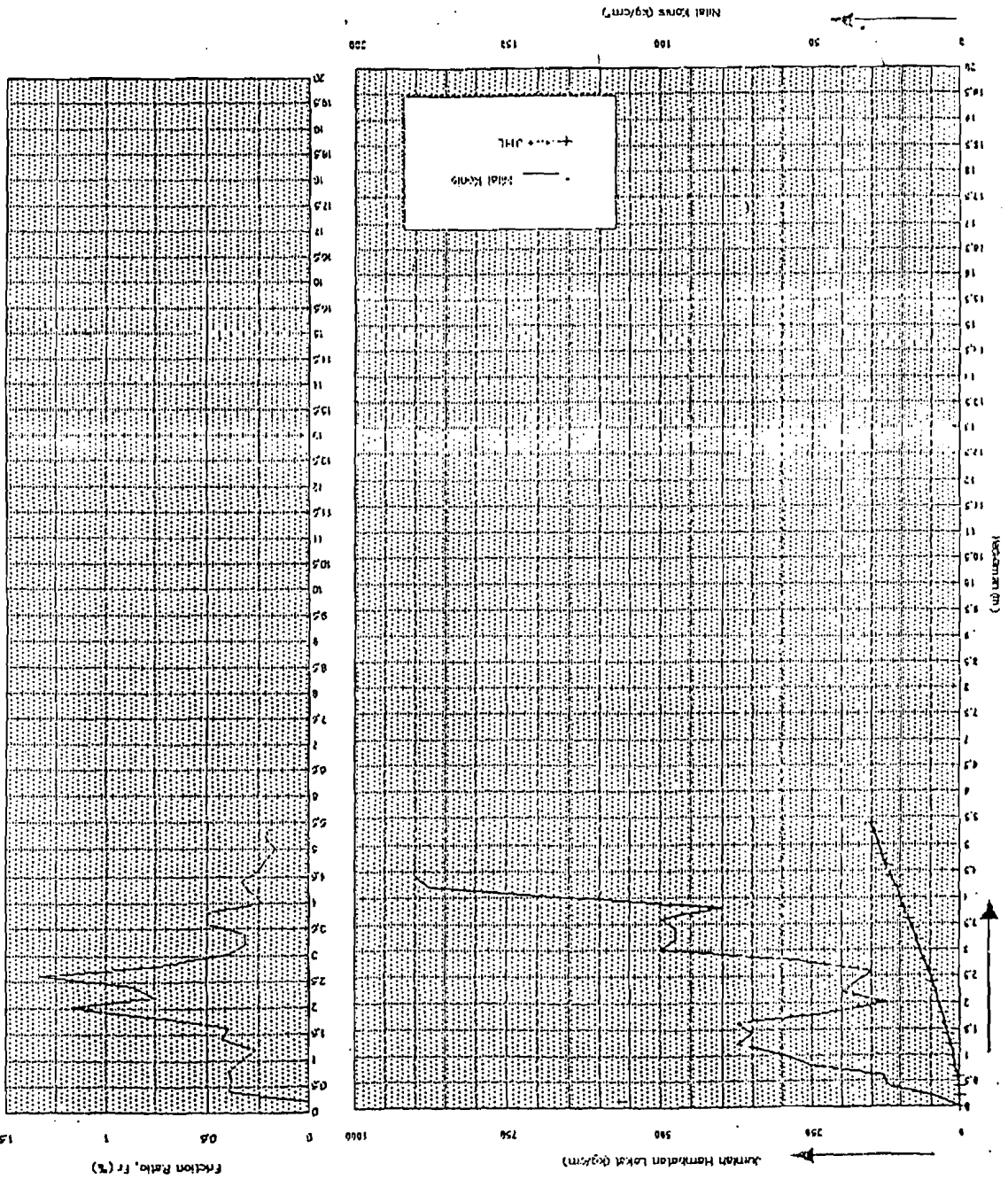


LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN UJI
 Jl. Kalitirang Km. 14,4 Telp. (0274) 895042 Yogyakarta 55584.

GRAFIK PENYONDIRAN
 PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG REGISTRASI UJI

Jl. Kalitirang Km 14,4 YOGYAKARTA

NO TITIK : TS 4 (-1,40) dari muka jalan kampus



Dikerjakan:
 Sufiyana
 Laboran

Supriyasa
 H. Linda Sudarmo, MS
 Kepala Laboratorium



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN UII
 Jl. Kallurang KM. 14,4 Telp. (0274) 895042 Yogyakarta 55584.

PENGUJIAN GESER LANGSUNG
 (DIRECT SHEAR TEST)

DATA PROYEK

Proyek : Gedung Gedung Registrasi UII
 Lokasi : Jl. Kallurang Km 14,4, Yogyakarta.
 Kedalaman : 3,00 meter (dari muka tanah setempat)
 Tanggal : 27 Mei 2001

No. Sampel : 1
 Dikerjakan : Sugiyana

DIMENSI RING :

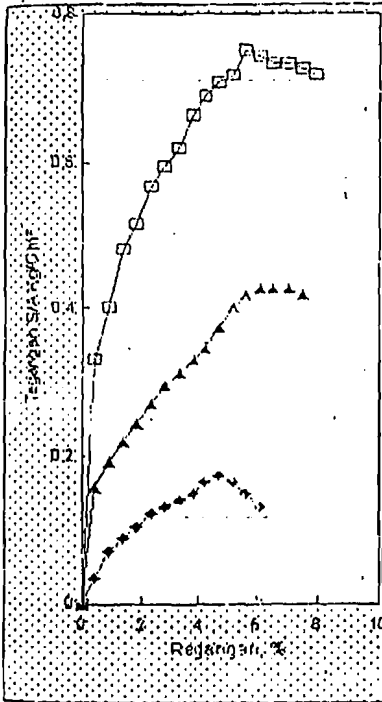
Alat No. : 1
 Diameter : 6,410 cm
 Tinggi : 2,380 cm
 Luas : 32,27052 cm²
 Volume : 76,80 cm³

Knibrasi proving ring : 0,202 kg/div

KADAR AIR

No sampel	1	2	3
Berat cawan kosong (gram)	7,63	7,55	7,59
Berat cawan + tanah basah (gram)	50,62	53,72	52,17
Berat cawan + tanah kering (gram)	48,40	51,30	49,85
Berat Air (gram)	2,22	2,42	2,32
Berat tanah kering (gram)	40,77	43,75	42,26
Kadar air tanah (%)	5,45	5,53	5,49
Kadar air rata-rata (%)	5,49		

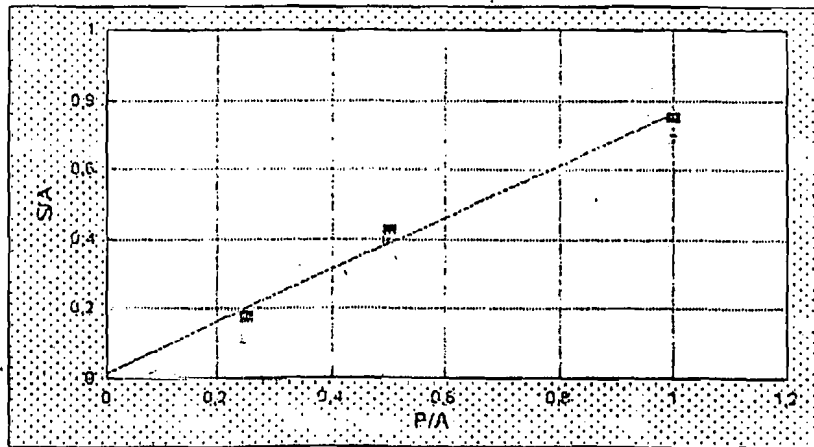
GRAFIK TEGANGAN - REGANGAN



DIMENSI SAMPEL

Spesimen		1	2	3
Berat tanah + ring	gr	180	188	182
Berat ring	gr	69,78	69,78	69,78
Berat tanah	gr	110,22	118,22	112,22
Berat volume basah	gr/cm ³	1,435	1,513	1,461
Berat volume kering	gr/cm ³	1,381	1,434	1,386
Tegangan Normal	gr/cm ²	0,25	0,50	1,00
Tegangan Geser Maksimum	gr/cm ²	0,17477	0,42819	0,75152

GRAFIK TEGANGAN NORMAL - TEGANGAN GESER



sudut geser dalam : 36,926 °
 Cohesi c : 0,0131 kg/cm²

Diperiksa

[Signature]

I. Sudarmadji, MS
 Kepala Laboratorium

Dikerjakan

[Signature]

Sugiyana
 Laboran



PENGUJIAN GESER LANGSUNG
 (DIRECT SHEAR TEST)

DATA PROYEK

Proyek : Gedung Gedung Registrasi UII
 Lokasi : Jl. Kaliurang Km 14,4, Yogyakarta.
 Kedalaman : -4,00 meter (dari muka tanah setempat)
 Tanggal : 27 Mei 2001

No. Sampel : 1
 Dikerjakan : Sugiyana

DIMENSI RING :

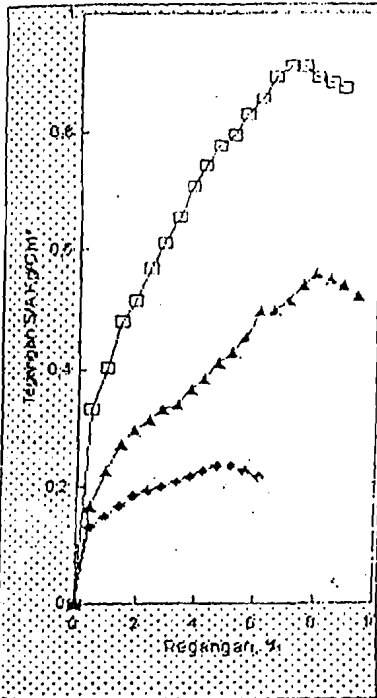
Alat No. : 1
 Diameter : 6,410 cm
 Tinggi : 2,380 cm
 Luas : 32,27052 cm²
 Volume : 78,80 cm³

Kalibrasi proving ring 0,262 kg/div

KADAR AIR

No sampel	1	2	3
Berat cawan kosong (gram)	7,50	7,85	7,81
Berat cawan + tanah basah (gram)	40,41	33,10	36,78
Berat cawan + tanah kering (gram)	37,87	30,81	34,24
Berat Air (gram)	2,74	2,29	2,51
Berat tanah kering (gram)	30,11	28,16	28,64
Kadar air tanah (%)	9,10	9,89	9,44
Kadar air rata-rata (%)	9,48		

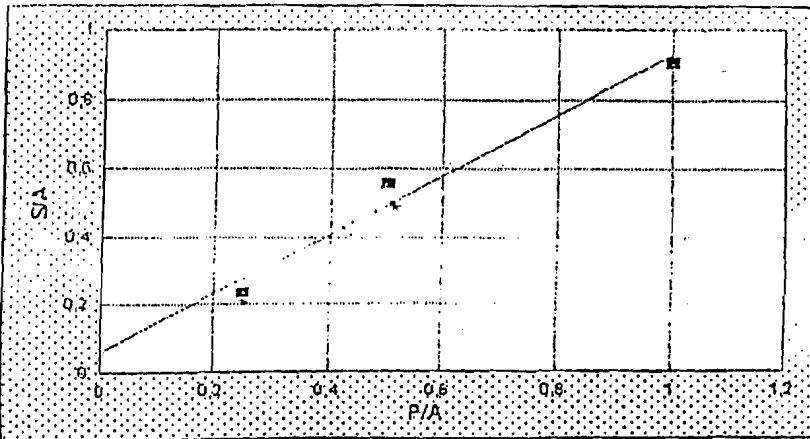
GRAFIK TEGANGAN - REGANGAN



DIMENSI SAMPEL

Specimen		1	2	3
Berat tanah + ring	gr	197,5	197,5	199
Berat ring	gr	69,78	69,78	69,78
Berat tanah	gr	127,72	127,72	129,22
Berat volume basah	gr/cm ³	1,663	1,663	1,662
Berat volume kering	gr/cm ³	1,524	1,513	1,537
Tegangan Normal	gr/cm ²	0,25	0,50	1,00
Tegangan Geser Maksimum	gr/cm ²	0,23594	0,56927	0,90682

GRAFIK TEGANGAN NORMAL - TEGANGAN GESER



sudut geser dalam 40,986°
 Kohesi c 0,0612 kg/cm²

Diperiksa

[Signature]
 Ir. H. Sudarmadji, MS
 Kepala Laboratorium

Dikerjakan

[Signature]
 Sugiyana
 Laboran

GRAIN SIZE ANALYSIS

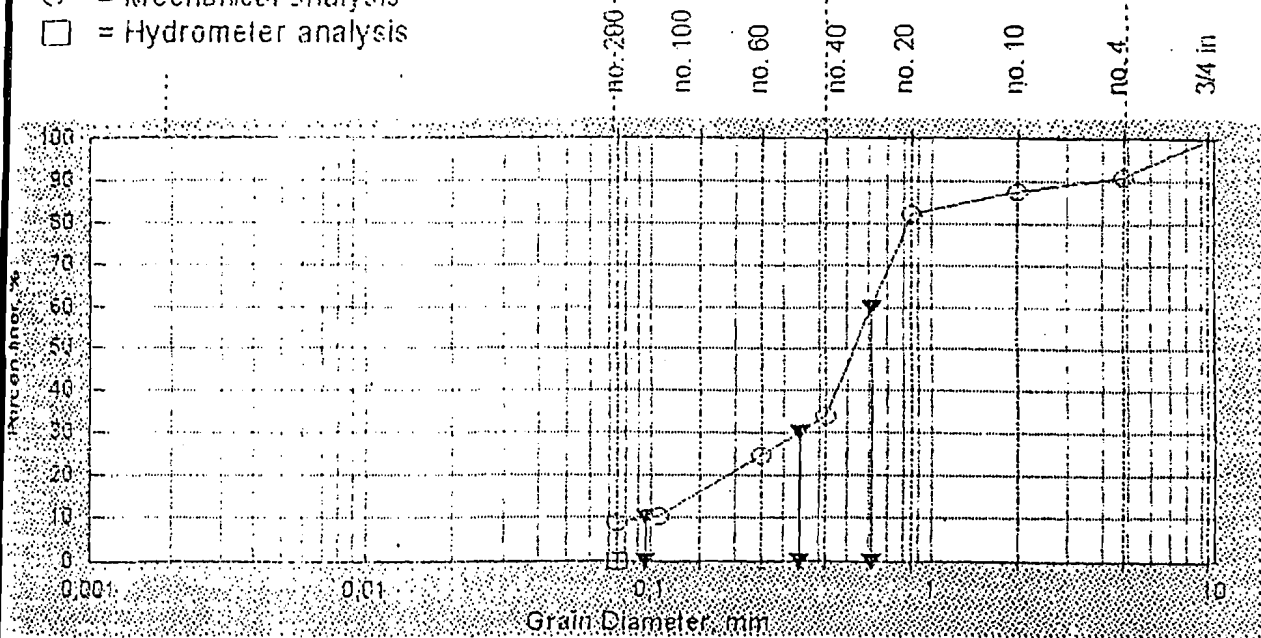
Project : Gedung Registrasi UII Location : Jl. Kaliurang Km 14,4 Yogyakarta
 Sample no. : BH 1 Date : 27- 05 - 2001
 Depth : -2,00 m Tested : Sugiyana

Soil sample (disturbed/undisturbed)
 Specific Gravity : 2.726
 Description of soil :

Clay	Silt	Sand		Gravel
		Fine	Coarse to medium	

U.S. Standard Sieve Size

- = Mechanical analysis
- = Hydrometer analysis



Finer # 200 :	8,884 %	D10 (mm)	0,0956
		D30 (mm)	0,3402
Gravel :	3,92 %	D60 (mm)	0,6178
Sand :	82,19 %	Cu = D60/D10	6,465
Silt :	9,88 %	Cc = D30 ² / (D10xD60)	1,9604
Clay :	0,00 %		

Checked by:

[Signature]

Ir. Ibnu Sudarmadji, MS

Tested by:

[Signature]

Sugiyana

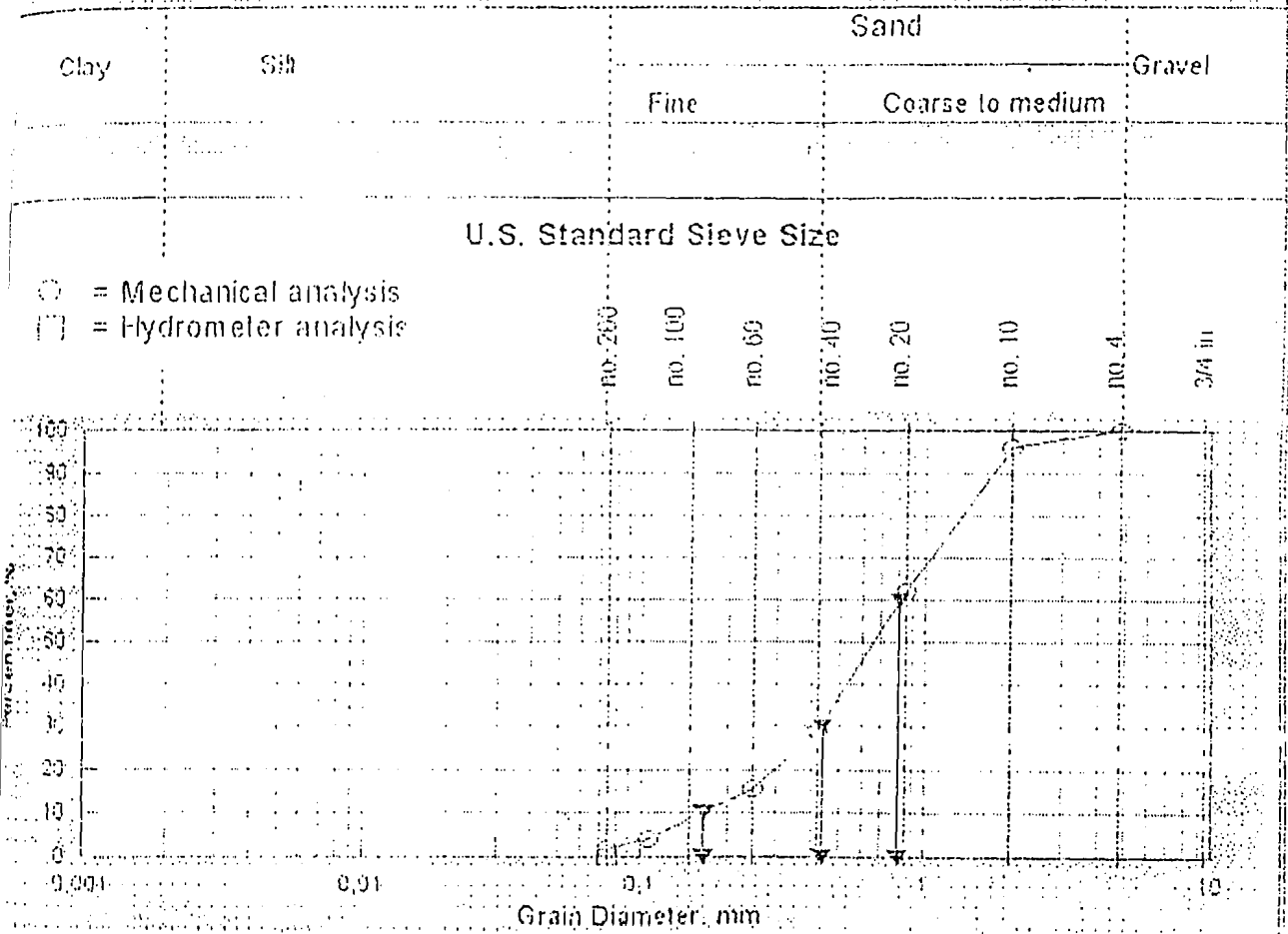


SOIL MECHANICS LABORATORY
 CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
 ISLAMIC UNIVERSITY OF INDONESIA

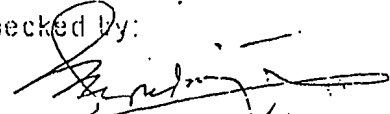
GRAIN SIZE ANALYSIS

Project : Gedung Registrasi UII Location : Jl. Kaliurang Km 14,4 Yogyakarta
 Sample no. : BH 1 Date : 27- 05 - 2001
 Depth : -3,00 m Tested : Sugiyana

Soil sample (disturbed/undisturbed)
 Specific Gravity : 2,743
 Description of soil :



Finer # 200 :	1,7 %	D10 (mm)	0,1884
		D30 (mm)	0,4411
Gravel :	0,00 %	D60 (mm)	0,8123
Sand :	98,30 %	$Cu = D60/D10$	4,333
Silt :	1,70 %	$Cc = D30^2 / (D10 \times D60)$	1,4395
Clay :	0,00 %		

Checked by: 
 Ir. Hani Sudarmadji, MS

Tested by: 
 Sugiyana



SOIL MECHANICS LABORATORY
 CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
 ISTAC UNIVERSITY OF INDONESIA

GRAIN SIZE ANALYSIS

Project : Gedung Registrasi UII Location : Jl. Kaliurang Km 14,4 Yogyakarta
 Sample no. : BH 1 Date : 27-05-2001
 Depth : -4,00 m Tested : Sugiyana

Soil sample (disturbed/undisturbed)

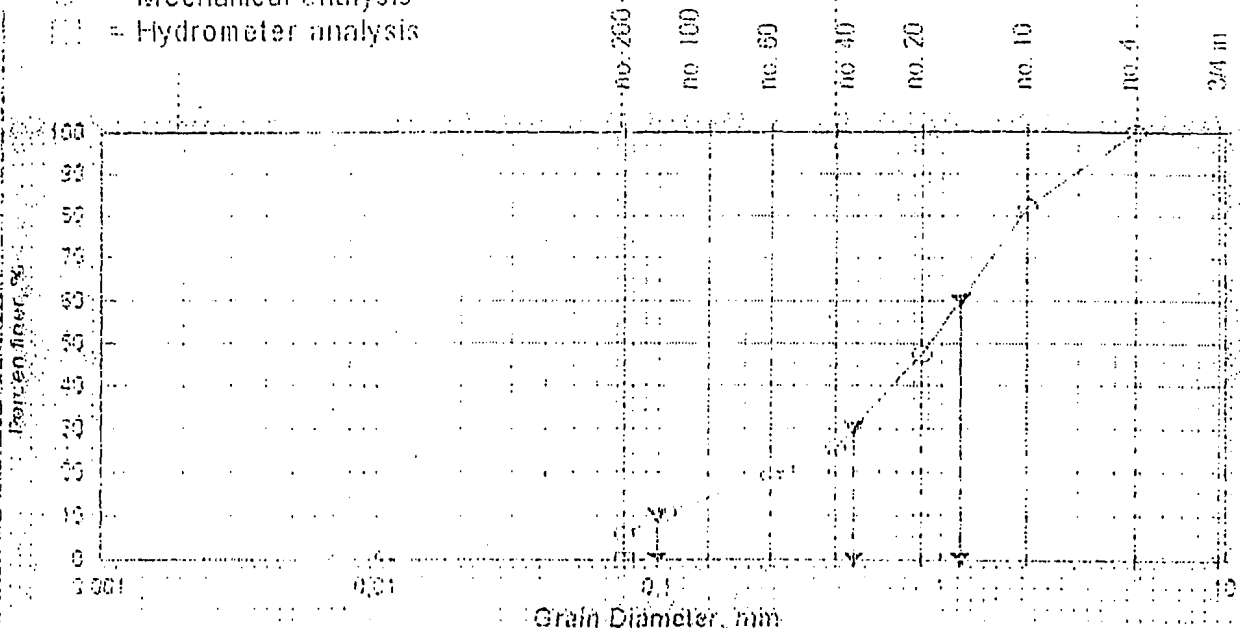
Specific Gravity : 2,72

Description of soil :

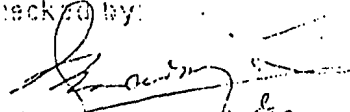
		Sand		
Clay	Silt	Fine	Coarse to medium	Gravel

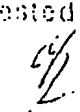
U.S. Standard Sieve Size

○ = Mechanical analysis
 □ = Hydrometer analysis



Finer # 200	0,269 %	D10 (ram)	0,0977
		D30 (mm)	0,4873
Gravel	0,00 %	D60 (mm)	1,1598
Sand	93,73 %	Cu = D60/D10	11,866
Silt	6,27 %	Cc = D30 ² / (D10 x D60)	2,1035
Clay	0,00 %		

Checked by:

 Ir. Ihsan Sudarmadi, MS

Tested by:

 Sugiyana



SOIL MECHANICS LABORATORY
 CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
 ISLAMIC UNIVERSITY OF INDONESIA

GRAIN SIZE ANALYSIS

Project : Gedung Registrasi UII Location : Jl. Kaliurang Km 14,4 Yogyakarta
 Sample no. : BH 1 Date : 27-05-2001
 Depth : -5,00 m Tested : Sugiyana

Soil sample (disturbed/undisturbed)

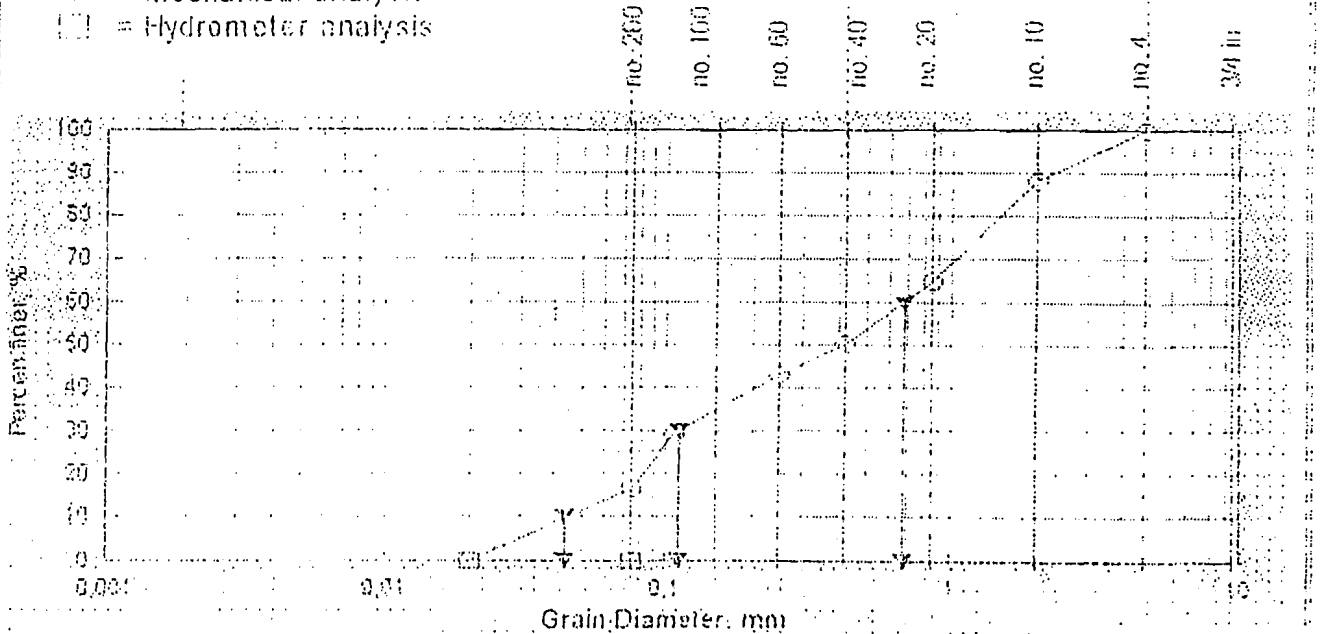
Specific Gravity : 2.718

Description of soil :

Clay	Silt	Sand		
		<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">Fine</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">Coarse to medium</td> </tr> </table>	Fine	Coarse to medium
Fine	Coarse to medium			
		Gravel		

U.S. Standard Sieve Size

- = Mechanical analysis
- = Hydrometer analysis



Finer # 200 :	16.82 %	D10 (mm)	0.0439
		D30 (mm)	0.1101
Gravel	0.00 %	D60 (mm)	0.6765
Sand	83.18 %	Cu = D60/D10	15.418
Silt	16.82 %	Cc = D30 ² / (D10xD60)	0.408
Clay	0.00 %		

Checked by:

[Signature]

Ir. Ibnu Sudarmadji, MS

Tested by:

[Signature]

Sugiyana



SOIL MECHANICS LABORATORY
 CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
 ISLAMIC UNIVERSITY OF INDONESIA

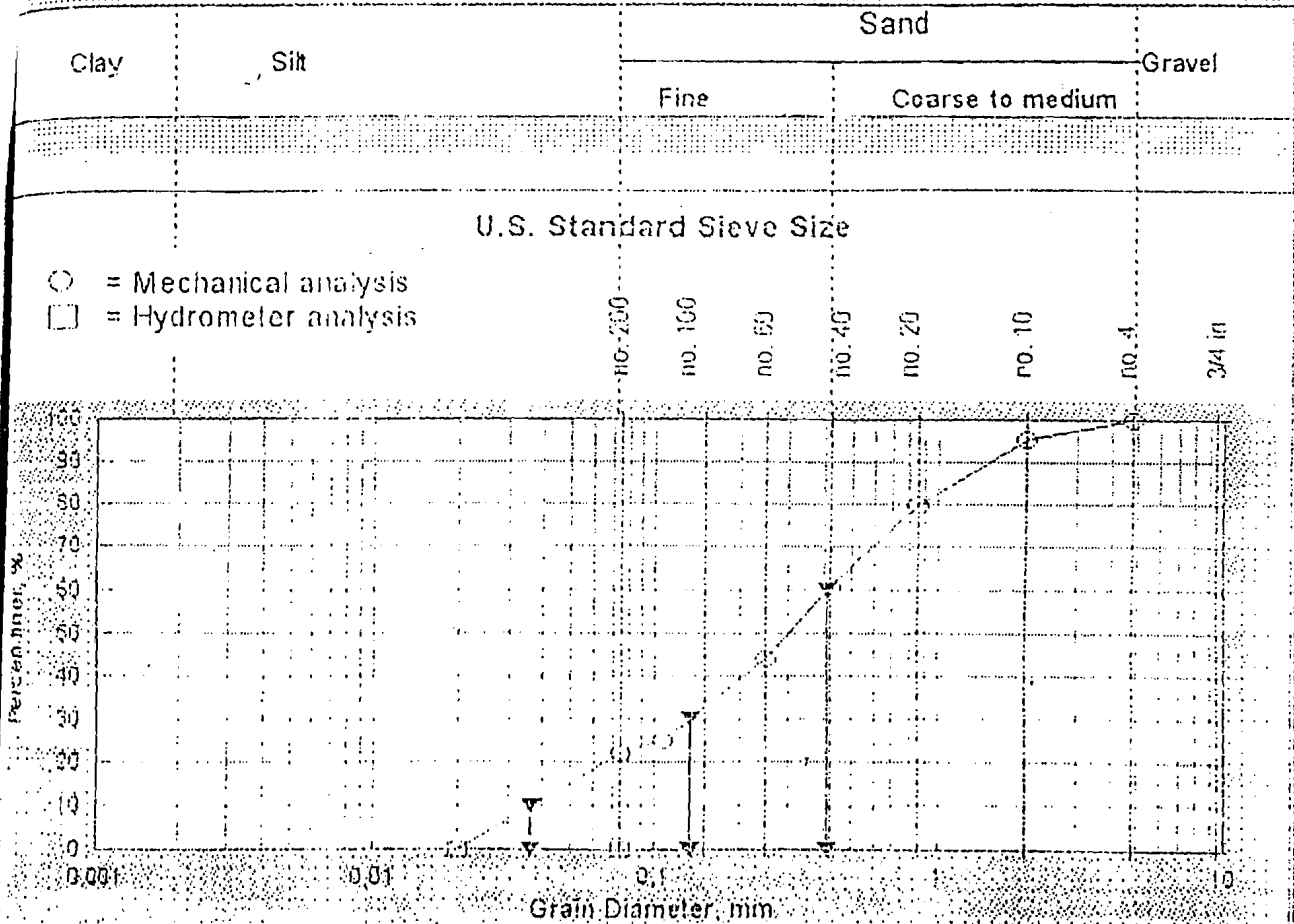
GRAIN SIZE ANALYSIS

Project : Gedung Registrasi UII Location : Jl. Kaliurang Km 14,4 Yogyakarta
 Sample no. : BH 1 Date : 27- 05 - 2001
 Depth : -6,00 m Tested : Sugiyana

Soil sample (disturbed/undisturbed)

Specific Gravity : 2,773

Description of soil : _____



Finer # 200 :	22,26 %	D10 (mm)	0,0382
		D30 (mm)	0,1325
Gravel :	0,00 %	D60 (mm)	0,4104
Sand :	77,74 %	$C_u = D_{60}/D_{10}$	11,330
Silt :	22,26 %	$C_c = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60})$	1,1813
Clay :	0,00 %		

Checked by:

[Signature]

Ir. Ibnu Sudarmadji, MS

Tested by:

[Signature]

Sugiyana



SOIL MECHANICS LABORATORY
 CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
 ISLAMIC UNIVERSITY OF INDONESIA

PENGUJIAN BERAT JENIS AGREGAT

Proyek : Gedung Registrasi UII
 Lokasi : Jl. Kaiurang 14,4 Yogyakarta
 No Titik : BH 1 (-2,00 m)
 Tanggal : 27 -5- 2001

AGREGAT KASAR (tertahan # 10)

A	Berat benda uji kering oven		
B	Berat benda uji kering permukaan jenuh		
C	Berat benda uji dalam air		
*	Berat jenis kering oven (SG)		
*	Berat jenis kering permukaan jenuh (SSD)		
*	Berat jenis semu semu (Apperen)		
*	Penyerapan (Absorsi)		

AGREGAT HALUS (lolos #10)

1	No pengujian	1	2
2	Berat Picknometer (W1)	18,62	21,68
3	Berat Picknometer + tanah kering (W2)	27,88	33,90
4	Berat Picknometer + tanah + air (W3)	49,45	54,50
5	Berat Picknometer + air (W4)	43,55	46,82
6	Temperatur (to)	27,00	27,00
7	Berat tanah kering (Wt) ✓	9,26	12,22
8	$A = Wt + W4$	52,81	59,04
9	$I = A - W3$	3,36	4,54
10	Berat Jenis tanah, $G_s = Wt / I$	2,76	2,69
11	Berat jenis tanah pada 27,5 C	2,758	2,693
12	Berat jenis rata-rata		2,726



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
 UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PENGUJIAN BERAT JENIS AGREGAT

Proyek : Gedung Registrasi Ull
 Lokasi : Jl. Kaliurang 14,4 Yogyakarta
 No Titik : BH 1 (-3,00 m)
 Tanggal : 27 -5- 2001

AGREGAT KASAR (tertahan # 10)

A	Berat benda uji kering oven		
B	Berat benda uji kering permukaan jenuh		
C	Berat benda uji dalam air		
*	Berat jenis kering oven (SG)		
*	Berat jenis kering permukaan jenuh (SSD)		
*	Berat jenis semu semu (Apperen)		
*	Penyerapan (Absorsi)		

AGREGAT HALUS (lolos #10)

1	No pengujian	1	2
2	Berat Picknometer (W1)	17,98	18,95
3	Berat Picknometer + tanah kering (W2)	28,61	28,56
4	Berat Picknometer + tanah + air (W3)	49,65	50,25
5	Berat Picknometer + air (W4)	42,95	44,10
6	Temperatur (to)	27,00	27,00
7	Berat tanah kering (Wl)	10,63	9,61
8	$A = Wl + W4$	53,58	53,71
9	$I = A - W3$	3,93	3,46
10	Berat Jenis tanah, $G_s = Wl / I$	2,70	2,78
11	Berat jenis tanah pada 27,5 C	2,707	2,779
12	Berat jenis rata-rata		2,743



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
 UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PENGUJIAN BERAT JENIS AGREGAT

Proyek : Gedung Registrasi Ull
 Lokasi : Jl. Kaliurang 14,4 Yogyakarta
 No Titik : BH 1 (-4,00 m)
 Tanggal : 27 -5- 2001

AGREGAT KASAR (tertahan # 10)

A	Berat benda uji kering oven		
B	Berat benda uji kering permukaan jenuh		
C	Berat benda uji dalam air		
*	Berat jenis kering oven (SG)		
*	Berat jenis kering permukaan jenuh (SSD)		
*	Berat jenis semu semu (Apperen)		
*	Penyerapan (Absorsi)		

AGREGAT HALUS (lolos #10)

1	No Pengujian	1	2
2	Berat Picknometer (W1)	19,00	18,78
3	Berat Picknometer + tanah kering (W2)	26,95	25,55
4	Berat Picknometer + tanah + air (W3)	49,15	48,05
5	Berat Picknometer + air (W4)	44,15	43,75
6	Temperatur (to)	27,00	27,00
7	Berat tanah kering (Wt)	7,95	6,77
8	$A = W1 + W4$	52,10	50,52
9	$I = A - W3$	2,95	2,47
10	Berat Jenis tanah, $G_s = Wt / I$	2,69	2,74
11	Berat jenis tanah pada 27,5 °C	2,697	2,743
12	Berat jenis rata-rata		2,720



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
 UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PENGUJIAN BERAT JENIS AGREGAT

Proyek : Gedung Registrasi Uli
 Lokasi : Jl. Kaliurang 14,4 Yogyakarta
 No Titik : BH 1 (-5,00 m)
 Tanggal : 27 -5- 2001

AGREGAT KASAR (tertahan # 10)

A	Berat benda uji kering oven		
B	Berat benda uji kering permukaan jenuh		
C	Berat benda uji dalam air		
*	Berat jenis kering oven (SG)		
*	Berat jenis kering permukaan jenuh (SSD)		
*	Berat jenis semu semu (Apperen)		
*	Penyerapan (Absorsi)		

AGREGAT HALUS (lolos #10)

1	No pengujian	1	2
2	Berat Picknometer (W1)	19,48	19,30
3	Berat Picknometer + tanah kering (W2)	26,75	27,70
4	Berat Picknometer + tanah + air (W3)	48,75	49,50
5	Berat Picknometer + air (W4)	44,15	44,20
6	Temperatur (to)	27,00	27,00
7	Berat tanah kering (Wt)	7,27	8,40
8	$A = W1 + W4$	51,42	52,60
9	$I = A - W3$	2,67	3,10
10	Berat Jenis tanah, $G_s = Wt / I$	2,72	2,71
11	Berat jenis tanah pada 27,5 °C	2,725	2,712
12	Berat jenis rata-rata		2,718



PENGUJIAN BERAT JENIS AGREGAT

Proyek : Gedung Registrasi UII
 Lokasi : Jl. Kaliurang 14,4 Yogyakarta
 No Titik : BH 1 (-6,00 m)
 Tanggal : 27-5-2001

AGREGAT KASAR (tertahan # 10)

A	Berat benda uji kering oven		
B	Berat benda uji kering permukaan jenuh		
C	Berat benda uji dalam air		
*	Berat jenis kering oven (SG)		
*	Berat jenis kering permukaan jenuh (SSD)		
*	Berat jenis semu semu (Apperen)		
*	Penyerapan (Absorsi)		

AGREGAT HALUS (lolos #10)

1	No pengujian	1	2
2	Berat Picknometer (W1)	19,78	18,29
3	Berat Picknometer + tanah kering (W2)	28,74	26,87
4	Berat Picknometer + tanah + air (W3)	49,53	48,34
5	Berat Picknometer + air (W4)	43,79	42,87
6	Temperatur (to)	27,00	27,00
7	Berat tanah kering (Wt)	8,96	8,58
8	$A = Wt + W4$	52,75	51,45
9	$I = A - W3$	3,22	3,11
10	Berat Jenis tanah, $G_s = Wt / I$	2,78	2,76
11	Berat jenis tanah pada 27,5 C	2,785	2,761
12	Berat jenis rata-rata		2,773



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
 UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA