

**TUGAS AKHIR**  
**ANALISIS PERKUATAN DAYA DUKUNG**  
**PONDASI RAKIT ( RAFT FOUNDATION ) DENGAN**  
**GEOTEKSTIL PADA TANAH LEMPUNG**



**Disusun oleh:**

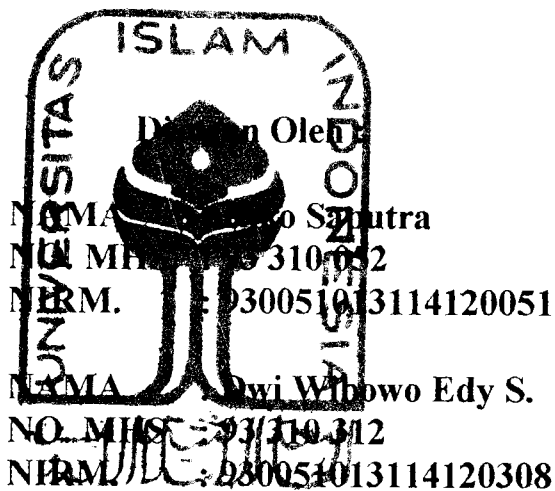
Nama : Riko Saputra  
No. Mhs. : 93 310 052  
Nirm. : 930051013114120051

Nama : Dwi Wibowo Edy S.  
No. Mhs. : 93 310 312  
Nirm. : 930051013114120308

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**  
**YOGYAKARTA**  
**2000**

HALAMAN PENGESAHAN

TUGAS AKHIR  
ANALISIS PERKUATAN DAYA DUKUNG PONDASI  
RAKIT ( RAFT FOUNDATION ) DENGAN  
GEOTEKSTIL PADA TANAH LEMPUNG



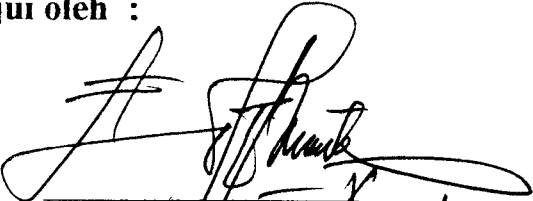
Telah diperiksa dan disetujui oleh :

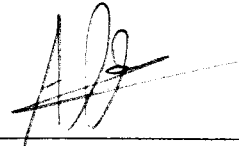
DR. Ir. EDY PURWANTO, CES, DEA

Dosen Pembimbing I

Ir. AHMAD MARZUKO, MT

Dosen Pembimbing II

  
Tanggal : 13 April 2017

  
Tanggal : 13.4.2017

## KATA PENGANTAR

*Assalamu'alaikum Wr. Wb.*

Segala puji syukur kepada Allah SWT, penyusun panjatkan atas rahmat – Nya sehingga pelaksanaan Tugas Akhir ini dapat terlaksana dengan baik.

Tugas akhir ini dilaksanakan untuk melengkapi syarat akademis program strata 1 (S1) pada jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Tugas akhir ini merupakan suatu analisa terhadap permasalahan yang dihadapi dalam bidang mekanika tanah. Untuk menyelesaikan permasalahan tersebut penyusun berusaha menyajikan perhitungan – perhitungan yang dianggap mewakili kondisi yang ditemui dilapangan. Dari perhitungan – perhitungan tersebut selanjutnya dianalisa dan diambil suatu kesimpulan.

Pada kesempatan ini penyusun mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam proses penyelesaian Tugas Akhir ini. Adapun pihak – pihak tersebut adalah :

1. Bapak DR. Ir. Edy Purwanto, CES, DEA, sebagai dosen pembimbing pertama Tugas Akhir.

2. Bapak Ir. Ahmad Marzuko, MT, sebagai dosen pembimbing kedua Tugas Akhir.
3. Bapak Ir. Ibnu Sudarmaji, MS, sebagai dosen penguji Tugas Akhir.
4. Bapak Ir. Widodo MSCE, Ph.D., sebagai Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
5. Bapak Ir. H. Tajuddin BM Aris, MS., sebagai Ketua Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
6. Bapak, Ibu, dan saudara yang telah memberikan dorongan moril hingga terselesaikannya pelaksanaan Tugas Akhir ini.

Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi semua pihak.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, Januari 2000

Penyusun

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	
KATA PENGANTAR.....	i
DAFTAR ISI.....	iii
DAFTAR GAMBAR.....	xi
DAFTAR TABEL.....	xiv
DAFTAR NOTASI.....	xvi
ABSTRAKSI.....	xix
BAB I PENDAHULUAN.....	1
I.1. Latar Belakang.....	1
I.2. Maksud dan Tujuan.....	3
I.3. Metode Penyelesaian.....	3
I.4. Batasan Masalah.....	4
I.5. Hipotesis.....	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
BAB III LANDASAN TEORI.....	9
III.1. Tanah.....	9
III.1.1. Tanah Secara Umum.....	9
III.1.2. Tanah Berbutir Halus.....	13
III.1.3. Daya Dukung Tanah.....	15
III.1.4. Kapasitas Daya Dukung Pondasi Dangkal.....	17

III.1.4.1.	Umum.....	17
III.1.4.2.	Kapasitas Daya Dukung Terzaghi.....	17
III.1.4.3.	Kapasitas Daya Dukung Meyerhof.....	21
III.1.4.4.	Kapasitas Daya Dukung Hansen.....	21
III.2.	Pondasi.....	24
III.2.1.	Pondasi Rakit.....	25
III.2.2.	Jenis – Jenis Pondasi Rakit.....	27
III.2.3.	Distribusi Tekanan Pada Tanah.....	27
III.3.	Geotekstil.....	30
III.3.1.	Geotekstil Sebagai Material Perkuatan Tanah.....	32
III.3.2.	Geotekstil Sebagai Lapisan Pemisah.....	33
III.3.3.	Geotekstil Sebagai Lapisan Penyaring.....	34
III.3.4.	Geotekstil Sebagai Penyalur air.....	35
III.3.5.	Geotekstil Sebagai Lapisan Pelindung.....	35
III.4.	Karakteristik Geotekstil Untuk Perencanaan.....	36
III.4.1.	Aspek Fisik Geotekstil.....	36
III.4.2.	Aspek Mekanis Geotekstil.....	37
III.4.3.	Aspek Hidrolis Geotekstil.....	36
III.5.	Aspek Daya Tahan Geotekstil.....	41
III.6.	Kemampuan Daya Dukung Geotekstil.....	43
III.7.	Perhitungan Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil.....	44
III.8.	Teori Pendekatan Prilaku Membran Geosintetik.....	50

III.9.	Pendekatan Prilaku Nap Geosintetik.....	51
III.10.	Penelitian Terhadap Lapisan Tanah Yang Diperkuat Dengan Lapisan Geotekstil.....	54
III.11.	Metode Pelaksanaan.....	57
III.12.	Gambaran Pekerjaan Yang Akan Dilaksanakan.....	58
BAB IV ANALISA PERHITUNGAN.....		61
IV.1.	Uraian.....	61
IV.2.	Analisa Daya Dukung Tanah.....	63
IV.3.1.	Data Lokasi B.I ( Bore Hole I ).....	66
IV.3.2.	Perhitungan Pembebanan Pondasi.....	69
IV.4.1.	Perhitungan Untuk Lokasi B.I.....	72
IV.4.2.	Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	74
IV.4.3.	Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3m ( z = 2,551 m ) Dengan Cara Fadum Pada Lokasi B.I.....	76
IV.4.4.	Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3m ( z = 2,551 m ) Dengan Cara Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi BI.....	77
IV.5.	Mencari Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	78
IV.5.1.	Metode Terzaghi.....	78
IV.5.1.	Metode Hansen.....	80
IV.6.	Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil.....	82
IV.6.1.	Perhitungan Dengan Cara Giroud dan Noiray.....	82
IV.6.2.	Perhitungan Dengan Metode Binquet dan Lee (1975).....	83

IV.7.	Perhitungan Untuk Lokasi B.II.....	86
IV.8.	Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	88
IV.9.1.	Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3m ( z = 2,552 m ) Dengan Cara Fadum Pada Lokasi B.II.....	89
IV.9.2.	Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3m ( z = 2,552 m ) Dengan Cara Pendekatan 2:1 Pada Lokasi BII..	90
IV.10.	Mencari Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	91
IV.10.1.	Metode Terzaghi.....	91
IV.10.2.	Metode Hansen.....	92
IV.11.	Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil.....	94
IV.11.1.	Perhitungan Dengan Cara Giroud dan Noiray.....	94
IV.11.2.	Perhitungan Dengan Metode Binquet dan Lee (1975).....	95
IV.12.	Perhitungan Untuk Lokasi B.III.....	98
IV.13.	Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	100
IV.14.1.	Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3m ( z = 2,518 m ) Dengan Cara Fadum Pada Lokasi B.III.....	101
IV.14.2.	Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3m ( z= 2,518 m) Dengan Cara Pendekatan 2:1 Pada Lok. B.III..	102
IV.15.	Mencari Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	103.
IV.15.1.	Metode Terzaghi.....	103
IV.15.2.	Metode Hansen.....	104
IV.16.	Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil.....	106



IV.16.1.	Perhitungan Dengan Cara Giroud dan Noiray.....	106
IV.16.2.	Perhitungan Dengan Metode Biquet dan Lee (1975)....	107
IV.17.	Perhitungan Nilai Daya Dukung Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil Untuk Z Yang Di Ubah – Ubah Sementara $\Delta H$ Tetap Pada lokasi B.I.....	110
IV.17.1.	Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan 2 Lapis Geotekstil Untuk $Z_1 = 2,051$ m Pada Lokasi B.I.....	110
IV.17.2.	Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan 2 Lapis Geotekstil Untuk $Z_2 = 3,051$ m Pada Lokasi B.I.....	113
IV.18.	Perhitungan Dimensi Penjepit Geotekstil.....	116
IV.19.	Tabel – Tabel Hasil Perhitungan.....	119
IV.20.	Grafik – Grafik Hasil Perhitungan.....	122
BAB V PEMBAHASAN.....		132
V.1.	Uraian.....	132
V.2.	Analisis Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	132
V.2.1.	Analisis Perhitungan Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	132
V.2.2.	Analisis Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	134
V.3.	Analisis Distribusi Beban Pada Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	135
V.4.	Analisa Pengaruh Tarik Pada Lapisan Geotekstil.....	136
V.5.	Analisis Pengaruh Geser Pada Lapisan Geotekstil.....	137

V.6.	Analisis Pengaruh Tegangan Normal Pada Lapisan Geotekstil..	137
V.7.	Analisis Pengaruh Tahanan Gesek.....	138
V.8.	Analisis Daya Dukung Terhadap Berat Volume Tanah ( $\gamma$ ).....	139
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN.....		140
VI.1.	Kesimpulan.....	140
VI.2.	Saran – Saran.....	143
DAFTAR PUSTAKA.....		146
LAMPIRAN - LAMPIRAN		

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 :	Bagan Tahapan Penyelesaian Tugas Akhir.....	4
Gambar 3.1 :	Sistem Klasifikasi Tanah AASHTO.....	11
Gambar 3.2 :	Sistem Klasifikasi Tanah UNIFIED.....	12
Gambar 3.3 :	Grafik Atteberg.....	15
Gambar 3.4 :	Kriteria Daya Dukung Yang Diizinkan.....	17
Gambar 3.5 :	Distribusi Tegangan Dibawah Pondasi.....	18
Gambar 3.6 :	Jenis – jenis Pondasi Rakit.....	27
Gambar 3.7 :	Distribusi tekanan Dengan Cara Fadum.....	28
Gambar 3.8 :	Distribusi Tekanan Dengan Cara Pendekatan 2:1.....	29
Gambar 3.9 :	Jenis – Jenis Geotekstil.....	31
Gambar 3.10 :	Geotekstil Sebagai Perkuatan Tanah.....	33
Gambar 3.11 :	Geotekstil Sebagai Lapisan Pemisah.....	34
Gambar 3.12 :	Distribusi Beban Pondasi Ke Geotekstil.....	43
Gambar 3.13 :	Pondasi Rakit Yang Diperkuat Dengan Geotekstil.....	44
Gambar 3.14 :	Grafik Nilai $I(z/b)$ , $J(z/b)$ , dan $M(z/b)$ .....	45
Gambar 3.15 :	Grafik nilai $X_o$ dan $L_o$ .....	45
Gambar 3.16 :	Skema Geosintetik Dalam Meneruskan Gaya – Gaya Transversal Ke Tanah.....	50
Gambar 3.17 :	Deformasi Circular Geosintetik Untuk Penyebaran Uniform Tegangan Normal.....	51

Gambar 3.18 :	Distribusi Tegangan Pada Geosintetik Dalam Suatu Bangunan Berlapis Banyak Yang Diperkuat Dengan Geosintetik.....	52
Gambar 3.19 :	Prinsip Keseimbangan Terbatas Pada Zona Aktie Pada Bangunan Tanah Berlapis Banyak Yang Diperkuat Dengan Geosintetik.....	53
Gambar 3.20 :	Geometri dan Dimensi Model Percobaan.....	55
Gambar 3.21 :	Pelaksanaan Percobaan.....	55
Gambar 3.22 :	Pola – Pola Vektor Akibat Penurunan Tanah ( Displacement ) Pada Unreinforced Soil System Untuk Beban Merata 93 kPa.....	56
Gambar 3.23 :	Pola – Pola Vektor Akibat Penurunana Tanah ( Dispalacement ) pada Reinforced Soil System Untuk Beban Merata 125 kPa.....	56
Gambar 3.24 :	Pondasi Rakit Diatas Lapisan tanah Lempung Tanpa Perkuatan Geotekstil.....	58
Gambar 3.25 :	Pondasi Rakit Diatas Lapisan Lempung Dengan Perkuatan Geotekstil .....	59
Gambar 4.1 :	Dimensi Dan Formasi Pondasi Rakit.....	62
Gambar 4.2 :	Alat Bor Yang Digunakan Untuk Penyelidikan Tanah.....	63
Gambar 4.3 :	Susunan Tanah Pada Lokasi B.I.....	68

Gambar 4.4 :	Bentuk, Dimensi dan Formasi Kolom.....	69
Gambar 4.5 :	Letak Resultan Beban – Beban Kolom Terhadap Titik Berat Pelat.....	70
Gambar 4.6 :	Konstruksi Pondasi Rakit Pada Lokasi B.I.....	73
Gambar 4.7 :	Distribusi Beban Ke Geotekstil Pada Lokasi B.I....	82
Gambar 4.8 :	Distribusi Beban Ke Geotekstil Pada Lokasi B.II..	87
Gambar 4.9 :	Konstruksi Pondasi Rakit Pada Lokasi B.III.....	99
Gambar 4.10 :	Distribusi Beban Ke Geotekstil Pada Lokasi B.III.....	106
Gambar 4.11 :	Balok Penjepit & Diagram Tekanan Tanah Pasif.	116
Gambar 4.12 :	Balok Penjepit Geotekstil pada lokasi B.II.....	118
Grafik 4.13	Hubungan Antara Tekanan & Kedalaman dengan Metode pembebanan biasa pada Lokasi B.I.....	122
Grafik 4.14.	Hubungan Antara Tekanan & Kedalaman dengan Metode pembebanan biasa pada Lokasi B.II.....	123
Grafik 4.15.	Hubungan Antara Tekanan & Kedalaman dengan Metode pembebanan biasa pada Lokasi B.III.....	123
Grafik 4.16.	Hubungan Antara Tegangan & Kedalaman dengan Metode pendekatan 2:1 pada Lokasi B.I.....	124
Grafik 4.17.	Hubungan Antara Tegangan & Kedalaman dengan Metode pendekatan 2:1 pada Lokasi B.II.....	124

Grafik 4.18. Hubungan Antara Tegangan & Kedalaman dengan Metode pendekatan 2:1 biasa pada Lokasi B.III.....	125
Grafik 4.19. Hubungan Antara Tegangan Tanah Pada Kedalaman 3 m & Lokasi Pondasi Rakit Dengan Metode Fadum.....	125
Grafik 4.20. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.I.....	126
Grafik 4.21. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.II.....	126
Grafik 4.22. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.III.....	127
Grafik 4.23. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.I.....	127
Grafik 4.24. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.II.....	128
Grafik 4.25. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.III.....	128

Grafik 4.26 Perbandingan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil & Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lokasi B.I.....	129
Grafik 4.27.Perbandingan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil & Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lokasi B.II.....	129
Grafik 4.28.Perbandingan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil & Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lokasi B.III.....	130
Grafik 4.29. Hubungan Antara Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil dan Berat Volume Tanah Dalam Keadaan Terendam Air Pada Lokasi B.III.....	130
Grafik 4.30. Hubungan Antara Daya Dukung Tanah Dengan Perkuatan Geotekstil dan Berat Volume Tanah Dalam Keadaan Terendam Air Pada Lokasi B.III.....	131

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 :	Daya Dukung Terzaghi.....	20
Tabel 3.2 :	Faktor Kapasitas Daya Dukung Terzaghi.....	20
Tabel 3.3 :	Nilai – nilai faktor daya dukung Hansen.....	24
Tabel 3.4 :	Kekakuan serat yang dianjurkan dalam pemakaian geotekstil.....	37
Tabel 4.1 :	Data parameter – parameter tanah pada lokasi B.I.....	64
Tabel 4.2 :	Data parameter – parameter tanah pada lokasi B.II.....	64
Tabel 4.3 :	Data parameter – parameter tanah pada lokasi B.III.....	65
Tabel 4.4 :	Perbandingan nilai – nilai Df.....	73
Tabel 4.5 :	Distribusi Tegangan.....	78
Tabel 4.6 :	Perbandingan nilai – nilai Df.....	87
Tabel 4.7 :	Distribusi Tegangan.....	91
Tabel 4.8 :	Perbandingan nilai – nilai Df.....	99
Tabel 4.9 :	Distribusi Tegangan.....	103
Tabel 4.10 :	Distribusi Tegangan dengan metode pembebanan biasa.....	119
Tabel 4.11 :	Distribusi tegangan dengan metode pendekatan 2:1.....	119
Tabel 4.12 :	Distribusi tegangan dengan metode Fadum.....	119



Tabel 4.13 :	Hasil perhitungan daya dukung tanah tanpa perkuatan geotekstil.....	120
Tabel 4.14 :	Hasil perhitungan daya dukung tanah dengan perkuatan geotekstil.....	120
Tabel 4.15 :	Hasil perhitungan daya dukung tanah dengan perkuatan geotekstil untuk z tidak tetap & $\Delta H$ tetap pada lokasi B.I.....	120
Tabel 4.16 :	Hasil perhitungan mekanisme perkuatan tanah dengan geotekstil menggunakan metode Binquet & Lee (1975) .....	121
Tabel 4.17 :	Hasil perhitungan mekanisme perkuatan tanah dengan geotekstil menggunakan metode Binquet & Lee (1975) untuk kedudukan lapisan geotekstil yang berubah-ubah pada lokasi B.I.....	121

## DAFTAR NOTASI

$\tau$	= Tegangan geser tanah
$\phi$	= Sudut gesek dalam / Internal friction
$\gamma$	= Berat volume tanah
$\gamma'$	= Berat volume tanah dalam keadaan terendam air
$\gamma_{bt}$	= Berat volume bahan konstruksi penjepit geotekstil
$\gamma_{sat}$	= Berat volume tanah dalam keadaan jenuh air
$\gamma_w$	= Berat volume air
$\rho$	= Berat jenis serat geotekstil
$\theta$	= Transmissivity lapisan geotekstil
$\sigma$	= Tegangan vertikal yang terdistribusi pada lapisan – lapisan tanah
$\sigma_n$	= Tegangan normal yang terjadi pada lapisan geotekstil
$\sigma_v(q,z)$	= Tegangan vertikal pada kedalaman z akibat beban q
$h$	= Tinggi balok penjepit geotekstil
$i$	= Gradien hidrolis
$i_c, i_q, i_\gamma$	= Faktor kemiringan pondasi
$m$	= Berat geotekstil per satuan luas
$n$	= Faktor keamanan / Safety factor

$q$	=	Tingkat rembesan air pada lapisan geotekstil
$q_0$	=	Beban merata diatas bidang kontak / alas pondasi rakit
$q_p$	=	Beban pelat pondasi rakit
$q_r$	=	Nilai perbandingan daya dukung tanah
$t$	=	Ketebalan serat geotekstil
$A$	=	Luas bidang alas pondasi rakit
$B$	=	Lebar bidang alas pondasi rakit
$C$	=	Nilai kohesi tanah
$D$	=	Kedalaman pondasi rakit
$D_f$	=	Kedalaman pondasi ( jarak dari muka tanah ke bidang alas pondasi rakit )
$G_s$	=	Specific gravity tanah
$I(z/b)$	=	Nilai tegangan geser dibawah pondasi
$I_x$	=	Momen Inersia arah sumbu x
$I_y$	=	Momen Inersia arah sumbu y
$J(z/b)$	=	Nilai tegangan vertikal dibawah pondasi
$L_0$	=	Parameter tegangan normal
$M(z/b)$	=	Nilai daya dukung tanah dibawah pondasi
$N_c, N_q, N_\gamma$	=	Faktor daya dukung pondasi
$P$	=	Berat kolom pondasi rakit
$P_0$	=	Komponen gaya over burden pada dasar pondasi rakit
$Ph$	=	Komponen gaya horizontal

- $P_v$  = Komponen gaya vertikal
- $Q_a$  = Daya dukung tanah pondasi
- $Q_u$  = Daya dukung ultimit
- $S_c, S_q, S_\gamma$  = Faktor kedalaman pondasi
- $W$  = Lebar serat geotekstil
- $X$  = Momen statis arah sumbu X
- $X_o$  = Parameter tegangan normal
- $Y$  = Momen statis arah sumbu Y
- $Z$  = Jarak dari bidang alas pondasi ke lapisan geotekstil

## ABSTRAKSI

Pada hubungan antara pondasi suatu bangunan dengan tanah dikatakan aman apabila penurunan yang terjadi tidak membahayakan bangunan, daya dukungnya cukup kuat. Dalam menangani masalah daya dukung tanah berbagai macam teknik perkuatan dan perbaikan banyak diterapkan. Teknik perkuatan tanah dengan geotekstil merupakan salah satu alternatif perkuatan tanah.

Secara umum penggunaan bahan geosintetik untuk perkuatan tanah mempunyai tujuan utama yaitu membuat suatu struktur yang deformabel dengan memperbaiki karakteristik mekanika tanah, sehingga mempunyai daya dukung lebih baik dalam mendukung struktur di atasnya. Dengan demikian diharapkan struktur akan tetap stabil atau tetap berdiri tegak.

Analisa perhitungan daya dukung tanah menggunakan prinsip – prinsip mekanika tanah dan pertimbangan teknik. Penggunaan geotekstil tentunya menimbulkan perilaku mekanis dan interaksi yang berbeda, dimana tanah mempunyai karakteristik yang sensibel, misalnya tanah lempung yang dianalisis disini sangat sensibel terhadap temperatur, pembebanan dan gaya – gaya luar.

Hasil analisis dari penggunaan geotekstil pada perkuatan daya dukung tanah lempung pada pondasi rakit adalah beban – beban bangunan diatas tanah dapat terdistribusi horizontal dan vertikal melalui nap geotekstil tersebut. Sehingga beban yang dipikul oleh tanah dapat direduksi.

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **I.1. Latar Belakang**

Tanah selalu mempunyai peranan yang penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi. Secara umum telah diketahui bahwa tanah dan sampai pada batas tertentu juga batuan, dapat diklasifikasikan kedalam beberapa golongan berdasarkan sifat – sifat teknis tertentu yang mirip. Oleh karena itu mengklasifikasikan dengan tepat material bawah permukaan tanah merupakan langkah penting yang dikaitkan dengan setiap pekerjaan pondasi. Sebab klasifikasi ini memberikan petunjuk – petunjuk awal terhadap berbagai pengalaman yang akan dapat diantisipasi selama dan setelah pelaksanaan pembangunan. Kemampuan untuk mengidentifikasi dan mengklasifikasikan batuan dan tanah dengan baik merupakan dasar bagi analisis semua problem teknik yang berhubungan dengan material tanah.

Mengingat hampir semua bangunan dibuat di atas atau di bawah permukaan tanah, maka harus dibuatkan suatu struktur yang dapat memikul beban bangunan atau gaya yang bekerja melalui bangunan itu. Pondasi dapat didefinisikan sebagai struktur bawah yang berfungsi untuk

meneruskan beban bangunan struktur bagian atas ( Super Structure ) ke tanah pendukung dimana bangunan tersebut didirikan.

Daya dukung tanah adalah tekanan maksimum tanah yang dapat memikul beban yang bekerja di atasnya tanpa terjadi kelongsoran atau kerusakan struktur bangunan di atasnya. Bilamana beban berada di atas pondasi yang mempunyai daya dukung jelek maka akan terjadi penurunan yang besar. Biasanya ini terjadi pada tanah yang lunak atau tanah jelek. Jenis tanah ini merupakan jenis tanah pampat( Kompresible ), mempunyai kuat dukung rendah dan sering mengalami proses pelapukan serta penurunan cukup besar. Umumnya tanah tersebut berupa tanah organik ( Humus / Gambut ) atau tanah lempung.

Salah satu penanganan permasalahan tanah lempung / lunak adalah dengan pemilihan alternatif penggunaan jenis pondasi dangkal ( Shallow Foundation ) yaitu pondasi rakit ( Raft Foundation ), yang diperkirakan paling cocok untuk tanah yang mempunyai daya dukung rendah dengan beban yang besar. Permasalahan utama yang timbul adalah dalam penanganan daya dukung dan penurunan ( Settlement ).

Seiring dengan perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi, telah diciptakan metode – metode atau produk – produk industri untuk menangani masalah daya dukung , settlement dan perkuatan tanah. Salah satu produk tersebut adalah pemakaian berbagai macam geosintetik yaitu geotekstil.

Dalam studi literatur penyusunan tugas akhir ini dicoba untuk menganalisis masalah daya dukung tanah lempung dengan perkuatan geotekstil pada pondasi rakit.

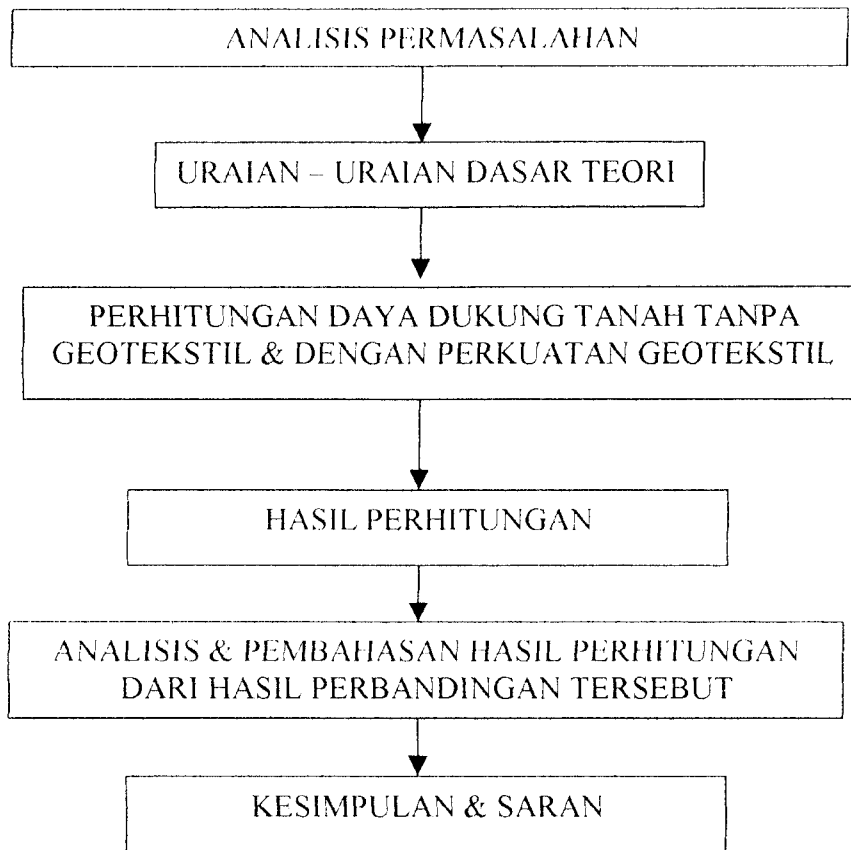
## **I.2. Maksud dan Tujuan**

Studi literatur ini mempunyai maksud dan tujuan untuk menganalisa daya dukung tanah lempung pada bangunan yang menggunakan pondasi rakit (raft foundation) dengan atau tanpa perkuatan geotekstil. Sehingga akan diperoleh besarnya penambahan daya dukung yang diberikan oleh tanah setelah diberikan perkuatan geotekstil dan berapa besar beban yang dapat dipikul dengan adanya geotekstil.

## **I.3. Metode Penyelesaian**

Metode yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini adalah konsep studi literatur dengan didasarkan pada teori serta formula – formula yang ada. Formula – formula tersebut diperoleh melalui sumber – sumber literatur sesuai dengan tujuan dan arah tugas akhir, sehingga diharapkan maksud dan tujuan tugas akhir dapat tercapai. Secara garis besar langkah – langkah penyusunan tugas akhir ini adalah :





Gambar 1.1. : Bagan tahapan penyelesaian tugas akhir

#### 1.4. Batasan Masalah

Dalam menganalisis daya dukung tanah lempung dengan perkuatan geotekstil pada pondasi rakit, diberikan batasan – batasan permasalahan sebagai berikut ini.

1. Jenis pondasi yang dipakai adalah pondasi rakit dengan spesifikasi sebagai berikut :
  - a. Pondasi rakit jenis pelat rata dengan ketebalan 35 Cm.

- b. Kedalaman bervariasi antara 0,4 – 1,0 m dari muka tanah yang disesuaikan dengan prinsip pondasi dangkal (shallow foundation).
  - c. Beban yang dipikul sebesar  $P = 4500 \text{ Kg}$  sudah termasuk berat kuda – kuda, berat dinding, berat sloof, sebagai beban rumah tinggal tidak bertingkat ( sederhana ).
  - d. Pondasi hanya mengalami pembebanan statis, sedangkan untuk pembebanan lateral termasuk gaya gempa tidak diperhitungkan.
  - e. Jarak as – as kolom 3 m, jarak as kolom ketepi pondasi adalah 75 Cm dan hubungan antara kolom dan pelat dianggap sangat kaku dan saling tegak lurus.
2. Dimensi struktur pondasi rakit berdasarkan resume Tugas Akhir Saudari Mulyati Tanda dan Saudara Dody Irawan tahun 1997. Resume hanya berkaitan dengan dimensi struktur pondasi rakit, sehingga dimensi pondasi yang dianalisis pada tugas akhir ini telah sesuai kenyataan yang ada di lapangan.
  3. Perkuatan tanah menggunakan geotekstil.
  4. Pada tanah dasar diasumsikan tidak terjadi penurunan setelah adanya geotekstil.
  5. Analisis biaya tidak diperhitungkan.

### 1.5. Hipotesis

Besarnya daya dukung pondasi rakit dengan perkuatan geotekstil dibandingkan dengan perkuatan tanpa geotekstil ini diakibatkan oleh geotekstil yang berfungsi sebagai perkuatan tanah dasar ( Reinforcement ). Tegangan yang membebani tanah tidak langsung ditahan oleh tanah tersebut melainkan direduksi oleh tegangan gesek geotekstil itu sendiri, sehingga mampu meningkatkan daya dukung tanah dasar ( lempung ). Dengan demikian kontribusi lapisan geotekstil untuk meningkatkan daya dukung tanah terhadap pondasi rakit dapat diketahui dan dianalisis.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

Tanah dalam pengertian teknik secara umum didefinisikan sebagai bahan butiran berupa mineral – mineral padat, tidak tersementasi dan memungkinkan untuk bercampur dengan bahan – bahan organik dan zat cair serta udara yang mengisi ruangan kosong diantara butir – butir tanah tersebut ( Braja M Das, 1988 ). Selain itu tanah juga didefinisikan sebagai himpunan beraneka ragam mineral, bahan organik, dan endapan – endapan yang relatif lepas ( “ loose “ ), yang terletak diatas batuan dasar ( “ bed rock “ ) ( Hardiyatmo, C.H, Mekanika Tanah I, 1992 ).

Tanah mempunyai kemampuan untuk meningkatkan kepadatan dan perkuatan gesernya apabila tanah tersebut mendapat tekanan. Apabila beban yang bekerja pada tanah pondasi telah melampaui daya dukung batasnya, tegangan geser yang ditimbulkan dalam tanah pondasi melampaui ketahanan geser maka akan mengakibatkan keruntuhan geser dari tanah pondasi ( Suyono Sastrodarsono, 1980 ).

Tanah adalah material yang penuh ketidakpastian, dimana kita harus tetap menghadapi resiko. Walaupun beberapa resiko selalu terdapat pada pekerjaan tanah. Faktor resiko tadi masih harus tetap diperkirakan dan resiko – resiko tinggi harus tetap dihindarkan.

Daya dukung batas ( Ultimit ) suatu tanah dibawah beban pondasi terutama tergantung pada kekuatan geser. Nilai kerja atau nilai yang diijinkan untuk desain akan ikut mempertimbangkan karakteristik deformasi ( Joseph E Bowles, 1984 ).

Untuk mengetahui besarnya daya dukung tanah maka kita perlu mengetahui sifat – sifat tanah. Sifat - sifat tanah yang perlu diketahui untuk daya dukung adalah berat isi (  $\gamma$  ), konstanta kekuatan geser (  $\phi$  ) dan kohesi (  $c$  ). Dengan bertambahnya nilai – nilai maka daya dukung tanah akan bertambah pula ( Wesley, 1977 )

Lempung merupakan agregat mineral kristalin berbentuk serpih berukuran mikroskopis dan sub mikroskopis. Lempung mempunyai ciri khas dan sifat – sifat koloidal, yaitu plastisitas, kohesi dan kemampuan mengabsorpsi ion ( Ralph B Peck, 1973 )

Material perkuatan tanah yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah geotekstil. Geotekstil adalah bahan konstruksi menyerupai tekstil ( rajutan kain ), yang dari metode pembuatannya dibedakan menjadi 2 macam yaitu geotekstil anyaman ( Woven Geotekstil ) dan geotekstil yang tidak dianyam ( Non Woven Geotekstil ) yang bahan pembuatnya adalah Polypropilen atau polyester ( PT. GEOMAT INDONESIA )

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **III.1 Tanah**

##### **III.1.1. Tanah Secara Umum**

Tanah memiliki peranan yang sangat penting pada suatu pekerjaan konstruksi. Hal ini disebabkan fungsi tanah sebagai pendukung beban bangunan yang ada di atasnya. Mengingat pentingnya tanah, maka perlu diuraikan pengertian – pengertian mengenai tanah itu sendiri.

Secara umum tanah didefinisikan sebagai butiran – butiran mineral padat yang tidak tersementasi yang dimungkinkan bercampur dengan bahan – bahan organik dan zat cair, serta udara yang mengisi ruangan kosong diantaranya. Sifat – sifat dan lapisan tanah dalam suatu konstruksi, investigasi / penyelidikan tanah dilakukan melalui berbagai macam metode atau tes yang dilakukan di laboratorium maupun pengujian langsung di lapangan.

Pengujian di laboratorium dipakai metode Triaxial Test sedangkan untuk pengujian lapangan melalui pemboran ( Boring ) ke dalam tanah guna mengambil sampel tanah.

Tanah memiliki sifat – sifat yang beraneka ragam sehingga perlu diklasifikasikan. Untuk menentukan dan mengklasifikasikan tanah

diperlukan suatu pengamatan di lapangan dan kemudian dilakukan percobaan – percobaan, untuk memperoleh hasil yang obyektif. Tanah secara sepiintas dapat dibagi menjadi tanah berbutir halus dan berbutir kasar berdasarkan hasil analisis mekanis. Sistem klasifikasi tanah yang dipakai adalah sistim klasifikasi **AASHTO** dan **UNIFIED**.

### **1. Sistem klasifikasi AASHTO**

Sistem klasifikasi tanah ini mengklasifikasikan tanah menjadi tujuh kelompok besar, yaitu A – 1 sampai dengan A – 7. Untuk kelompok A – 1, A – 2 dan A – 3 adalah tanah dimana butirannya 35 % atau kurang dari jumlah butiran tanah tersebut lolos ayakan no. 200. Sedangkan untuk klasifikasi A – 4 , A – 5, A – 6 dan A – 7 adalah tanah dimana butirannya lebih dari 35 % lolos dari ayakan no.200.

### **2. Sistem klasifikasi UNIFIED**

Sistem klasifikasi UNIFIED dibuat oleh Cassagrande tahun 1942, sistem ini mengelompokkan tanah menjadi dua kelompok besar yaitu :

a. Tanah berbutir kasar ( Coarse – Grained Soil )

Adalah suatu kelompok tanah dimana kurang dari 50 % berat total sampel tanahnya lolos ayakan No. 200. Simbol kelompok ini diawali huruf G atau S dimana G adalah kerikil ( gravel ) dan S adalah pasir ( sand ) atau tanah berpasir.

b. Tanah berbutir halus ( Fined – Grained Soil )

Adalah suatu kelompok tanah dimana lebih dari 50 % berat total sampel tanah lolos ayakan No. 200. Simbol dimulai dengan huruf

M untuk lanau ( Silt ) anorganik, C untuk lempung ( Clay ) anorganik, O untuk lanau organik dan lempung, simbol PT untuk tanah gambut ( Peat ) dan tanah lain dalam kadar organik yang tinggi

Klasifikasi umum	Material granular ( <35 % lolos saringan no.200 )						Tanah – tanah lanau – lempung ( >35 % lolos saringan no. 200 )				
	A – 1		A – 3	A – 2				A – 4	A – 5	A – 6	A – 7
Klasifikasi kelompok	A – 1 – a	A – 1 – b		A – 2 – 6	A – 2 – 5	A – 2 – 6	A – 2 – 7				
Analisis saringan (% lolos) 2,00 mm (no. 10) 0,425 mm (no. 40) 0,075 mm (no. 200 )	50 mak	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	30 mak	50 mak	51 min	-	-	-	-	-	-	-	-
	15 mak	25 mak	10 mak	35 mak	35 mak	35 mak	35 mak	36 min	36 min	36 min	36 min
Sifat fraksi lolos saringan no. 40											
Batas cair ( LL )				40 mak	41 min	40 mak	41 min	40 mak	41 min	40 mak	41 min
Indeks plastis ( PI )	6 mak		np	10 mak	10 mak	11 min	11 min	10 mak	10 mak	11 min	11 min
Indeks kelompok ( GI )	0		0	0		4 maks		8 maks	12 mak	16 mak	20 mak
Tipe material yang pokok pada umumnya	pecahan batu, kerikil dan pasir		pasir halus	kerikil berlanau atau berlempung dan pasir				tanah berlanau		tanah berlempung	
Penilaian umum sebagai tanah dasar	sangat baik sampai baik						sedang sampai buruk				

Catatan :Kelompok A-7 dibagi atas A-7-5 dan A-7-6, bergantung pada batas plastisnya ( PL ).  
Untuk PL > 30, klasifikasinya A –7-5;  
Untuk PL < 30, klasifikasinya A-7-6.  
np = non plastis.

Gambar 3.1. Sistem klasifikasi tanah AASHTO



Divisi Utama		Simbol Kelompok	Nama Jenis	Kriteria Klasifikasi		
Tanah berbutir kasar 50% butir lebih besar daripada saringan no. 200 (0.075 mm)	Kerak 50% atau lebih dari hasil saringan no. 4 (4.75 mm)	GW	Kerak gradasi baik dan campuran pasir-kerak, sedak atau tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10}(D_{60} - D_{10})}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW		
		GP	Kerak gradasi buruk dan campuran pasir-kerak, sedak atau tidak mengandung butiran halus			
		GM	Kerak berbutir, campuran kerak-pasir-linca			
		GC	Kerak berlemung, campuran kerak-pasir-lemung			
	Pasir lebih dari 50% atau lebih besar saringan no. 4 (4.75 mm)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berlemak, sedak atau tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10}(D_{60} - D_{10})}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW		
		SP	Pasir gradasi buruk, pasir berlemak, sedak atau tidak mengandung butiran halus			
		SM	Pasir berbutir, campuran pasir-linca			
		SC	Pasir berbutir, campuran pasir-lemung			
					Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $P_L < 4$	Batas-batas Atterberg berada di atas garis A atau $P_L > 7$
					Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $P_L > 7$	Batas-batas Atterberg berada di atas garis A atau $P_L > 7$
Tanah berbutir halus 50% atau lebih besar saringan no. 200 (0.075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berbutir atau berlemung			
		CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerak, lempung berpasir, lempung berbutir, lempung kurus (lean clays)			
	Lanau dan lempung batas cair > 50%	OL	Lanau organik dan lempung berbutir organik dengan plastisitas rendah			
		MH	Lanau tak organik atau pasir halus distomat, lanau elastis			
		CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk (fat clays)			
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi			
Tanah dengan kadar organik tinggi	PT	Gambut [peat], dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi	Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2458			

Gambar 3.2. Sistem klasifikasi tanah UNIFIED

### III.1.2. Tanah Berbutir Halus

Tanah berbutir halus seperti lempung ( Clay ) memiliki sifat kohesif. Sifat kohesif adalah sifat tarik menarik antara partikel dan butiran didalam tanah dimana nilai kohesi dapat dicari melalui percobaan di laboratorium.

Sifat tanah kohesif antara lain :

1. Kuat geser rendah akan berkurang jika kadar air bertambah.
2. Kembang susut yang tinggi.
3. Volume akan bertambah dengan bertambahnya waktu akibat beban yang konstan.
4. “ Impermeabelity “ ( sulit untuk meloloskan air )

Kuat geser tanah merupakan komponen dari sifat tanah termasuk tanah lempung. Kuat geser tanah didefinisikan sebagai perlawanan internal tanah terhadap keruntuhan sepanjang bidang geser tanah, harga parameter kuat geser dapat diketahui melalui uji Triaxial pada percobaan di laboratorium.

Plastisitas merupakan sifat dari tanah lempung, plastisitas adalah kemampuan lekat antar butir – butir tanah. Untuk menyatakan plastisitas tanah kohesif diperlukan kedudukan fisik tanah tersebut pada kedudukan tertentu. Kedudukan fisik tanah pada kadar air tertentu disebut konsistensi. Konsistensi dapat dinyatakan dengan batas – batas Atteberg 1911. Batas – batas Atteberg antara lain :

1. Batas Cair (  $W_L$  )

Adalah nilai kadar air tanah pada batas antara keadaan cair dan plastis.

Jika kadar air tanah dikurangi, butiran – butiran akan saling mendekat satu sama lainnya sehingga tercapai batas plastis.

2. Batas Plastis (  $W_P$  )

Adalah keadaan air tanah pada kedudukan antara plastis dan semi padat. Pada pengurangan air selanjutnya, saat butiran – butiran tidak dapat mendekat lagi tanah menjadi retak – retak. Kadar air pada kondisi itu dikenal sebagai batas susut, pada kedudukan ini pengurangan kadar air tidak mengakibatkan perubahan volume tanah.

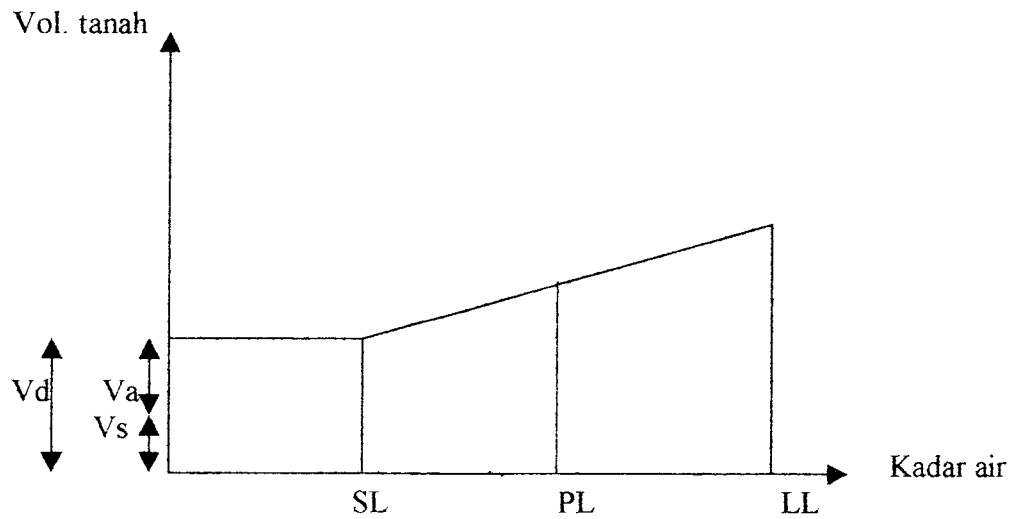
3. Batas Susut (  $W_S$  ) / Shrinkage Limit

Adalah kadar air yang didefinisikan untuk derajat kejenuhan sama dengan 100 %.

4. Batas Lengket / Sticky Limit

Adalah kadar air suatu tanah yang hilang sifat adhesinya dan tidak dapat lagi lengket pada objek – objek lainnya seperti jari atau permukaan yang halus dari logam.

Dengan adanya sifat khas tanah lempung sebagai jenis tanah berbutir halus ini, tentu saja akan berpengaruh pada daya dukung tanah lempung itu sendiri.



Gambar 3.3 grafik Atterberg

### III.1.3. Daya Dukung Tanah

Kegagalan suatu pekerjaan pondasi dapat terjadi karena dua macam perilaku struktur pondasi. Pertama seluruh pondasi atau sebagian elemennya akan masuk terus ke dalam tanah karena tanah tidak mampu menahan beban tanpa mengalami keruntuhan. Kedua tanah pendukung tidak runtuh tetapi penurunan bangunan sangat besar atau tidak sama sehingga struktur atas retak dan rusak.

Kegagalan pertama berhubungan dengan kekuatan tanah pendukung yang disebut kegagalan daya dukung tanah ( Bearing Capacity Failure ). Kegagalan kedua berhubungan dengan karakteristik deformasi tekanan tanah dan batuan yang disebut sebagai penurunan yang berlebihan ( Dectrimental Settlement ). Kedua kegagalan ini sebenarnya berhubungan,

sehingga dapat disimpulkan betapa pentingnya memperhitungkan daya dukung tanah dalam perencanaan pondasi.

Daya dukung vertikal yang diijinkan adalah gaya vertikal yang bekerja pada dasar pondasi, dan tidak boleh melebihi daya dukung ( bearing capacity ) tanah pondasi yang diijinkan

Daya dukung tanah pondasi dapat dihitung sebagai berikut :

$$Q_a = Q_u / n \quad (3.1.)$$

$Q_a$  = Daya dukung tanah pondasi

$Q_u$  = Daya dukung ultimit pondasi, dihitung berdasarkan formula daya dukung pondasi, misalnya dengan cara Terzaghi.

$n$  = Faktor keamanan, dengan nilai  $n$  sama dengan 3 untuk beban normal.

Daya dukung batas ( Ultimate ) dengan cara menerapkan nilai eksentrisitas dan kemiringan bangunan, selain ukuran bangunan perhitungan daya dukung dapat juga dengan cara menaksir apabila nilai tangen sudut kemiringan beban yang bekerja pada pondasi ( gaya mendatar dan vertikal ) kurang dari 0,1 dan fungsi bangunannya tidak begitu penting.

Jenis-jenis tanah pondasi		Biasa (t/m <sup>2</sup> )	Bila ada gempa (t/m <sup>2</sup> )	Harga rata-rata		Keterangan
				Harga <i>N</i>	Kekuatan geser unconfined (kg/cm <sup>2</sup> )	
Tanah keras	Batu homogen yang keras	100	150	—	Lebih besar dari 100	
	Batu keras mudah retak	60	90	—	Lebih besar dari 100	
	Batu lunak, batu lumpur	30	45	—	Lebih besar dari 10	
Lapisan kerikil	Tidak lepas	60	90	—	—	
	Lepas	30	45	—	—	
Tanah pondasi berpasir	Lepas Sedang	30	45	30–50	—	Bila harga <i>N</i> akibat Standard Penetration Test (SPT) lebih kecil dari 15, tanah pondasi tidak sesuai untuk suatu konstruksi bangunan.
		20	30	15–30	—	
Tanah pondasi kohesif	Sangat keras	20	30	15–30	2,0–4,0	
	Keras	10	15	8–15	1,0–2,0	
	Sedang	5	7,5	4–8	0,5–1,0	

Gambar 3.4 Kriteria daya dukung yang diizinkan

### III.1.4. Kapasitas Daya Dukung Pondasi Dangkal

#### III.1.4.1. Umum

Dalam ilmu teknik pondasi nilai daya dukung tanah sangat menentukan didalam perencanaan pondasi. Beberapa cara dalam menghitung daya dukung pondasi dangkal. Salah satu perintis didalam menelaah permasalahan ini dilaksanakan oleh Terzaghi ( 1943 ) selain Meyerhof ( 1953 ) dan Hansen ( 1970 ).

#### III.1.4.2. Kapasitas Daya Dukung Terzaghi

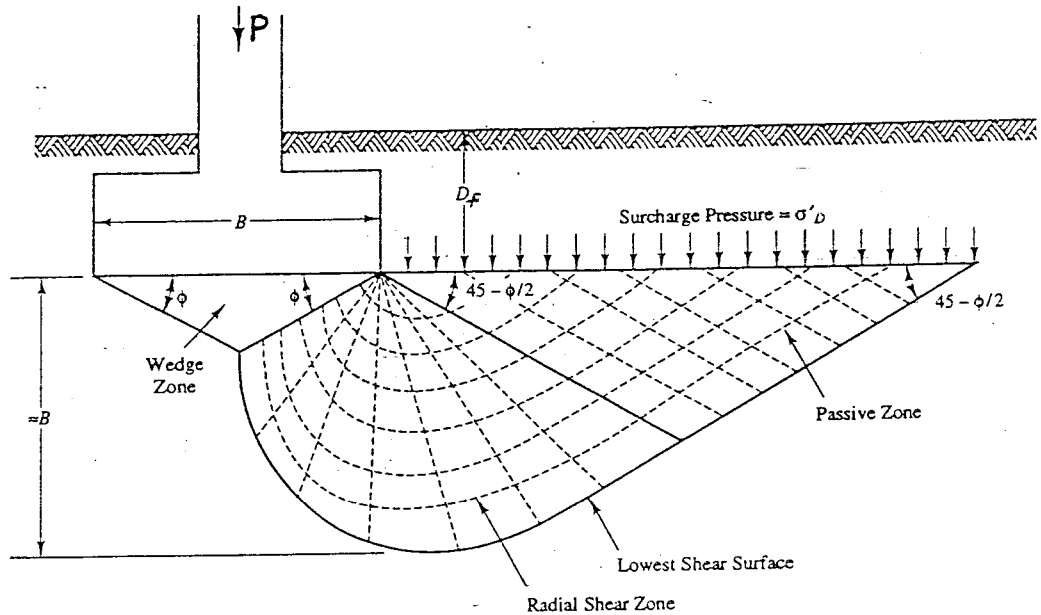
Anggapan dasar teori ini adalah :

- a. Tahanan geser tanah diatas bidang horizontal yang melewati dasar pondasi dihilangkan.

b. Tahanan geser tanah diatas bidang horizontal itu diganti dengan

$$q = \gamma \cdot D$$

c. Distribusi tegangan dibawah pondasi dibagi menjadi 3 bagian



Gambar 3.5. Distribusi tegangan dibawah pondasi

d. Tanah dianggap **homogen** dan **isotropik**, kekuatan gesernya dengan persamaan coulomb. ( Sumber : Rekayasa Fundasi II Fundasi Dangkal dan Dalam penerbit Universitas Gunadarma Jakarta )

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad (3.2.)$$

e. Dasar alas pondasi dianggap menerus dan kasar, diselesaikan dengan sistem dua dimensi.

f. Zona elastis dibatasi oleh bidang lurus bersudut  $\beta = \phi$  dengan horizontal, sedangkan zona plastis dimobilisasikan

Menurut Terzaghi suatu pondasi dangkal ditentukan dari  $D_f \leq B$ ,  $D_f =$  kedalaman pondasi dari pangkal tanah,  $B$  adalah lebar pondasi.

Dari gambar distribusi tegangan diatas dapat dilihat bahwa beban yang bekerja pada tanah mengakibatkan tegangan yang terjadi dapat dibagi menjadi 3 bagian / zone :

1. Zone I

Zone I merupakan zone yang berada langsung dibagian bawah pondasi, bagian ini dicegah agar tidak bergerak lateral oleh gaya friksi dan adhesi antara tanah dan dasar pondasi.

2. Zone II

Disebut sebagai zone geser radial, karena pada zone ini terbentuk dari gaya geser – gaya geser radial dimana ujung dasar pondasi merupakan titik pusatnya.

3. Zone III

Disebut sebagai zone geser linear, yang mengakibatkan tegangan geser diatas bidang horizontal tidak ada dan diganti dengan beban sebesar  $q = \gamma \cdot Df$

Maka setelah melalui proses penelitian berdasarkan pembagian daerah distribusi tegangan pada tanah, Terzaghi menyimpulkan besarnya daya dukung tanah akibat pembebanan pondasi adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = C \cdot N_c + \gamma \cdot Df \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.3.)$$

Persamaan diatas berlaku untuk pondasi menerus ( Continuous footing ), sedangkan untuk bentuk pondasi lainnya adalah :



**Tabel 3.1. Daya Dukung Terzaghi**

TIPE PONDASI	KAPASITAS DAYA DUKUNG
Menerus	$Q_{ult} = C.N_c + q.N_q + 0,5.B.\gamma.N_\gamma$
Bujur Sangkar	$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,4.B.\gamma.N_\gamma$
Lingkaran	$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,3.B.\gamma.N_\gamma$

Dimana :  $q = \gamma \cdot D_f$

$N_c, N_q$  dan  $N_\gamma$  adalah faktor – faktor daya dukung Terzaghi.

Untuk menentukan besarnya faktor – faktor daya dukung Terzaghi dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

**Tabel 3.2. Faktor Kapasitas Daya Dukung Terzaghi**

Sudut geser ( $\phi$ )	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,7	1,0	10,8
5	7,3	1,6	0,5
10	9,6	2,7	1,2
15	12,9	4,4	2,5
20	17,7	7,4	5,0
25	25,1	12,7	9,7
30	37,2	22,5	19,7
34	52,6	36,5	35,0
35	57,8	41,4	42,4
40	95,7	81,3	100,4
45	172,3	173,3	297,5
48	258,3	287,9	780,1
50	347,5	415,1	1153,2

### III.1.4.3. Kapasitas Daya Dukung Meyerhof

Analisis daya dukung Meyerhof merupakan pengembangan dari analisis daya dukung Terzaghi yang telah diuraikan diatas. Terzaghi hanya memperhitungkan faktor bentuk pondasi dan sifat tanahnya saja, sedangkan Meyerhof menambah beberapa faktor lain yaitu faktor kedalaman pondasi dan faktor pembebanan.

### III.1.4.4. Kapasitas Daya Dukung Hansen

Hansen berusaha menyempurnakan analisa daya dukung Terzaghi dan Meyerhof. Faktor yang diperhitungkan adalah pengaruh permukaan tanah ( Ground Factors ) dan pengaruh inklinasi dasar pondasi ( Base Factors ).

Penyempurnaan dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas dasar pondasi menjadi :

$$Q_{ult} = S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot C \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot P_o \cdot N_q + S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot 0,5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

(3.5.)

Dengan :

$Q_{ult}$  = Daya Dukung Tanah Ultimit (  $\text{kN/m}^2$  )

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Faktor daya dukung pondasi

$d_c, d_q, d_\gamma$  = Faktor bentuk pondasi

$s_c, s_q, s_\gamma$  = Faktor kedalaman pondasi

- $i_c, i_q, i_\gamma$  = Faktor kemiringan pondasi  
 $B'$  = Lebar efektif pondasi ( m )  
 $P_o$  =  $D_f \cdot \gamma$  = tekanan overburden pada dasar pondasi (  $\text{kN}/\text{m}^2$  )  
 $D_f$  = Kedalaman pondasi ( m )  
 $\gamma$  = Berat volume tanah (  $\text{kN}/\text{m}^3$  )

Nilai – nilai faktor daya dukung, faktor bentuk, faktor kedalaman dan faktor kemiringan beban yang diberikan oleh Hansen adalah sebagai berikut :

$$N_q = \tan^2 ( 45^\circ + \phi/2 ) e^{(\pi \tan \phi)}$$

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

$$N_\gamma = 1,5 \cdot ( N_q - 1 ) \tan \phi$$

Sementara faktor – faktor bentuk pondasi untuk pondasi empat persegi panjang :

$$S_c = 1 + 0,2 B/L$$

$$S_q = 1 + 0,2 B/L, \text{ jika } \phi = 0, S_q = 1$$

$$S_\gamma = 1 + 0,4 B/L$$

Faktor – faktor kedalaman pondasi :

$$d_q = 1 + 2(D_f/B) \tan \phi ( 1 - \sin \phi )^2$$

$$d_c = d_q - \{ (1 - d_q) / (N_q \tan \phi / 2) \}$$

Untuk :  $\phi = 0$  ,  $d_c = 1 + 0,4 ( D_f / B )$  dan  $d_\gamma = 1$

Faktor - faktor ke miringan beban :

$$i_c = i_q - \{ (1 - i_q) / (N_q - 1) \}$$

$$i_q = 1 - [ 1 - \{ Ph / (Pv + Ac \cotg \phi) \} ]$$

$$i_\gamma = i_q^2$$

Dimana : Ph = Komponen gaya horizontal ( kN )

Pv = Komponen gaya vertikal ( kN )

A = Luas dasar pondasi efektif ( m<sup>2</sup> )

Dalam tugas akhir ini, kami hanya menggunakan cara Terzaghi dan Hansen saja untuk menghitung nilai daya dukung pondasi rakit. Hal ini dimaksudkan untuk menjembatani kecenderungan orang untuk menggunakan cara Terzaghi yang sederhana dan keinginan kita untuk mendapatkan hasil yang lebih teliti yakni dengan menggunakan cara Hansen.

**Tabel 3.3. Nilai – Nilai Faktor Daya Dukung Hansen**

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1,00	0,0
5	6,48	1,57	0,09
10	8,34	2,47	0,47
15	10,97	3,94	1,42
20	14,83	6,40	3,54
25	20,72	10,66	8,11
30	30,14	18,40	18,08
35	46,13	33,29	40,69
40	75,32	64,18	95,41
45	133,89	134,85	240,85
50	266,89	318,966	681,84

### III.2. Pondasi

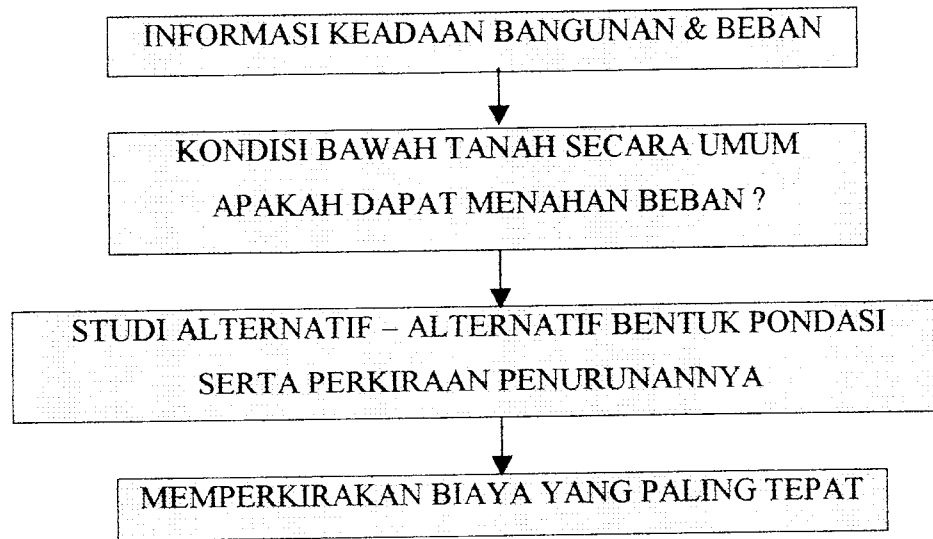
Tipe dan bentuk pondasi yang paling cocok untuk suatu bangunan bergantung pada beberapa faktor antara lain :

1. Fungsi bangunan
2. Beban yang harus dipikul
3. Kondisi permukaan
4. Biaya

Faktor – faktor diatas saling mempengaruhi didalam pemilihan tipe dan bentuk pondasi yang akan kita pakai, sehingga dituntut kejelian dalam memusatkan perhatian untuk membentuk pondasi yang paling cocok. Disini diperlukan pengalaman dalam mempersempit pilihan

dengan beberapa alternatif yang sesuai untuk kondisi tanah dan fungsi bangunan dari segi ekonomisnya sebelum membuat keputusan akhir

### Prosedur Pemilihan Jenis Pondasi



#### III.2.1 Pondasi Rakit

Pondasi rakit ( Raft foundation ) didefinisikan sebagai pelat beton yang digunakan untuk mempersatukan satu atau lebih kolom dalam beberapa baris ( lajur ) ( Bowles, 1986, I )

Pondasi rakit adalah jenis pondasi dangkal ( shallow foundation ) merupakan pondasi tapak terdiri dari pelat beton bertulang yang mendukung kolom - kolom dan dinding - dinding struktur serta mendistribusikan beban ke tanah dibawahnya.

Pondasi rakit dipergunakan pada kondisi :

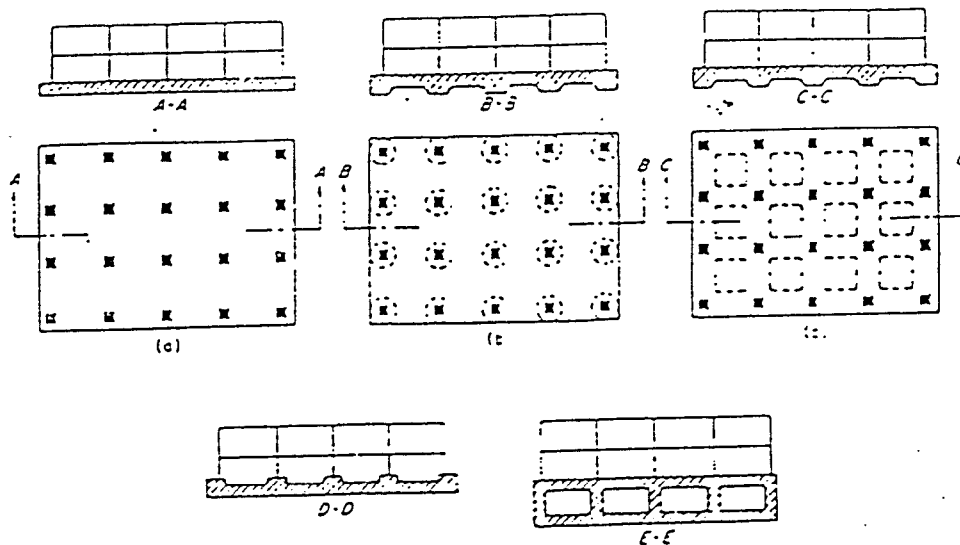
1. Tanah memiliki daya dukung yang kurang baik. Dengan menggabungkan kolom – kolom pondasi dalam suatu pelat yang besar maka tekanan diatas tanah dapat dikurangi sehingga daya dukung tanah dapat ditingkatkan.
2. Distribusi pembebanan yang tidak merata. Pada kasus ini pelat berperilaku seperti jembatan diatas tanah yang memiliki distribusi pembebanan yang tidak merata itu, sehingga penurunan tanah ( settlement ) dapat dikurangi.
3. Gaya tekan hidrostatik yang besar bekerja pada pondasi. Dengan mengkombinasikan kolom – kolom pondasi pada suatu pelat yang besar, maka pondasi rakit akan memiliki luasan yang lebih besar sehingga gaya tekan hidrostatik dapat diantisipasi.
4. Luas total pondasi mencapai setengah luas bangunan. Pada kasus ini pondasi rakit lebih ekonomis dibandingkan pondasi telapak tunggal.

Untuk pondasi rakit daya dukung dan penurunan tanah dapat dihitung dengan prosedur yang sama dengan pondasi telapak biasa.

Pondasi rakit memiliki keuntungan untuk digunakan pada tanah yang memiliki daya dukung yang kurang baik. Pada tugas akhir ini diambil jenis tanah lempung yang memiliki daya dukung yang kurang baik, sehingga besarnya kontribusi perkuatan tanah dengan menggunakan lapisan geotekstil dapat dianalisis.

### III.2.2. Jenis – Jenis Pondasi Rakit

Pondasi rakit memiliki beberapa jenis yang lazim dibuat.



Gambar 3.6 Jenis – jenis pondasi rakit. (a) pelat rata ; (b) pelat yang ditebalkan dibawah kolom; (c) balok & pelat; (d) pelat dengan kaki tiang; (e) pondasi rakit dengan ruangan bawah tanah sebagai bagian dari pondasi telapak ( Sumber J.E.Bowles )

### III.2.3. Distribusi Tekanan Pada Tanah

Tekanan pada tanah yang timbul akibat pembebanan struktur bangunan dapat dihitung dengan asumsi sebagai berikut :

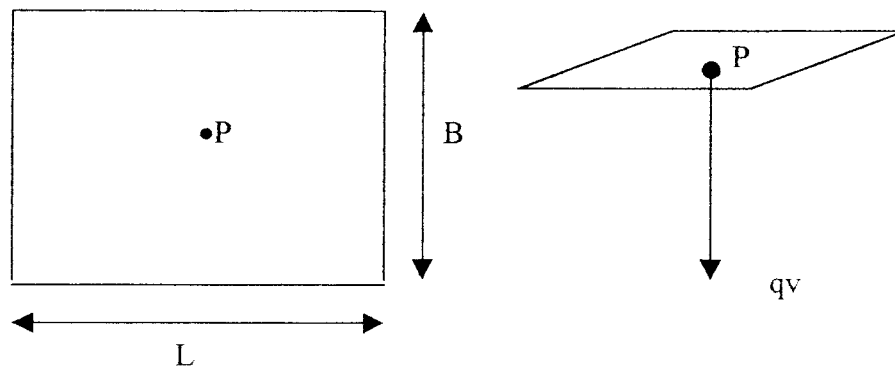
- a. Tanah dasar elastis, isotropis, homogen dan tidak berbobot.
- b. Tanah dasar membentang luas kearah horizontal dan vertikal.



Dengan asumsi – asumsi seperti diatas maka distribusi tekanan tanah akibat pembebanan struktur bangunan dapat dihitung dengan beberapa metode :

### 1. Metode Fadum

Digunakan untuk analisis pondasi berbentuk segi empat panjang dan bujur sangkar dengan beban terbagi merata.



Gambar 3.7 distribusi tekanan dengan cara Fadum

Untuk menghitungnya pondasi terlebih dahulu dibagi menjadi beberapa bagian yang sama besar, untuk selanjutnya dapat dicari parameter – parameter sebagai berikut :

$$m = L / Z$$

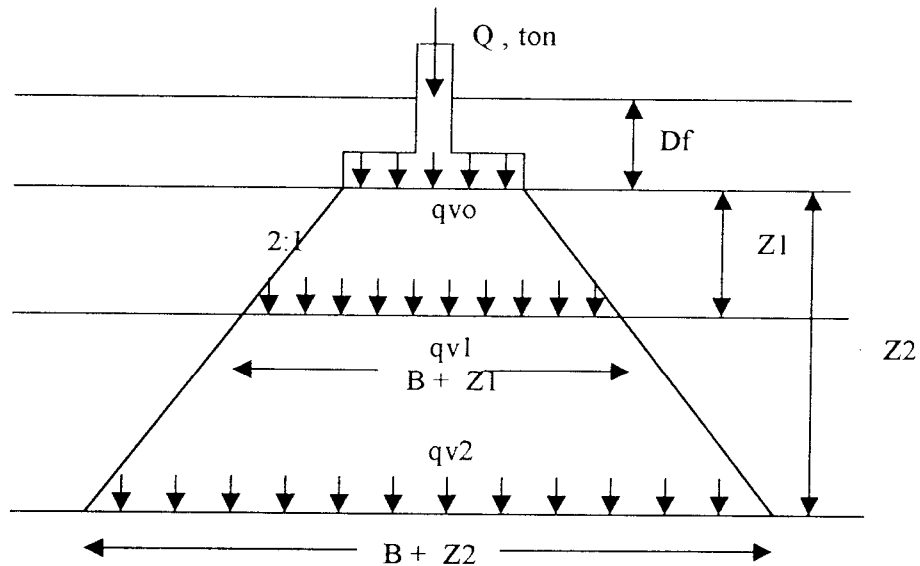
$$n = B / Z$$

$$I = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{(2+m^2+n^2) \cdot m \cdot n}{(1+m^2)(1+n^2)\sqrt{1+m^2+n^2}} + \frac{\pi}{180} \arctan \frac{m \cdot n}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \right) \quad (3.6.)$$

$$\text{maka } q_v = I \cdot q \quad (3.7.)$$

## 2. Metode Pendekatan 2 : 1

Analisis cara pendekatan, tekanan pada suatu lapisan tanah diasumsikan akan diteruskan kebawah dengan kondisi beban tetap terbagi rata, makin kebawah permukaan semakin luas dan tekanan akan disebarakan dengan perbandingan 2 : 1.



Gambar3.8 Distribusi tekanan dengan cara pendekatan 2 : 1

Pada dasar pondasi ( kedalaman  $D_f$  ) dari permukaan tanah akan menderita tegangan sebesar :

$$q_{vo} = \frac{Q}{B \times L} \quad (t/m^2) \quad (3.8.)$$

Selanjutnya untuk kedalaman  $Z_1$ ,  $Z_2$  dan seterusnya dengan cara pendekatan 2 :1 diperoleh :

$$qv1 = \frac{Q}{(B + Z1)(L + Z1)} \quad (3.9.)$$

$$qv2 = \frac{Q}{(B + Z2)(L + Z2)} \quad (3.10.)$$

### III.3. Geotekstil

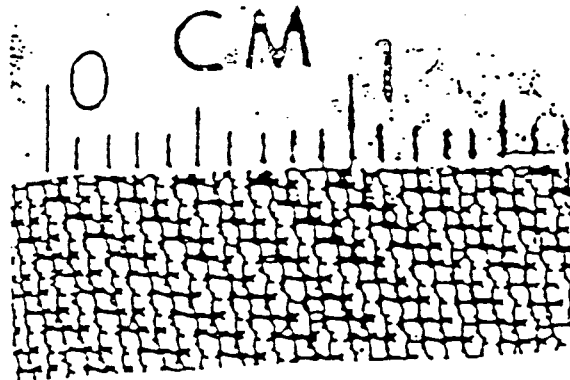
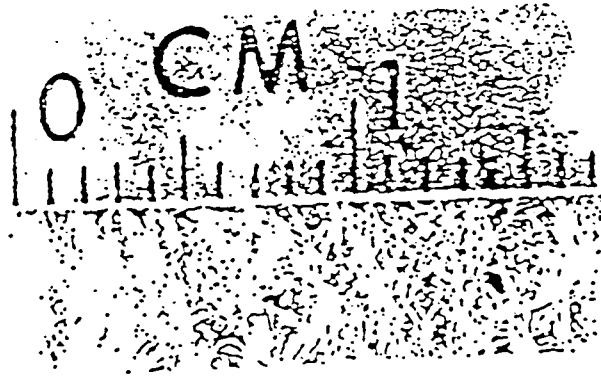
Geotekstil adalah suatu material geosintetik atau bahan yang berasal dari polymer sintetik seperti polypropilen, polyetilen, nylon, polyvynil clorida dan lain sebagainya. Proses pembuatan geotekstil terdiri dari dua tahap :

1. Membentuk / membuat elemen – elemen garis seperti filamen, serat ( fiber ) dan benang ( Yarn ) yang berasal dari bahan – bahan polymer seperti polypropylen dan polyetylen.
2. Elemen – elemen garis ini kemudian dikombinasikan menjadi suatu material bidang yang kemudian disebut kain / tenunan, melalui suatu proses pabrikasi yang memenuhi standar sesuai persyaratan yang telah ditentukan.

Dua tipe utama geotekstil secara konvensional adalah :

1. **Woven Geotekstil** yaitu suatu jenis geotekstil yang dibentuk dari dua elemen garis yang saling tegak lurus dimana keduanya dijalin atau dianyam menjadi suatu struktur bidang,

2. **Non Woven Geotekstil** adalah Geotekstil yang dibentuk dari elemen – elemen segaris ( Filamen / serat – serat ) yang diatur secara mekanis melalui suatu proses kimia dan pengontrolan suhu.



Gambar 3.9. Jenis – jenis Geotekstil

Selain itu geotekstil juga memiliki struktur yang lebih kasar dibandingkan dengan geotekstil itu sendiri. Produk – produk tersebut antara lain :

1. **Geogrid** adalah produk yang dibuat dengan proses memanasi dan menarik suatu serat polymer pada suatu arah atau lebih.

2. **Produk Alternatif Geogrid** adalah produk yang dibuat dari benang yang dikombinasikan dalam dua arah yang saling tegak lurus untuk membentuk suatu jaring.

3. **Geotekstil Rajutan ( Knitted Geotextile )** adalah produk yang dibuat dengan merajut beberapa benang bersama – sama untuk membentuk suatu struktur bidang atau kain

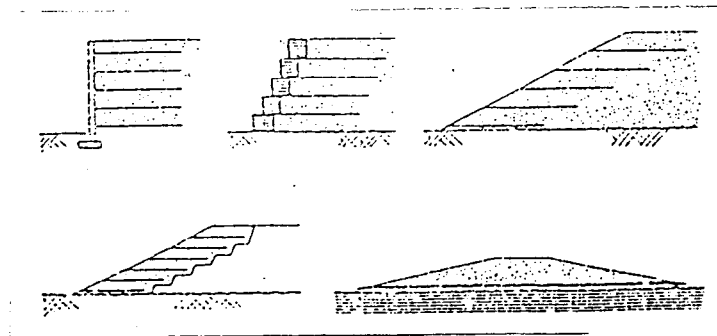
Geotekstil telah didesain sedemikian rupa sehingga mempunyai fungsi sesuai dengan kemampuannya fungsi – fungsi geotekstil antara lain adalah :

- a. Sebagai material perkuatan tanah ( Soil Reinforcement )
- b. Sebagai lapisan pemisah ( Separation )
- c. Sebagai lapisan penyaring ( Filtration )
- d. Sebagai penyalur air ( Drainage )
- e. Sebagai lapisan pelindung ( Moisture Barrier )

### **III.3.1. Geotekstil Sebagai Material Perkuatan Tanah**

Fungsi geotekstil sebagai perkuatan tanah dapat diilustrasikan sebagai interaksi komposit antara baja dan semen dalam sebuah campuran beton bertulang. Sebuah geotekstil memiliki kemampuan menahan tarik yang baik sehingga kemampuan ini dapat digunakan untuk memikul beban – beban yang dihasilkan oleh tanah tersebut, karena pada dasarnya tanah tidak mempunyai kemampuan untuk menahan gaya tarik tetapi mempunyai kemampuan gaya tekan yang baik.

Didalam penggunaannya geotekstil sebagai perkuatan tanah dapat diletakkan diantara tanah yang memiliki kemampuan daya dukung rendah dan sifatnya lunak ( Soft soil ) seperti lempung. Disinilah letak kelebihan geotekstil sebagai perkuatan tanah karena geotekstil memiliki kemampuan untuk menahan tarik sehingga mampu menahan gaya geser yang ditimbulkan oleh tanah. Selain itu geotekstil juga memiliki kemampuan meneruskan air dan tidak bersifat kedap air



Gambar 3.10 Geotekstil sebagai perkuatan tanah

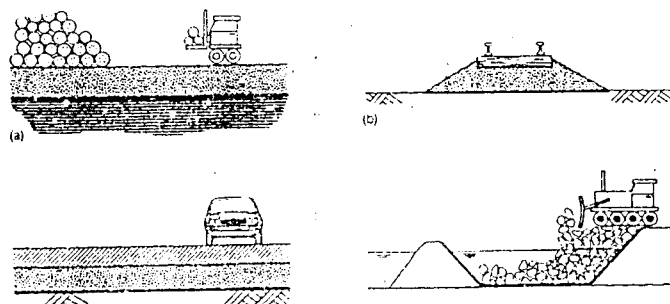
### III.3.2. Geotekstil Sebagai Lapisan Pemisah

Pemisahan ini untuk mencegah pencampuran antara tanah yang baik dengan yang jelek. Namun yang perlu ditekankan adalah geotekstil

sebagai pemisah antara dua partikel tanah yang berbeda, tidak berarti mencegah air mengalir.

Syarat penting geotekstil sebagai pemisah adalah kemampuannya untuk menahan tarik secara terus menerus. Fungsi tetap geotekstil adalah memisahkan antara tanah jelek, dan fungsi tidak tetap adalah menahan daya dukung secara berkala, contohnya adalah pemakaian geotekstil sebagai perkuatan badan jalan.

Syarat –syarat geotekstil sebagai pemisah adalah kekuatan dalam menahan pemukulan ( Puncture Strength ), kemampuan meneruskan air ( Water Permeability ), kekuatan terhadap sobek, dan tahanan pecah ( Burst Resistance ).



Gambar 3.11. Geotekstil sebagai lapisan pemisah

### III.3.3. Geotekstil Sebagai Lapisan Penyaring

Adalah geotekstil yang mempunyai kemampuan meloloskan air tapi mampu menahan partikel tanah yang terbawa aliran dari satu sisi

permukaan ke sisi lainnya. Dalam beberapa kasus geotekstil juga dibutuhkan untuk meloloskan aliran tanpa rintangan, seperti dalam keadaan dimana tekanan air pori yang berlebihan tidak diijinkan. Contoh penggunaan dapat dilihat pada geotekstil yang digunakan untuk membungkus agregat batu drainasi pada konstruksi drainasi jalan. Sifat geotekstil hasil dari rancangan berdasarkan fungsi tersebut adalah permittivity dan equivalen opening size ( EOS )

#### **III.3.4. Geotekstil Sebagai Penyalur Air**

Di dalam suatu saluran drainasi yang berfungsi sebagai penyalur air terdapat berbagai macam butiran – butiran seperti pasir dan krikil baik yang bergradasi halus maupun kasar. Hal ini disebabkan karena air yang mengalir melalui saluran drainasi bukanlah air yang bersih melainkan bercampur dengan lumpur yang dapat menghambat aliran air itu sendiri. Oleh karena itulah maka diperlukan suatu material yang dapat berfungsi sebagai filter / penyaring air. Geotekstil memiliki kemampuan untuk menyaring butiran – butiran pasir maupun lumpur sehingga butiran – butiran tanah dan lumpur dapat tertahan dan tidak menghambat aliran air. Jenis geotekstil yang dapat dipakai adalah geocomposite.

#### **III.3.5. Geotekstil Sebagai Lapisan Pelindung**

Geotekstil dapat pula berfungsi sebagai lapisan pelindung misalnya pada proses lapis ulang jalan beraspal. Untuk mencegah terjadinya retak



refleksi ( reflection cracking ) maka sebelum aspal baru dihamparkan diatas lapisan aspal yang lama maka diletakkan geotekstil.

#### III.4. Karakteristik Geotekstil Untuk Perencanaan

Untuk memilih geotekstil didalam perencanaan harus diketahui bagai mana cara memilih bahan geotekstil dengan memperhitungkan berbagai aspek antara lain :

- a. Aspek Fisik Geotekstil
- b. Aspek Mekanis
- c. Aspek Hidrolis

##### III.4.1. Aspek Fisik Geotekstil

Aspek fisik geotekstil antara lain :

1. Massa per satuan volume ( Specific Gravity ) adalah perbandingan antara massa geotekstil dengan bahan sintetikny. Nilai Specific Gravity antara lain :

Polypropylen :  $0,91 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

Polyester :  $1,22 \times 10^6 \text{ g / m}^3$  s/d  $1,31 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

Nylon :  $1,05 \times 10^6 \text{ g / m}^3$  s/d  $1,14 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

Polyetylen :  $0,92 \times 10^6 \text{ g / m}^3$  s/d  $0,95 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

Glass :  $2,54 \times 10^6 \text{ g / m}^3$

2. Massa per satuan luas ( Massa per Unit Area )

Adalah massa geotekstil tiap unit luas lembaran geotekstil tersebut.

Biasanya berkisar antara  $135 - 680 \text{ gr / m}^2$ .

### 3. Tebal ( Thickness )

Ketebalan geotekstil kadang – kadang dimasukkan dalam spesifikasi produk karena lebih berorientasi pada gambaran produk dari pada orientasi desain. Ketebalan geotekstil berkisar antara 10 sampai 300 mils dimana 1 mils sama dengan 0,001 inch.

### 4. Kekakuan ( Stiffness )

Kekakuan geotekstil tidak boleh dicampur adukkan dengan modulus elastisitasnya, karena kekakuan ditentukan dari kurva hubungan antara tegangan dan regangan.

**Tabel 3.4. Kekakuan Serat Yang Dianjurkan Dalam Pemakaian Geotekstil**

CBR (%)	TINGKAT KEUNTUNGAN PEKERJAAN	KEMUDAHAN PEKERJAAN	MINIMUM KEKAKUAN SERAT GEOTEKSTIL ( MG : CM )
CBR ≤ 0,5	POOR	VERY HIGH	25000
	GOOD	HIGH	15000
0,5 < CBR ≤ 1,0	POOR	HIGH	15000
	GOOD	MODERATE	10000
0,5 < CBR ≤ 1,0	POOR	MODERATE	10000
	GOOD	LOW	5000
0,5 < CBR ≤ 1,0	POOR	NONE	1000
	GOOD	NONE	1000

### III.4.2. Aspek Mekanis Geotekstil

Aspek mekanis geotekstil terdiri dari :

- a. **Kompresibilitas ( Compressibility )** Adalah ketebalan serat geotekstil di dalam berbagai tekanan normal, untuk beberapa jenis geotekstil ketahanan di dalam menahan tekan relatif rendah.
- b. **Kuat tarik ( Tensile )** kuat tarik merupakan sifat geotekstil yang paling penting dinyatakan perunit lebar (  $\text{Kg} / \text{Cm}^2$  ,  $\text{T} / \text{m}^2$  ).
- c. **Kuat pecah ( Burst )** adalah kemampuan serat geotekstil didalam menerima pembebanan terpusat dalam arah tegak lurus lembaran geosintetik, baik beban pecah ( **Bursting Load** ) ataupun beban coblos ( **Puncturing Load** ), kerusakan ini dapat diakibatkan karena geotekstil diletakkan pada batuan.
- d. **Kuat robek ( Tear Strenght )** adalah kemampuan serat geotekstil dalam hal pertambahan luas robek yang diakibatkan oleh beban pecah dan beban coblos. Pengujian terhadap kuat robek ini dilakukan dengan 2 cara yaitu :
  1. **Trapezoidal Test**, tes ini dilakukan dengan menarik bahan geosintetik yang telah robek ke berbagai macam arah, sehingga dapat diketahui kemampuannya didalam menahan menjalarnya robekan.
  2. **Cone Drop Test**, test ini dilakukan dengan menjatuhkan kerucut tegak lurus pada geosintetik yang telah dijepit sisi – sisinya.

- e. Kuat geser terhadap butiran adalah tes yang bertujuan untuk mengetahui kemampuan geotekstil dalam menahan geseran antara bahan geotekstil dengan tanah.

### III.4.3.Aspek Hidrolis Geotekstil

Tidak seperti aspek fisik dan mekanik geotekstil yang telah dibicarakan diatas, test hidrolis dari sebuah geotekstil masih merupakan hal yang baru baik dari segi konsep, metode, alat – alat dan penafsiran hasil test. Beberapa aspek hidrolik adalah sebagai berikut :

1. Porosity ( n )

Secara konvensional didalam mekanika tanah, porositas geotekstil diartikan sebagai perbandingan antara volume pori dan volume total, sehingga berhubungan dengan kemampuan aliran air melalui serat geotekstil.

$$n = 1 - ( m / ( \rho . t ) ) \quad (3.11.)$$

n = porosity    t = ketebalan serat

m = berat per satuan luas

$\rho$  = berat jenis serat

Porositas geotekstil umumnya jauh lebih tinggi dibandingkan porositas tanah

2. Persen open Area ( POA )

POA adalah perbandingan antara total area yang terbuka ( rongga diantara pori – pori serat ) dibandingkan dengan luas total sehingga kusus diterapkan pada geotekstil woven dan monofilamen woven.

3. Apparent Opening Size ( AOS )

Diperkenalkan oleh Departemen Teknik Angkatan Bersenjata Amerika Serikat, adalah ukuran yang menunjukkan diameter lubang-lubang geotekstil, AOS dinyatakan dengan  $O_n$ , dimana  $n$  menunjukkan persentase lubang – lubang geotekstil yang relatif kecil. Misalnya  $O_{95}$  artinya 95 % diameter lubang – lubang geotekstil cukup kecil dibandingkan 5 % yang lainnya.

4. Permittivity

Secara kusus permittivity menggambarkan kondisi geotekstil dalam tegangan normal, suatu keadaan yang tidak dapat diantisipasi di lapangan, sehingga semakin tebal geotekstil makin kecil pula nilai permeabilitasnya.

5. Transmissivity

Adalah nilai koefisien rembesan air kearah sejajar bidang geotekstil.

$$q = K_p \cdot i \cdot A \quad (3.12.)$$

$$q = K_p \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot w \cdot t \quad (3.13.)$$

$$K_p \cdot t = \theta = \frac{q \cdot L}{\Delta h \cdot w} = \frac{q}{w} \quad (3.14.)$$

Dimana :

$\theta$  = Transmissivity

q = Tingkat rembesan air

i = Gradien Hidrolik

w = Lebar serat

6. Permeability

Adalah koefisien rembesan air tegak lurus ( $\perp$ ) bidang geotekstil.

### III.5. Aspek Daya Tahan Geotekstil

Adalah sifat – sifat yang harus dimiliki oleh geotekstil selama pemakaiannya di lapangan, sifat – sifat itu antara lain :

- a. Daya tahan selama proses pemasangannya / Installation degradation  
Selama pemasangan geotekstil kadang – kadang terjadi penarikan melebihi batas yang diizinkan sesuai dengan desain, oleh karena itulah di dalam pemilihan jenis geotekstil harus juga diperhitungkan hal tersebut.
- b. Daya tahan terhadap suhu / Temperature Degradation  
Geotekstil harus memiliki daya tahan terhadap suhu hal ini diakibatkan karena selama masa layan geotekstil akan mengalami suhu yang bervariasi.

c. Daya tahan terhadap bahan – bahan kimia / Chemical Degradation

Selama masa layannya geotekstil juga berinteraksi dengan berbagai jenis bahan kimia yang terdapat didalam tanah seperti asam sulfur, asam klorida, asam nitrit, asam fosfor, asam organik hasil reaksi kimia didalam tanah yang memiliki sifat merusak, terutama bila dipasang di tanah gambut.

d. Ketahanan terhadap bakteri / Biological Degradation

Beberapa mikroorganisma seperti bakteri dan jamur akan menurunkan kualitas bahan polymer yang terdapat pada serat geotekstil sehingga secara lambat laun akan menurunkan mutu geotekstil terutama apabila geotekstil digunakan pada tanah di daerah rawa – rawa.

e. Daya tahan terhadap sinar matahari / Sunlight Degradation

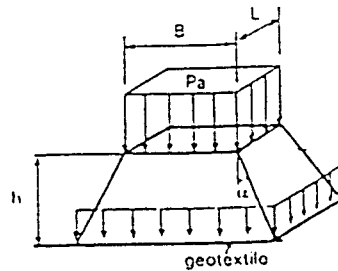
Sinar – sinar matahari seperti :

- Infrared ( panjang gelombang lebih dari 760 nm )
- Ultraviolet ( panjang gelombang kurang dari 400 nm )

Sinar yang merusak geotekstil terutama jenis UV – B ( panjang gelombang 315 – 280 nm ) akan mengakibatkan penurunan mutu polymer secara berkala. Sehingga dapat disimpulkan geotekstil lebih tahan dan aman terhadap pengaruh – pengaruh didalam tanah karena memang didesain untuk keperluan tersebut, dibandingkan berada di luar tanah / terkena sinar matahari langsung.

### III.6. Kemampuan Daya Dukung Geotekstil

Geotekstil memiliki kemampuan untuk menahan beban – beban yang terjadi di atasnya. Beban – beban tersebut didistribusikan ke geotekstil secara merata melalui tanah diatas geotekstil seperti gambar dibawah ini.



Gambar 3.12. Distribusi beban pondasi ke geotekstil

Komponen tekanan arah vertikal diatas lembaran geotekstil :

$q = q$  akibat beban kolom +  $q$  akibat beban pelat +  $q$  akibat tanah diatasnya

$$q = \frac{P}{(B + 2.h.Tan\alpha)(L + 2hTan\alpha)} + \gamma.hn \quad (3.15.)$$

Tegangan horizontal yang terjadi pada geotekstil akibat berat konstruksi bangunan adalah :

$$\sigma_h = q . K_a \quad (3.16.)$$

Dimana  $K_a$  adalah konstanta tekanan tanah aktif

$$\sigma_h = q . Tan ( 45 - \phi / 2 ) \quad (3.17.)$$

Besarnya gaya tarik yang dialami oleh geotekstil akibat pembebanan adalah sebagai berikut :



$$T \text{ tarik geotekstil} = \sigma \cdot b \quad (3.18)$$

$$T \text{ tarik geotekstil} = SF \cdot T \text{ tarik geotekstil terpakai} \quad (3.19)$$

$$T \text{ tarik geotekstil / 1 m lebar} = \sigma h \cdot b \cdot SF \quad (3.20)$$

Untuk mencegah geotekstil mengalami perubahan kedudukan akibat tarik yang disebabkan oleh pembebanan geotekstil, maka diperlukan suatu konstruksi penahan misalnya berupa gundukan tanah.

Berat penjepit yang diperlukan untuk menahan geotekstil adalah :

$$W \text{ penjepit} = \gamma \cdot b \cdot h \quad (3.21)$$

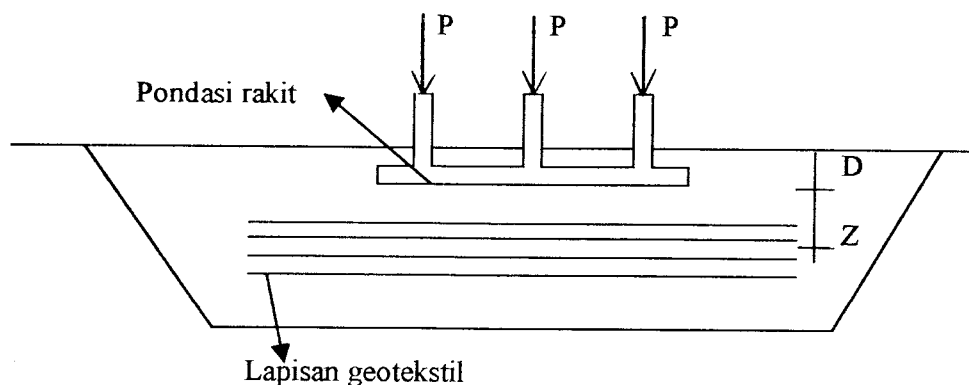
Dimana :  $\gamma$  = berat jenis bahan konstruksi penjepit

$b$  = lebar penjepit

$h$  = tinggi penjepit

### III.7. Perhitungan Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil

Untuk menghitung perkuatan tanah dengan menggunakan lapisan geotekstil ( geotextile layer ) kami menggunakan rumus Binquet dan Lee ( 1975).



Gambar3.13 Pondasi rakit yang diperkuat dengan lapisan geotekstil

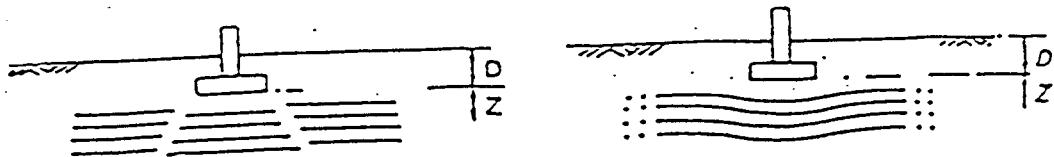
Menurut Binquet dan Lee daya dukung tanah di bawah pondasi dapat dinaikkan dengan meletakkan lapisan – lapisan geotekstil. Binquet dan Lee juga mendefinisikan kelebihan / keuntungan dari pondasi yang diperkuat dengan geotekstil dengan menggunakan perbandingan / ratio nilai daya dukung tanah ( $q_r$ ), dimana :

$$q_r = \frac{q}{q_0} \quad (3.22)$$

$q_0$  = Tekanan tanah rata – rata pada tanah yang tidak diperkuat  
( unreinforced sub soil )

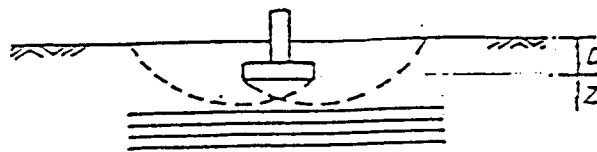
$q$  = Tekanan rata – rata pada tanah yang diperkuat ( reinforced soil )

Jenis – jenis keruntuhan ( failure modes ) yang diperhitungkan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Tension failure

Adherence failure



Failure above reinforcement layer



Tegangan geser dan tegangan normal yang terjadi pada lapisan geotekstil akibat pembebanan pondasi rakit adalah sebagai berikut :

$$\sigma_v(q,z) = J \left[ \frac{z}{b} \right] \cdot q \cdot b \quad (3.23.)$$

Dimana :

$\sigma_v(q,z)$  = Tegangan vertikal pada kedalaman  $z$  akibat beban  $q$ ,  $t / m^2$

$J \left[ \frac{z}{b} \right]$  = Nilai tegangan vertikal dibawah pondasi

$q$  = Beban merata diatas lapisan geotekstil

$b$  = Lebar pondasi rakit

$$\text{Nilai tegangan normal dibawah pondasi } J \left[ \frac{z}{b} \right] = \int_0^{X_0} \frac{\sigma_v \left( \frac{z}{b} \right) dx}{q \cdot b}$$

Gaya geser pada lapisan geotekstil adalah :

$$S(q,z) = I \left[ \frac{z}{b} \right] \cdot q \cdot \Delta H \quad (3.24.)$$

Dimana :

$S(q,z)$  = Gaya geser tanah pada kedalaman  $z$  akibat beban  $q$ ,  $t / m^2$

$I \left[ \frac{z}{b} \right]$  = Nilai tegangan geser dibawah pondasi

$q$  = Beban merata diatas lapisan geotekstil

$\Delta H$  = Jarak antar lapisan geotekstil

Nilai gaya geser dibawah pondasi

$$I \left( \frac{z}{b} \right) = \int_0^{X_0} \frac{\tau \max \left( \frac{z}{b} \right) dx}{q \cdot b}$$

Akibat distribusi beban ke lapisan geotekstil akan menimbulkan tegangan tarik pada geotekstil, besarnya tegangan tarik tersebut oleh Binquet dan Lee di nyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$T(z,n) = \frac{I}{n} \left[ J \left( \frac{z}{b} \right) \cdot b - I \left( \frac{z}{b} \right) \cdot \Delta H \right] \cdot q_0 \left[ \frac{q}{q_0} - 1 \right] \quad (3.25)$$

Dimana :

$T(z,n)$  = Tegangan tarik n lapis geotekstil di kedalaman  $z$ , t / m'

$n$  = Jumlah lapisan geotekstil yang digunakan

$b$  = Lebar pondasi rakit, m

$q_0$  = Beban merata di atas bidang kontak / alas pondasi rakit, t / m'

$q$  = Beban merata di atas lapisan geotekstil, t / m'

$\Delta H$  = Jarak antar lapisan geotekstil, m

Adapun nilai daya dukung yang diberikan oleh lapisan geotekstil adalah :

$$\sigma_v(q,z) = A \cdot b \cdot M \left[ \frac{z}{b} \right] \cdot q \quad (3.26.)$$

Dimana :

$\sigma_v(q,z)$  = Daya dukung tanah, t / m<sup>2</sup>

$M \left( \frac{z}{b} \right)$  = Nilai daya dukung tanah dibawah pondasi

$q$  = Beban merata diatas lapisan geotekstil, t / m'

$A$  = Plan area of strip reinforcement, diambil  $A = 1$

$b$  = Lebar pondasi rakit, m

$$\text{Nilai daya dukung tanah} = M \left( \frac{z}{b} \right) \int_0^{X_0} \frac{\sigma_z \left( \frac{z}{b} \right) dx}{b \cdot q}$$

Tegangan normal yang terjadi menurut Binquet dan Lee :

$$\sigma_n = \sigma_v(q, z) + A \cdot \gamma \cdot (L_0 - X_0) \cdot (Z + D) \quad (3.27)$$

Dimana :

$\sigma_n$  = Tegangan normal yang terjadi, t / m<sup>2</sup>

$A$  = Plan area of reinforcement, A diambil = 1

$\gamma$  = Berat jenis tanah, t / m<sup>3</sup>

$L_0$  &  $X_0$  adalah parameter yang nilainya ditentukan dari grafik.

$Z$  = Jarak dari bid. alas pondasi ke geotekstil, m

$D$  = Kedalaman pondasi, m

Gesekan ( friction ) yang timbul antara lapisan geotekstil dan tanah dapat dihitung dari rumus :

$$T_f = 2 \cdot \mu \cdot A_{\text{strip}} \cdot \left[ M \left( \frac{z}{b} \right) \cdot b \cdot q_0 \cdot \left( \frac{q}{q_0} \right) + \gamma \cdot (L_0 - X_0) \cdot (Z + D) \right] \quad (3.28)$$

Dimana :

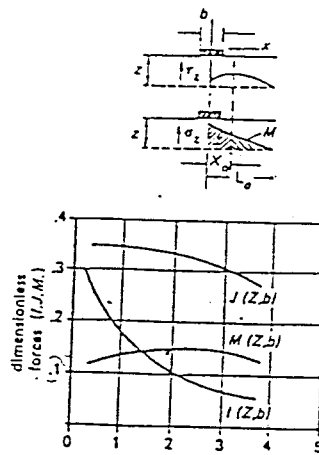
$T_f$  = Tegangan gesek antara lapisan geotekstil dan tanah

$\mu$  = Konstanta gesekan antara tanah dan geotekstil

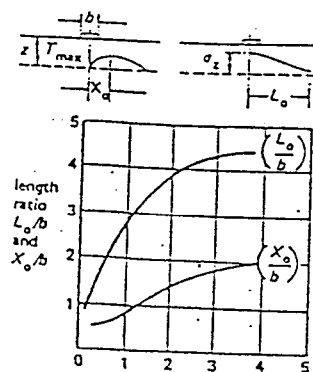
Astrip = Plan area of reinforcement, A diambil = 1

Untuk parameter – parameter seperti Nilai  $I \left( \frac{z}{b} \right)$ ,  $J \left( \frac{z}{b} \right)$ ,  $M \left( \frac{z}{b} \right)$

dapat ditentukan dari grafik di bawah ini :



Gambar 3.14 grafik nilai  $I ( z/b )$ ,  $J ( z/b )$  dan  $M ( z/b )$

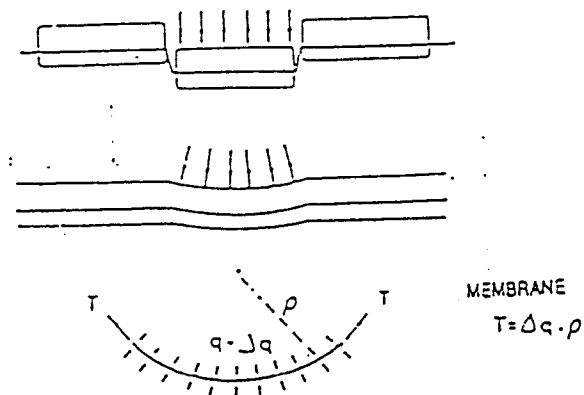


Gambar 3.15 Grafik nilai  $L_o$  dan  $X_o$

Dari rumus – rumus yang telah diberikan diatas maka nilai daya dukung yang diberikan oleh lapisan geotekstil dapat dihitung.

### III.8. Teori Pendekatan Prilaku Membran Geosintetik

Geosintetik mempunyai suatu modul elastisitas dan fleksibilitas tertentu. Geosintetik meneruskan gaya – gaya transversal yang bekerja padanya, ke tanah dalam bentuk tegangan tangensial. Untuk menghitung dan mengetahui besarnya bisa digunakan suatu pendekatan teoritis dalam keadaan elastis, penggambaran fenomena ini dapat dilihat pada skema berikut ini



Gambar 3.16. Skema geosintetik dalam meneruskan gaya – gaya transversal ke tanah ( GOURCH, 1982 ), Sumber TEKNISIA.

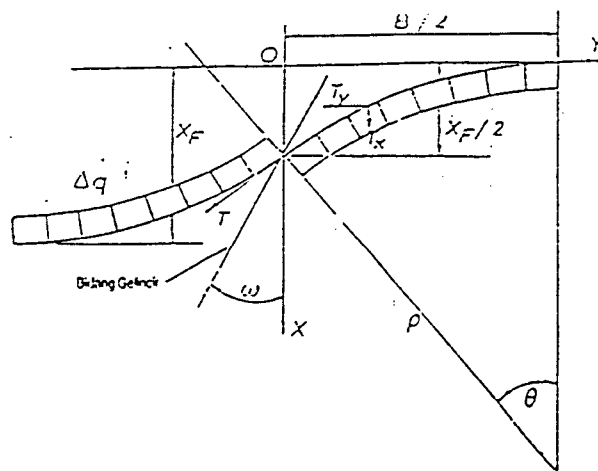
Dua hypotesa untuk menganalisis fungsi membran geosintetik :

- $\Delta q$  = menganalisa penyebaran uniform dari tegangan vertikal
- $q$  = menganalisa penyebaran uniform dari tegangan normal

Dari acuan keseimbangan tangensial dan keseimbangan radial dan integrasi didapat rumus tarik geosintetik.

$$T = \Delta q \cdot \rho \quad (3.29)$$

Dimana T adalah konstan, menurut persamaan diatas terhadap  $\psi$ ,  $\Delta q$  adalah konstan (hipotesa) terhadap  $\rho$  konstan, maka dapat digambarkan deformasi geotekstil adalah arc circle seperti pada gambar :



Gambar 3.17. Deformasi circular geosintetik untuk penyebaran uniform tegangan normal ( A. RATEL, 1987 )

### III.9. Pendekatan Prilaku Nap Geosintetik

Pada perilaku nap geosintetik, tanah meneruskan gaya – gaya tangensial ke geosintetik menurut hukum interaksi tanah – geosintetik menegang dan bekerja dalam keadaan tarik dengan mempertahankan posisi inisialnya



( horizontal ). Dengan demikian hanya gaya vertikal yang memobilisir perpindahan relatif interaksi antara tanah dengan geosintetik.

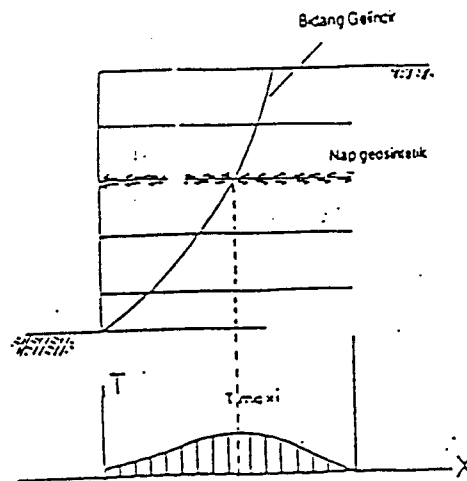
$$\tau = \sigma_1 \cdot \text{tg}\delta \quad \text{dengan } \delta < \phi_g \quad (3.35)$$

Tegangan maksimal yang dimobilisasi dalam geosintetik, pada bagian lurus dari geosintetik adalah sebesar :

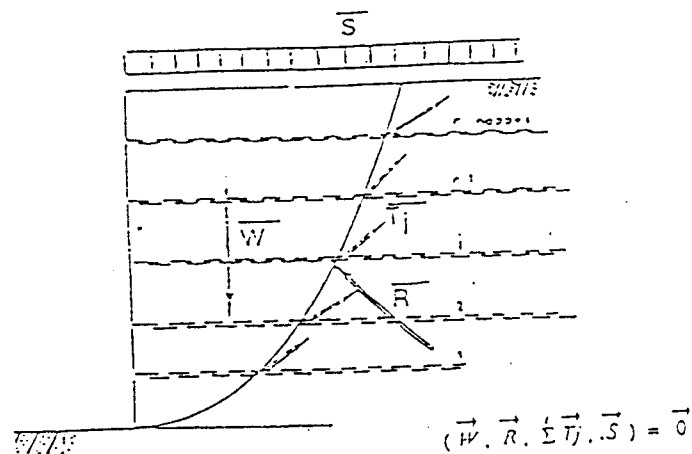
$$T = 2 \cdot \Delta \cdot \tau_1 \cdot \text{tg}\delta \quad (3.30)$$

Dapat mengidentifikasi bahwa pada keadaan tersebut terjadi kenaikan tekanan lateral (  $Ls_3$  ), aka didapatkan suatu hubungan antara tegangan maksimal dengan kenaikan tekanan lateral yang ditampilkan dalam rumus dan gambar berikut :

$$T / \Delta H = \Delta \tau_3 \quad (3.31)$$



Gambar 3.18. Distribusi tegangan pada geosintetik dalam suatu bangunan tanah berlapis banyak yang diperkuat dengan geosintetik



Gambar3.19. Prinsip keseimbangan terbatas pada zona aktif pada bangunan tanah berlapis banyak yang diperkuat dengan geosintetik

Dengan mengetahui perilaku mekanis lokal tanah – geosintetik akibat tegangan vertikal dan tegangan normal, demikian juga zone interaksi atau daerah terganggu, maka dalam perhitungan dan perencanaan bangunan tanah berlapis banyak yang diperkuat geosintetik, dapat dilakukan langkah – langkah sebagai berikut :

1. Menggunakan jenis tanah yang mempunyai karakteristik baik dan seragam ( berbutir kasar ), misalnya tanah pasir yang dipadatkan lapis demi lapis, sehingga memperkecil deformasi geosintetik atau memperbesar jari – jari kelengkungan geosintetik. Dengan demikian dapat dihindari kemungkinan terjadinya deformasi lokal. Secara langsung, fungsi geosintetik dalam hal meratakan deformasi yang terjadi dapat dipenuhi.

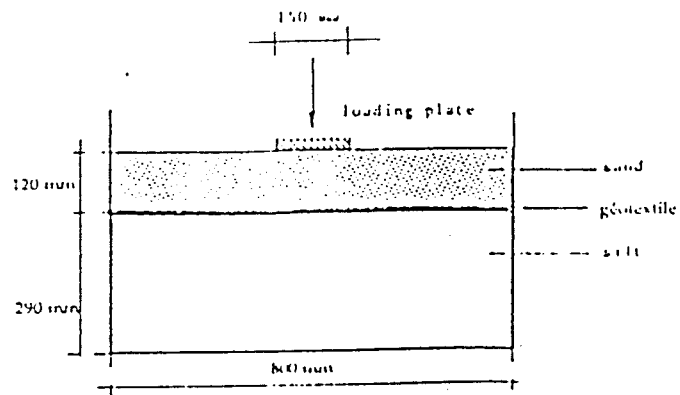
Secara langsung, fungsi geosintetik dalam hal meratakan deformasi yang terjadi dapat dipenuhi.

2. Jarak lapis geosintetik antara yang satu dengan yang lainnya ( bila ada ) disarankan kurang dari 100 cm, dimaksudkan agar tegangan yang terjadi pada setiap lapis tidak terlalu besar. Tegangan total yang bekerja pada struktur tersebut dibagi secara proporsional dengan ketinggian, ketebalan dan jumlah lapisnya.
3. Menggunakan jenis geosintetik yang mempunyai kuat tarik tinggi dan fleksibel. Geosintetik mempunyai bentuk dan permukaan yang kasar guna memperbaiki adheren dengan tanah. Pendistribusian tegangan dari tanah ke geosintetik tergantung pada adheren dan mobilisasi gesekan antara tanah dan geosintetik. Semakin besar nilai adherennya, semakin baik pula kerjasama tanah – geosintetik dalam pendistribusian tegangan. Misalnya geotekstil woven mempunyai koefisien gesekan lebih besar dari koefisien gesekan yang dimiliki oleh geotekstil non – woven.

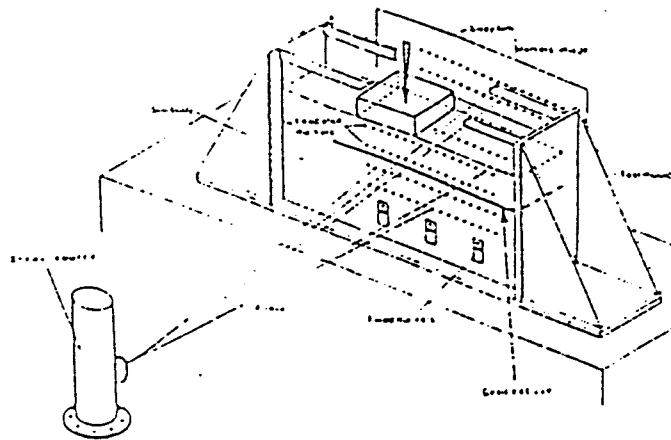
### **III.10. Penelitian Terhadap Lapisan Tanah Yang Diperkuat Dengan Lapisan Geotekstil**

Sebuah percobaan experimental di lakukan di laboratorium Mekanika Tanah pada Institut Teknologi Federal Swiss di Lausane, untuk mempelajari mekanisme perkuatan tanah dengan serat geotekstil pada tanah yang mendukung beban merata ( Bordeau dan Pardi, 1985 ).

Percobaan tersebut dilakukan dengan menyinari tanah yang mengalami pembebanan akibat beban merata diatas lapisan geotekstil yang berfungsi sebagai lapisan perkuatan tanah.



Gambar 3.20 Geometri dan dimensi model percobaan



Gambar 3.21 Pelaksanaan percobaan

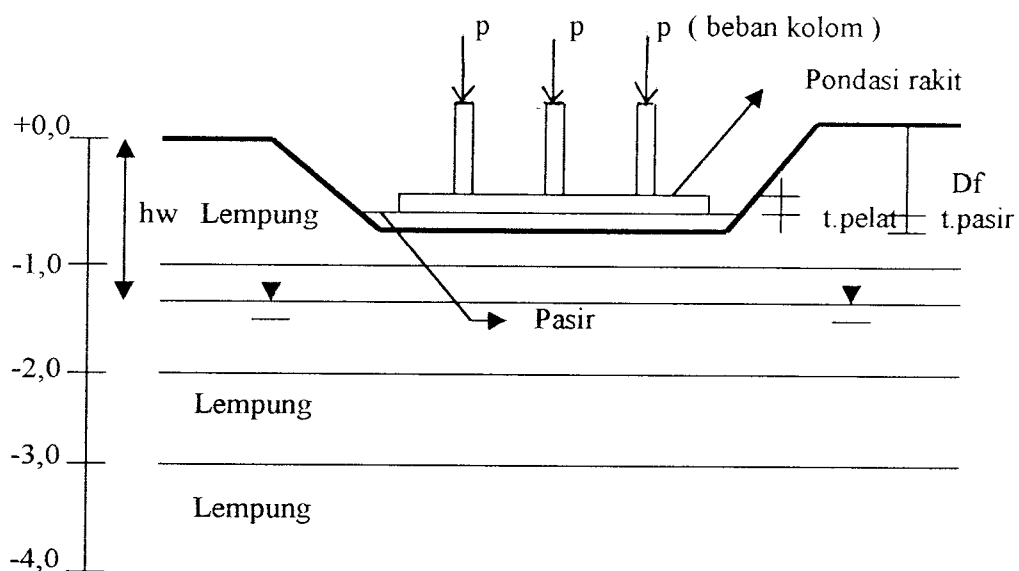
### III.11. Metode Pelaksanaan

Tahapan pelaksanaan pekerjaan dalam pemasangan geotekstil pada pondasi rakit dapat diurutkan sebagai berikut :

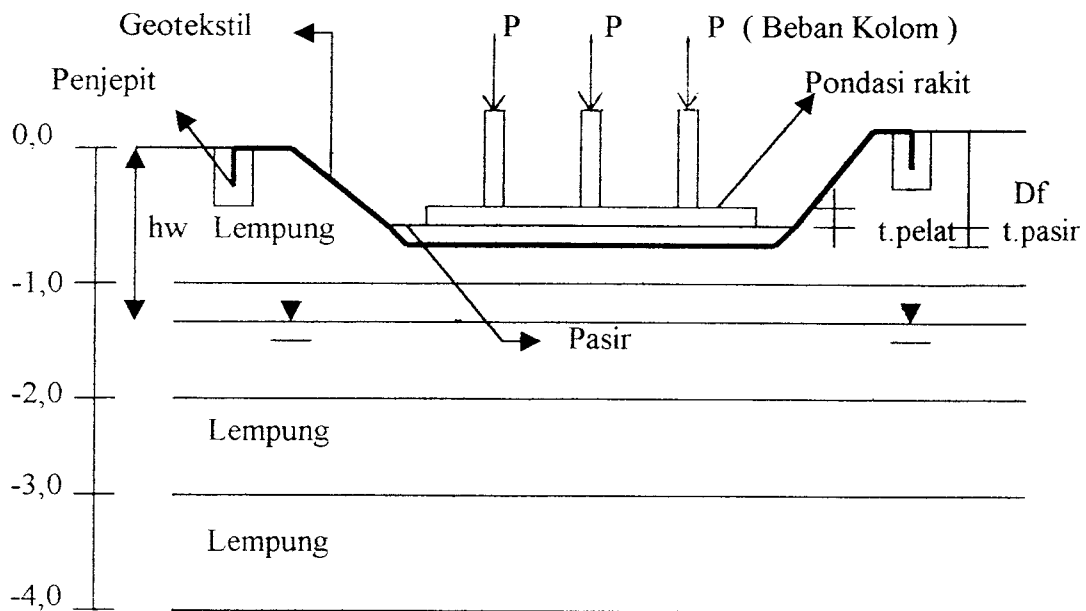
1. Pembersihan area pekerjaan dari akar – akar tanaman atau benda runcing seperti batu dan sebagainya yang dapat merusak geotekstil.
2. Penggalan sesuai dengan perencanaan yang telah ditentukan.
3. Perataan galian.
4. Penggelaran geotekstil yang dilakukan diatas tanah dasar. Penjahitan dilakukan untuk menyambung geotekstil yang satu dengan yang lainnya.
5. Tanah timbunan berupa pasir diletakkan diatas geotekstil setebal  $\pm 10 - 20$  cm, apabila diperlukan 1 lapis geotekstil.
6. Perataan timbunan pasir.
7. Penjepitan geotekstil dengan diurug atau dijepit dengan pasangan batu atau dicor.
8. Pemasangan tulangan – tulangan pondasi, berikut bekisting kolomnya lalu pengecoran pondasi rakit.

### III.12. Gambaran Pekerjaan Yang Akan Dilaksanakan

Dalam tugas akhir ini kami akan menganalisa daya dukung pondasi rakit ( raft foundation ) diatas tanah lempung dengan cara membandingkan antara daya dukung struktur pondasi rakit tanpa perkuatan geotekstil dengan struktur pondasi rakit yang diperkuat dengan geotekstil. Seperti yang dapat dimodelkan sebagai berikut :



Gambar 3.24. Pondasi rakit diatas lapisan tanah lempung tanpa perkuatan geotekstil



Gambar3.25. Pondasi rakit diatas lapisan lempung dengan perkuatan geotekstil

Adapun pekerjaan – pekerjaan yang akan kita laksanakan antara lain :

- Menghitung besarnya daya dukung pondasi rakit diatas lapisan tanah lempung tanpa perkuatan geotekstil dengan menggunakan rumus daya dukung Terzaghi dan Hansen, tentu saja dengan memperhatikan parameter – parameter yang telah ditentukan.
- Menghitung besarnya daya dukung pondasi rakit diatas lapisan tanah lempung dengan perkuatan geotekstil dengan menggunakan rumus daya dukung Terzaghi dan Hansen.
- Menganalisa hasil perhitungan tersebut.
- Menghitung besarnya tegangan tarik yang di timbulkan lapisan geotekstil akibat pembebanan diatasnya, dan memeriksa apakah

tegangan tarik tersebut memenuhi syarat sesuai dengan spesifikasi geotekstil yang dipakai.

- Menentukan jenis konstruksi penjepit yang akan dipilih.
- Menghitung dimensi konstruksi penjepit itu.



## BAB IV

### ANALISA PERHITUNGAN

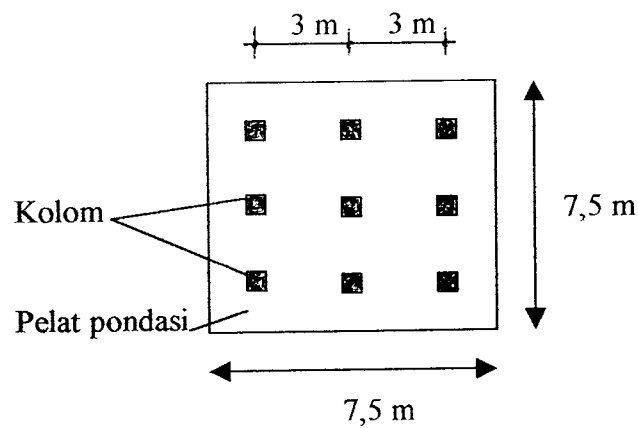
#### IV.1. Uraian

Untuk perhitungan yang akan kami lakukan, data – data dimensi pondasi rakit yang dipakai merupakan hasil perhitungan yang diperoleh dari tugas akhir mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ( FTSP ) Universitas Islam Indonesia ( UII ) Yogyakarta, yaitu Saudara Dody Irawan & Saudari Mulyati Tanda tahun 1997 yang berjudul “ Analisa Pondasi Rakit Pada Tanah Lempung Lunak Dengan Pembebanan Statis “.

Adapun ketentuan – ketentuan yang dipakai sebagai dasar dalam perhitungan ini antara lain :

1. Jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi rakit jenis pelat rata dengan ketebalan 35 cm.
2. Beban bekerja secara statis dan sentris terhadap titik berat pondasi dengan beban ( P ) = 4500 Kg, beban ini termasuk berat atap, sloof dan struktur kolomnya sendiri.
3. Jarak as – as kolom 3 m dan jarak as kolom ke tepi pondasi adalah 75 cm.

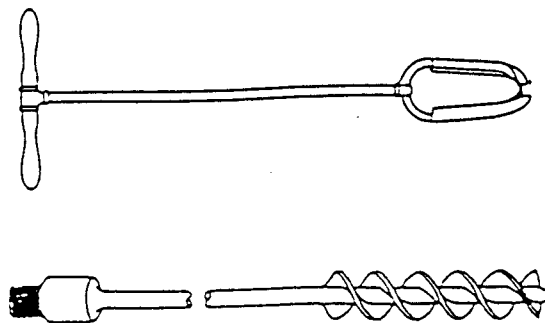
4. Kolom dan pelat pondasi dianggap terjepit sempurna ( merupakan suatu kesatuan ) agar tegangan – tegangan yang timbul akibat pembebanan yang terjadi dapat terdistribusi secara merata pada dasar pondasi.
5. Untuk perhitungan ini sesuai dengan data yang diperoleh mengenai dimensi dan kedudukan / formasi kolom adalah sebagai berikut :



Gambar 4.1. Dimensi dan Formasi Pondasi Rakit

#### IV.2. Analisis Daya Dukung Tanah

Dalam perhitungan ini parameter – parameter tanah diambil berdasarkan data tanah lempung yang diperoleh dari laporan penyelidikan tanah di lokasi rencana pembangunan kampus Universitas Semarang ( laporan hasil penyelidikan tanah terlampir ). Perhitungan ini dilakukan pada tiga lokasi sesuai dengan hasil lubang pemboran ( boring hole ) yaitu B.I., B.II dan B.III. Dari data tanah tersebut dapat diketahui parameter-parameter tanah seperti berat volume tanah (  $\gamma$  ), Specific Gravity (  $G_s$  ), angka pori (  $e$  ), nilai kohesi tanah (  $c$  ), sudut gesek dalam (  $\phi$  ) dan lain sebagainya. Data parameter tanah hingga mencapai kedalaman 4 m dan ditinjau tiap meter. Pemboran dilakukan dengan menggunakan alat bor tangan ( hand bor ) type Auger sedangkan untuk sondir digunakan alat sondir sedang type Dutch Cone Penetrometer. Dari hasil boring dapat diketahui jenis lapisan –lapisan tanahnya dan ketinggian muka air tanah yang terlampir dalam diagram profil tanah ( soil profile ) sedangkan dari sondir dapat diketahui nilai conus resistance dan total friction untuk tiap – tiap kedalaman.



Gambar 4.2. Alat bor yang digunakan untuk penyelidikan tanah

Tabel 4.1. Data Parameter – Parameter Tanah Pada Lokasi B.I

LOKASI	DALAM (m)	Berat volume kering ( $\nu/m^3$ )	Berat volume basah ( $\nu/m^3$ )	Berat volume jenuh ( $\nu/m^3$ )	Angka Pori e	Water content (W) %	Specific Gravity (Gs)	Porositas n	Sudut Gesek Dalam ( $\phi$ ) ( $^\circ$ )	Nilai Kohesi Tanah ( $\nu/m^2$ )
B.I	1,0	1,098	1,567	1,568	0,885	42,74	2,070	46,95	18	1
	2,0	1,055	1,544	1,537	0,945	46,25	2,045	48,36	17	1
	3,0	0,999	1,534	1,534	1,149	53,47	2,147	53,47	14	1
	4,0	1,242	1,714	2,134	0,192	37,96	2,352	47,18	15	0,9

Tabel 4.2. Data Parameter – Parameter Tanah Pada Lokasi B.II

LOKASI	DALAM (m)	Berat volume kering ( $\nu/m^3$ )	Berat volume basah ( $\nu/m^3$ )	Berat volume jenuh ( $\nu/m^3$ )	Angka Pori e	Water content (W) %	Specific Gravity (Gs)	Porositas n	Sudut Gesek Dalam ( $\phi$ ) ( $^\circ$ )	Nilai Kohesi Tanah ( $\nu/m^2$ )
B.II	1,0	1,130	1,584	1,584	0,832	40,17	2,069	45,41	17	1
	2,0	1,073	1,548	1,548	0,905	44,26	2,044	47,50	17	1
	3,0	1,018	1,544	1,544	1,111	51,69	2,148	52,64	15	1
	4,0	1,207	1,686	1,686	0,919	39,67	2,316	47,90	15	0,8

Tabel 4.3. Data Parameter – Parameter Tanah Pada Lokasi B.III

LOKASI	DALAM (m)	Berat volume kering ( $t/m^3$ )	Berat volume basah ( $t/m^3$ )	Berat volume jenuh ( $t/m^3$ )	Angka Porositas e	Water content (W) %	Specific Gravity (Gs)	Porositas n	Sudut Gesek Dalam ( $\phi$ ) ( $^\circ$ )	Nilai Kohesi Tanah ( $t/m^2$ )
B.III	1,0	0,815	1,174	1,583	0,936	43,96	2,129	48,36	19	1
	2,0	0,995	1,564	1,504	1,031	50,91	2,024	50,75	15	1
	3,0	1,063	1,588	1,566	1,011	47,30	2,138	50,29	15	0,9
	4,0	1,043	1,595	1,595	1,233	52,95	2,329	55,22	15	0,8

#### IV.3.1.Data Lokasi B.I.( Bore Hole I )

Berdasarkan data hasil uji laboratorium pada lokasi B.I. dari diagram profil tanah ( soil profile ) kita telah mendapatkan suatu gambaran bahwa lapisan tanah tersebut terdiri atas lapisan tanah lempung hingga kedalaman 3,25 m, dari kedalaman 3,25 m hingga kedalaman 5 m merupakan lapisan pasir halus yang mengandung lumpur berwarna kelabu tua . Jadi dari profil tanah ini dapat kita simpulkan bahwa pondasi rakit yang akan dibangun berada pada lapisan tanah lempung.

Muka air tanah berada pada kedalaman 1,25 m dari muka tanah karena jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi dangkal ( Shallow Foundation ) dimana kedalaman pondasi berkisar antara 0,4m – 1m maka dapat diketahui saat pembangunan konstruksi pondasi tidak menjadi masalah namun untuk penggelaran geotekstil perlu dilakukan teknik khusus untuk menanggulangi muka air tanah ini misalnya dengan cara dipompa seperti umumnya yang dilakukan di lapangan sehingga pekerjaan dapat dilakukan

Selain itu dapat diketahui juga parameter – parameter tanah seperti :

- Untuk kedalaman 0 – 1 m Specific gravity (  $G_s$  ) sebesar 2,070, Water content 42,74 %, Wet density  $1,567 \text{ gr/cm}^3$ , Dry density  $1,098 \text{ gr/cm}^3$ , Void ratio (  $e$  ) 0,885 dan sebagainya.

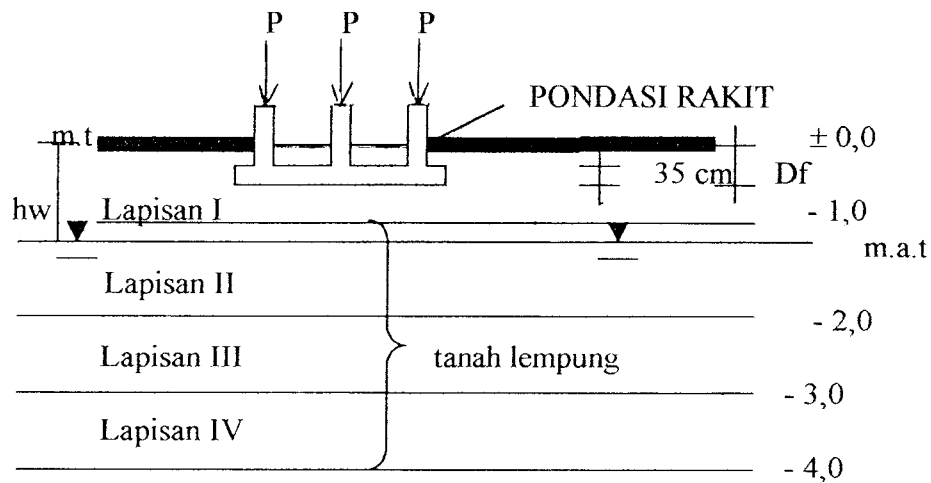
- Untuk kedalaman 1 – 2 m Specific gravity sebesar 2,045, Water content 46,25 %, Wet density 1,544 gr/cm<sup>3</sup>, Dry density 1,055 gr/cm<sup>3</sup>, Void ratio ( e ) 0,945.
- Untuk kedalaman 2 – 3 m Specific gravity sebesar 2,147, Water content 53,47 %, Wet density 1,534 gr/cm<sup>3</sup>, Dry density 0,999 gr/cm<sup>3</sup>, Void ratio ( e ) 1,149.
- Untuk kedalaman 3 – 4 m Specific gravity sebesar 2,352, Water content 37,96 %, Wet density 1,714 gr/cm<sup>3</sup>, Dry density 1,242 gr/cm<sup>3</sup>, Void ratio ( e ) 0,192.

Dari sampel tanah kemudian dapat juga diperoleh data mengenai parameter kohesi tanah ( c ) dan sudut gesek dalam / internal friction (  $\phi$  ) data yang diperoleh adalah sebagai berikut :

- Untuk kedalaman 0 – 1 m nilai kohesi tanah ( c ) adalah 0,1 Kg / cm<sup>2</sup> dan nilai sudut gesek dalam (  $\phi$  ) adalah 18°.
- Untuk kedalaman 2 – 3 m nilai kohesi tanah ( c ) adalah 0,1 Kg / cm<sup>2</sup> dan nilai sudut gesek dalam (  $\phi$  ) adalah 17°.
- Untuk kedalaman 3 – 4 m nilai kohesi tanah ( c ) adalah 0,1 Kg / cm<sup>2</sup> dan nilai sudut gesek dalam (  $\phi$  ) adalah 14°.
- Untuk kedalaman 4 – 5 m nilai kohesi tanah ( c ) adalah 0,09 Kg / cm<sup>2</sup> dan nilai sudut gesek dalam (  $\phi$  ) adalah 15°

Setelah mendapatkan data – data tanah maka susunan tanah pada titik

B.I. dapat dideskripsikan dalam gambar berikut ini :



Gambar 4.3. Susunan Tanah Lokasi B.I.

Dari gambar susunan tanah dan letak pondasi rakit terhadap muka air tanah (m.a.t) perlu kita ketahui besarnya berat volume tanah dalam kondisi terendam air. Untuk mengetahui besarnya nilai berat volume tanah terendam air ( $\gamma'$ ), dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad (4.1.)$$

Parameter – parameter yang menentukan dalam rumus diatas diperoleh dari data tanah dengan memperhatikan lokasi dan kedalaman tanah yang ditinjau.

Harga P ( berat kolom ) pada pondasi rakit belum termasuk berat sendiri pelat pondasinya, sehingga perlu dilakukan perhitungan berapa besar beban sendiri pelat pondasi rakit (  $q_p \text{ kg/cm}^2$  ). Dengan berat volume beton sesuai dengan “ Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung

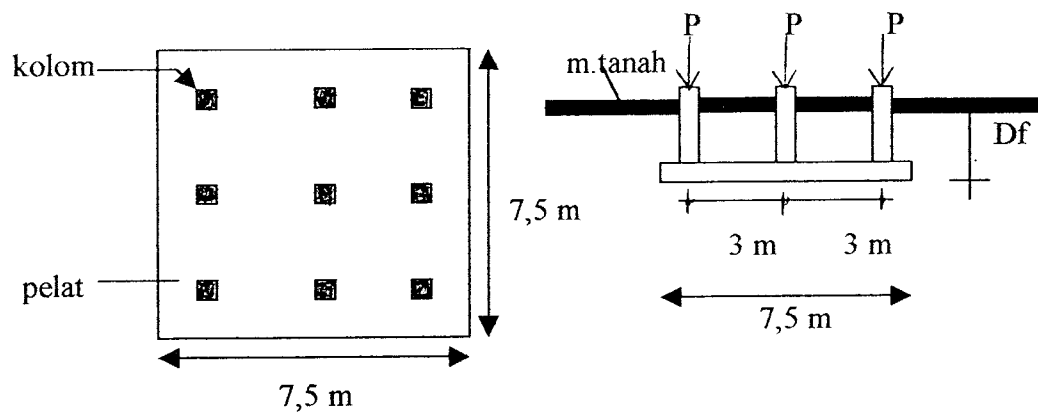


tahun 1983 “ maka diketahui nilai berat volume beton ( $\gamma_{bet}$ ) adalah 2400  $\text{Kg/m}^3$ .

Tebal pelat yang digunakan adalah 35 cm, maka beban pelat pondasi adalah :

$$q_p = 0,35 \cdot 2400 = 840 \text{ Kg / m}^2 = 0,84 \text{ t / m}^2.$$

#### IV.3.2. Perhitungan Pembebanan Pondasi



Gambar 4.4. Bentuk, dimensi dan formasi kolom

- Menghitung resultan gaya yang bekerja pada pondasi rakit dan eksentrisitas.

$$\sum P = 9 \times 4500 \text{ kg} = 40500 \text{ kg}$$

- **Momen statis dengan tinjauan terhadap barisan kolom paling kiri dalam arah sumbu - X :**

$$X = \frac{(3 \times 4500 \text{ kg}) \times 6\text{m} + (3 \times 4500 \text{ kg}) \times 3\text{m}}{40500 \text{ kg}} = 3 \text{ m}$$

Letak resultan beban terhadap titik pusat luasan pelat dalam sumbu

X adalah :

$$e_x = \frac{6 \text{ m}}{2} - X = 3 - 3 = 0 \text{ m.}$$

- **Momen statis terhadap kolom paling atas dalam arah sumbu -**

**Y adalah :**

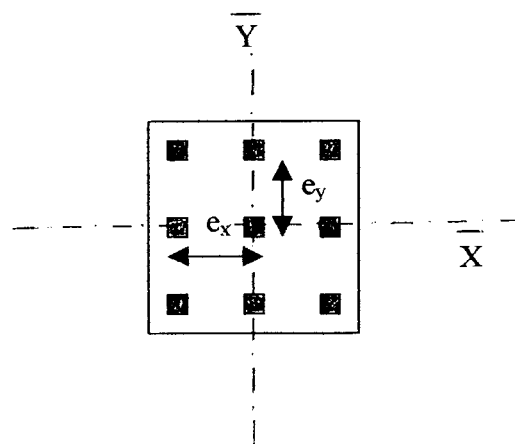
$$Y = \frac{(3 \times 4500 \text{ kg}) \times 6\text{m} + (3 \times 4500 \text{ kg}) \times 3\text{m}}{40500 \text{ kg}} = 3 \text{ m}$$

- Letak resultan beban terhadap titik pusat luasan pelat dalam

sumbu X adalah :

$$e_y = \frac{6 \text{ m}}{2} - X = 3 - 3 = 0 \text{ m.}$$

- Karena eksentrisitas baik arah X dan arah Y adalah nol, sehingga dapat diketahui bahwa resultan gaya P akibat beban kolom berada pada titik pusat luasan pelat pondasi rakit.



Gambar 4.5. Letak resultan beban – beban kolom terhadap titik berat pelat

- Menghitung tekanan netto ( qn)

Sesuai dengan persamaan penyebaran tekanan pada dasar pondasi akibat beban vertikal adalah :

$$q = \frac{\sum P}{A} \pm \frac{\sum P \cdot e_x \cdot Y}{I_x} \pm \frac{\sum P \cdot e_y \cdot X}{I_y}$$

Dimana :

$$I_x = I_y = 1/12 \cdot 750 \cdot 750^2 = 2,6367 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4$$

maka :

$$q = \frac{40500}{750 \cdot 750} \pm \frac{40500 \cdot 0 \cdot y}{2,6367 \cdot 10^{10}} \pm \frac{40500 \cdot 0 \cdot x}{2,6367 \cdot 10^{10}}$$

$$q = 0,072 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga besar tekanan pada dasar pondasi akibat beban yang bekerja ( qd ) adalah :

$$\begin{aligned} q_d &= q_v \text{ ( akibat beban kolom )} + q_p \text{ ( akibat beban merata pelat)} \\ &= 0,072 + 0,084 = 0,156 \text{ kg/cm}^2 = 0,156 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

Pembebanan tersebut adalah pembebanan yang diakibatkan oleh oleh tekanan yang terjadi akibat beban vertikal kolom dan pelat pondasi rakit. Untuk mengurangi pengaruh pembebanan tersebut terhadap penurunan pondasi rakit semaksimal mungkin, maka pembebanan itu harus direduksi dengan menggunakan efek apung.

Efek apung adalah dengan menganggap tekanan pada pondasi dibuat sama dengan galian tanah yang dipindahkan ( L.D. Wesley,

1973, 11 ), sehingga diharapkan menghasilkan tekanan netto yang cukup kecil sehingga penurunan yang terjadi tidak terlalu besar.

#### IV.4.1. Perhitungan Untuk Lokasi B.I

Adapun untuk lokasi B.I besarnya tekanan tanah yang dipindahkan ( $q_0$ ) :

$$q_0 = (D_f - \text{tebal pelat}) \cdot \gamma \text{ tanah}$$

$$q_0 = (D_f - \text{tebal pelat}) \cdot \gamma_b$$

$$q_0 = (D_f - 0,35) \cdot 1,567$$

Dengan prinsip gaya apung maka besarnya tekanan yang terjadi pada pondasi sama dengan galian tanah yang dipindahkan :

$$q_0 = q_d$$

$$(D_f - 0,35) \cdot 1,567 = 0,156$$

Maka didapatkan nilai kedalaman pondasi dari muka tanah ( $D_f$ ) :

$$D_f = 0,449 \text{ m}$$

$$q_n = q_d$$

$$q_n = 0,156 - (0,449 - 0,35) \cdot 1,567$$

$$q_n = 8,67 \cdot 10^{-4} \text{ t / m}^2$$

Jadi dari perhitungan yang telah kami lakukan dapat diketahui bahwa untuk kedalaman pondasi ( $D_f$ ) = 0,449 m adalah nilai kedalaman pondasi yang menghasilkan  $q$  netto paling kecil, untuk

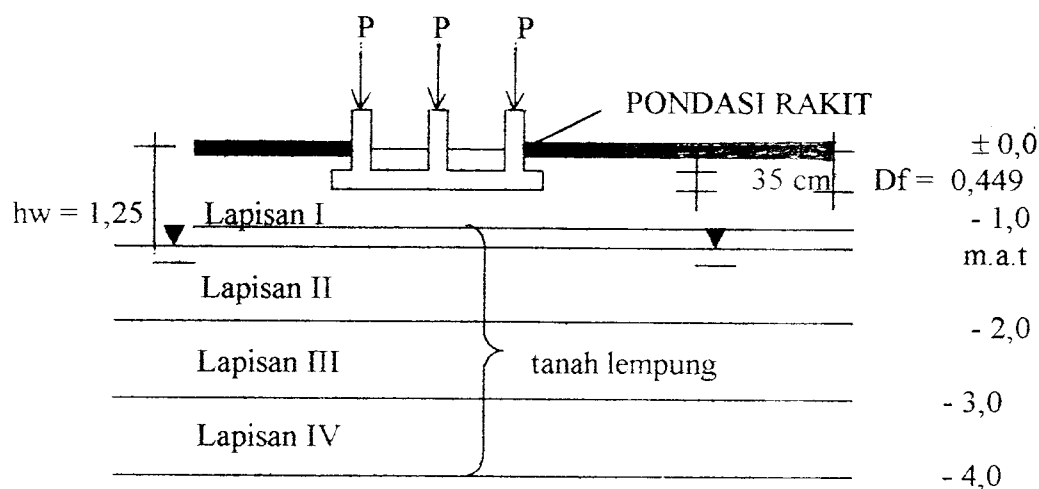
membandingkannya dengan nilai – nilai Df lainnya maka dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

**Tabel 4.4. Perbandingan Nilai – Nilai Df**

Df ( m )	Qn ( t / m <sup>2</sup> )
0,3	0,23435
0,4	0,07765
0,449	$8,67 \cdot 10^{-4}$
0,45	- 0,07905
0,5	-0,23575

Untuk Df = 0,45 dan Df = 0,5 menghasilkan nilai negatif karena tekanan yang terjadi pada dasar pondasi lebih kecil dari tekanan keatas yang diberikan oleh lapisan tanah, sehingga tidak terjadi penurunan pondasi rakit.

Konstruksi perkuatan tanah tanpa geotekstil pada lokasi B.I dapat dideskripsikan sebagai berikut ini.



Gambar 4.6. Konstruksi Pondasi Rakit pada lokasi B.I.

#### IV.4.2. Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

Dari gambar konstruksi pondasi rakit pada lokasi B.I. Dapat diketahui bahwa pondasi rakit berada pada tanah lempung yang terdiri atas beberapa lapisan sesuai hasil penyelidikan tanah tersebut.

Untuk menghitung besarnya daya dukung tanah akibat pembebanan pondasi rakit maka kita harus menghitung pembebanan yang terjadi pada masing – masing lapisan tanah tersebut. Dengan prinsip bahwa lapisan tanah yang diatas merupakan beban merata bagi lapisan tanah dibawahnya, dapat diketahui distribusi tegangan pada masing – masing lapisannya.

Besarnya tekanan yang terjadi akibat :

$$\text{Beban kolom ( P )} = 0,072 \text{ kg / cm}^2 = 0,72 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pelat ( qp )} = 0,35 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t / m}^3 = 0,84 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pasir ( q pasir )} = 0,2 \text{ m} \cdot 1,8 \text{ t / m}^3 = 0,36 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban tanah diatas pondasi} = (0,499 - 0,35) \text{ m} \cdot 1,567 \text{ t / m}^3 = 0,155 \text{ t / m}^2$$

Tekanan diatas adalah tekanan yang terjadi pada bidang kontak di bagian alas pondasi.

Perhitungan besarnya tegangan yang terjadi pada masing – masing lapisan tanah adalah sebagai berikut :

$$\sigma_v0 = \text{Tegangan pada dasar / alas pondasi}$$

$$\sigma_v0 = 0,72 + 0,84 + 0,155 = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v1$  = Tegangan pada kedalaman 1 meter dari muka tanah.

$$\sigma_v1 = \sigma_{vo} + q \text{ tanah diatasnya}$$

$$\sigma_v1 = 1,715 + 0,36 + ( 0,351 \cdot 1,567 )$$

$$\sigma_v1 = 2,625 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v2$  = Tegangan pada kedalaman 2 meter dari muka tanah.

$$\sigma_v2 = \sigma_v1 + q \text{ tanah diatasnya}$$

$$\sigma_v2 = 2,625 + ( 0,25 \cdot 1,544 ) + ( 0,75 \cdot 0,534 )$$

$$\sigma_v2 = 3,411 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v3$  = Tegangan pada kedalaman 3 meter dari muka tanah.

$$\sigma_v3 = \sigma_v2 + q \text{ tanah diatasnya}$$

$$\sigma_v3 = 3,411 + ( 1,0 \cdot 0,544 )$$

$$\sigma_v3 = 3,945 \text{ t / m}^2$$

Jadi daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah tanpa perkuatan geotekstil =  $3,945 \text{ t / m}^2$

Akibat pembebanan pondasi rakit menyebabkan terjadinya gesekan - gesekan diantara butiran - butiran tanah, dari hasil test laboratorium yakni dengan menggunakan uji geser langsung ( Direct shear test ) kita dapat mengetahui besarnya parameter sudut gesek dalam ( internal friction ) dan nilai kohesi tanah.

Berdasarkan tegangan yang terjadi akibat pembebanan pondasi rakit pada kedalaman 3 meter dari muka tanah dan 2 parameter diatas, kita dapat mengetahui nilai gaya geser tanah yang terjadi pada kedalaman tersebut.

Adapun gaya geser tanah pada kedalaman 3 meter dari muka tanah ( $\tau_3$ ) :

$$\tau_3 = C + \sigma_v \cdot \tan \phi$$

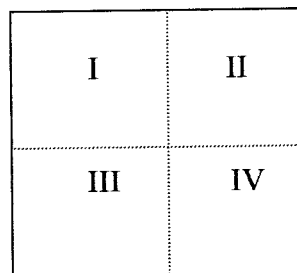
$$\tau_3 = 1,0 \text{ t/m}^2 + 3,945 \text{ t/m}^2 \cdot \tan 14^\circ$$

$$\tau_3 = 1,0 + 0,983$$

$$\tau_3 = 1,983 \text{ t/m}^2$$

#### IV.4.3. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( z = 2,551 m )

##### Dengan Cara Fadum Pada Lokasi B.I



Pondasi dibagi menjadi 4 bidang sama besar

Masing – masing  $\square = 3,75 \times 3,75 \text{ m}^2$

$B = 3,75 \text{ m}$  ,  $L = 3,75 \text{ m}$  ,  $Z = 2,551 \text{ m}$

$$m = B / Z = 3,75 / 2,551 = 1,47$$

$$n = L / Z = 3,75 / 2,551 = 1,47$$

$$m^2 = 2,1609 , n^2 = 2,1609$$

$$1 + m^2 = 3,1609 , 1 + n^2 = 3,1609 , m \cdot n = 2,1609$$

$$2 + m^2 + n^2 = 6,3218 , \sqrt{2 + m^2 + n^2} = \sqrt{5,3218}$$



$$I = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{6,3218 \cdot 2,1609}{3,1609 \cdot 3,1609 \cdot \sqrt{5,3218}} + \frac{\pi}{180} \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2,1609}{\sqrt{5,3218}} \right]$$

$$I = \frac{1}{2\pi} [ 0,5927 + 0,7527 ]$$

$$I = 0,2141$$

$$\text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Jadi pada } 4 \square = 4 \cdot 0,2141 \cdot 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$q_{vu} = 1,4687 \text{ t / m}^2$$

#### IV.4.4. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( $z = 2,551 \text{ m}$ )

##### Dengan Cara Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.I

$$q_{vo} = \frac{Q}{B \cdot L} = \text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$q_{v1} = \text{Beban pada kedalaman 1 m dari muka tanah ( } z_1 = 0,551 \text{ m )}$$

$$q_{v1} = \frac{Q}{(B + z_1)(L + z_1)}$$

$$q_{v1} = \frac{96,4687}{(7,5 + 0,551)(7,5 + 0,551)} = 1,4883 \text{ t / m}^2$$

$$q_{v2} = \text{Beban pada kedalaman 2 m dari muka tanah ( } z_2 = 1,551 \text{ m )}$$

$$q_{v2} = \frac{96,4687}{(7,5 + 1,551)(7,5 + 1,551)} = 1,1776 \text{ t / m}^2$$

$qv_3$  = Beban pada kedalaman 3 m dari muka tanah (  $z_3 = 2,551$  m )

$$qv_3 = \frac{96,4687}{(7,5 + 2,551)(7,5 + 2,551)} = 0,9549 \text{ t/m}^2$$

Jadi menurut cara distribusi pendekatan 2 : 1  $qv_3 = 0,9549 \text{ t/m}^2$

#### 4.5. Tabel Distribusi Tegangan

METODE PERHITUNGAN	KEDALAMAN DARI MUKA TANAH	q ( t / m <sup>2</sup> )
PEMBEBANAN BIASA	1m	2,625
	2m	3,411
	3m	3,945
FADUM	3m	1,4687
PENDEKATAN 2 : 1	1m	1,4883
	2m	1,1766
	3m	0,9549

#### IV.5. Mencari daya dukung tanah tanpa perkuatan Geotekstil

##### IV.5.1. Metode Terzaghi

Dari landasan teori telah diketahui untuk bentuk pondasi bujur sangkar maka  $Q_{ultimit}$  - nya adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3 C N_c + q N_q + 0,4 B \gamma N_\gamma$$

Berdasarkan data tanah dan bentuk pondasi diketahui nilai parameter - parameter nya :

$$C = 1 \text{ t/m}^2 \text{ ( Nilai kohesi tanah pada lapisan III lokasi I )}$$

$$B = 7,5 \text{ m}$$

$$\gamma = 0,534 \text{ t/m}^3 \text{ ( } \gamma \text{ tanah terendam pada lapisan III )}$$

Daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$\bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 1/3 \cdot Q_{\text{ult}} = 1/3 \cdot 26,4634 \text{ t / m}^2 = 8,8211 \text{ t / m}^2$$

#### IV.5.2. Metode Hansen

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya cara Hansen merupakan pengembangan dari perhitungan daya dukung tanah dengan menggunakan cara Terzaghi.

a. Faktor bentuk pondasi bujur sangkar :

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_q = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_\gamma = 1 + 0,4 \cdot (B/L) = 1 + 0,4 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,4$$

b. Faktor daya dukung pondasi

Dari tabel faktor daya dukung cara Hansen diperoleh :

Sudut gesek	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
10°	8,34	2,47	0,47
15°	10,97	3,94	1,42

Untuk sudut gesek dalam ( $\phi$ ) = 14° dengan interpolasi diperoleh :

$$N_c = 8,34 + \frac{(14 - 10)(10,97 - 8,34)}{(15 - 10)} = 10,44$$

$$N_q = 2,47 + \frac{(14 - 10)(3,94 - 2,47)}{(15 - 10)} = 3,646$$

$$N_\gamma = 0,47 + \frac{(14 - 10)(1,42 - 0,47)}{(15 - 10)} = 1,23$$

$$\begin{aligned}dq &= 1 + 2 ( Df/B ) \tan \phi ( 1 - \sin \phi )^2 \\ &= 1 + 2 ( 0,449 / 7,5 ) \tan 14^\circ ( 1 - \sin 14^\circ )^2 \\ &= 1,002\end{aligned}$$

$$dc = dq - \left( \frac{ ( 1 - dq ) }{ ( Nq \tan \phi / 2 ) } \right)$$

$$dc = 1,002 - \left( \frac{ ( 1 - 1,002 ) }{ ( 3,646 \tan 14^\circ / 2 ) } \right)$$

$$dc = 1,074$$

$$dy = 1,0$$

c. Faktor kemiringan beban

Karena telah diasumsikan bahwa kolom dan pelat dicor sehingga dianggap sangat kaku & saling tegak lurus maka parameter  $i_c = i_q = i_y = 1,0$

Maka nilai  $Q$  ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah dengan menggunakan cara Hansen adalah :

$$Q_{ult} = Sc \cdot dc \cdot ic \cdot C \cdot Nc + Sq \cdot dq \cdot iq \cdot Po \cdot Nq + Sy \cdot dy \cdot iy \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot Ny$$

$$\begin{aligned}Q_{ult} &= (1,2 \cdot 1,074 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10,44) + (1,2 \cdot 1,002 \cdot 1 \cdot 1,715 \cdot 3,646) \\ &\quad + (1,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,534 \cdot 1,23)\end{aligned}$$

$$Q_{ult} = 24,4219 \text{ t / m}^2$$

Jadi daya dukung tanah =

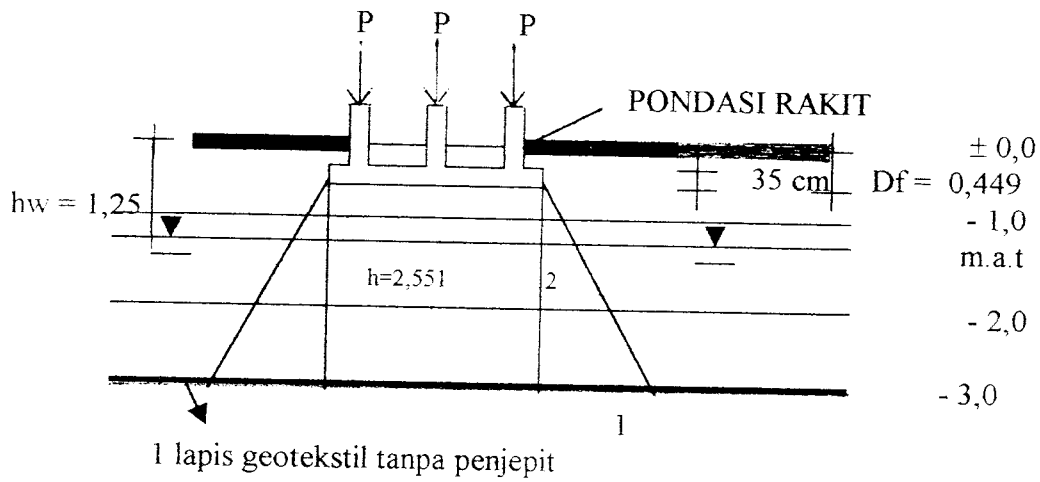
$$\bar{\sigma}_{tanah} = 1/3 \cdot Q_{ult} = 1/3 \cdot 24,4219 \text{ t / m}^2 = 8,1406 \text{ t / m}^2$$

## IV.6. Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil

### IV.6.1. Perhitungan Dengan Cara Giroud dan Noiray

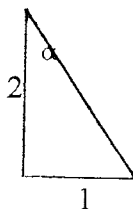
$$q = \frac{Q}{(B+2h\tan\alpha)(L+2h\tan\alpha)} + \sum \gamma_i \cdot h_n$$

Maka daya dukung tanah dengan perkuatan geotekstil pada kedalaman 3 m dari muka tanah ( $h = 2,551 \text{ m}$ )



Gambar 4.7. Distribusi beban ke geotekstil pada lokasi B.I

Distribusi tegangan dianggap mengikuti prinsip pendekatan 2 : 1



$$\alpha = \arctan 1/2$$

$$= 26,56^\circ$$

$$q = \frac{96,4687}{101,011} + (0,2 \cdot 1,8) + (0,351 \cdot 1,567) + (0,25 \cdot 1,544) + (0,75 \cdot 0,534) + (1 \cdot 0,544)$$

$$q = 0,955 + 0,36 + 0,55 + 0,386 + 0,4005 + 0,544$$

$$q = 3,1955 \text{ t / m}^2$$

Gaya tarik geotekstil dihitung dengan menggunakan metode prilaku nap geotekstil sebagai berikut :

T tarik geotekstil =  $\Delta q \cdot \rho$  , untuk  $\rho = h$  maka.

$$= 3,1955 \text{ t / m}^2 \cdot 2,251 \text{ m}$$

$$= 7,1930 \text{ t / m}^2$$

Jadi dari perhitungan diatas dapat disimpulkan daya dukung tanah dengan perkuatan 1 lapis geotekstil =  $3,1955 \text{ t / m}^2$

Tidak aman untuk menahan tegangan vertikal akibat pembebanan pondasi rakit sebesar  $3,945 \text{ t / m}^2$ .

Sebagai perbandingannya digunakan 2 lapis geotekstil dengan jarak antara geotekstil  $5 \text{ cm} = 0,05 \text{ m}$ . Untuk menghitung perkuatan tanah dengan 2 lapis geotekstil digunakan rumus Binquet dan Lee ( 1975 )

#### **IV.6.2. Perhitungan Dengan Metode Binquet dan Lee ( 1975 )**

Perbandingan antara  $z$  dan lebar pondasi adalah :

$$z/b = 2,551 \text{ m} / 7,5 \text{ m} = 0,34 \approx 0,3, \text{ dari grafik kita dapatkan parameter -}$$

parameter sebagai berikut :

$$I(z/b) = 0,3 \text{ t / m}^2$$

$$J(z/b) = 0,35 \text{ t / m}^2$$

$$M(z/b) = 0,12 \text{ t / m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$X_o / b = 0,5 \longrightarrow X_o = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$L_o / b = 1,0 \longrightarrow L_o = 1 \cdot 7,5 = 7,5 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya dalah sebagai berikut :

$q_o =$  Beban kolom ( P ) + Beban pelat + Beban tanah diatas pondasi

$$= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,449-0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,567)$$

$$= 5,4 + 6,3 + 1,1635$$

$$= 12,8635 \text{ t / m}^2$$

$$q = ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 1,567 ) + ( 0,25 \cdot 7,5 \cdot 1,544 ) +$$

$$( 0,75 \cdot 7,5 \cdot 0,534 ) + ( 1 \cdot 7,5 \cdot 0,544 )$$

$$= 16,8039 \text{ t / m}^2$$

Syarat  $q = 16,8039 \text{ t / m}^2 > q_o = 12,8635 \text{ t / m}^2 \longrightarrow$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan

Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibat beban q :

$$\sigma_v(q,z) = A \cdot b \cdot M(z/b) \cdot q \text{ dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1$$

$$= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,12 \cdot 16,8039$$

$$= 15,1235 \text{ t / m}^2$$

2. Gaya geser pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned} S(q,z) &= I(z/b) \cdot q \cdot \Delta H \\ &= 0,3 \cdot 16,8039 \cdot 0,05 \\ &= 0,252 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_v(q,z) + \text{Astrip} \cdot \gamma' \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) \\ &= 15,12351 + 1 \cdot 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,551 + 0,449) \\ &= 21,13101 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

4. Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned} T(z,n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,3 \cdot 0,05)] \cdot 12,8635 \cdot \left( \frac{16,8039}{12,8635} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,61 \cdot 12,8635 \cdot 0,3063 \\ &= 5,1418 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 5,1418 t/m

5. Tahanan gesek (Tf)

$$\begin{aligned} T_f &= 2 \cdot \mu \cdot \text{Astrip} \cdot [M(z/b) \cdot b \cdot q_0 (q/q_0) + \gamma \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D)] \\ \mu &= \alpha \tan 14^\circ = 0,249, \alpha \text{ untuk geotekstil dengan penjepit} = 1 \\ T_f &= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot [0,12 \cdot 7,5 \cdot 12,8635 \cdot \left( \frac{16,8039}{12,8635} \right) + 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,551 + 0,449)] \\ &= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot 21,131 \end{aligned}$$



$$= 10,5232 \text{ t / m}^2$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 15,12351 t / m<sup>2</sup>

#### IV.7. Perhitungan Untuk Lokasi B.II

$$q_0 = ( D_f - \text{tebal pelat} ) \cdot \gamma \text{ tanah}$$

$$q_0 = ( D_f - \text{tebal pelat} ) \cdot \gamma_b$$

$$q_0 = ( D_f - 0,35 ) \cdot 1,584$$

Dengan prinsip gaya apung maka besarnya tekanan yang terjadi pada pondasi sama dengan galian tanah yang dipindahkan :

$$q_0 = q_d$$

$$( D_f - 0,35 ) \cdot 1,584 = 0,156$$

Maka didapatkan nilai kedalaman pondasi dari muka tanah ( D<sub>f</sub> ) :

$$D_f = 0,448 \text{ m}$$

$$q_n = q_d$$

$$q_n = 0,156 - ( 0,448 - 0,35 ) \cdot 1,584$$

$$q_n = 7,68 \cdot 10^{-4} \text{ t / m}^2$$

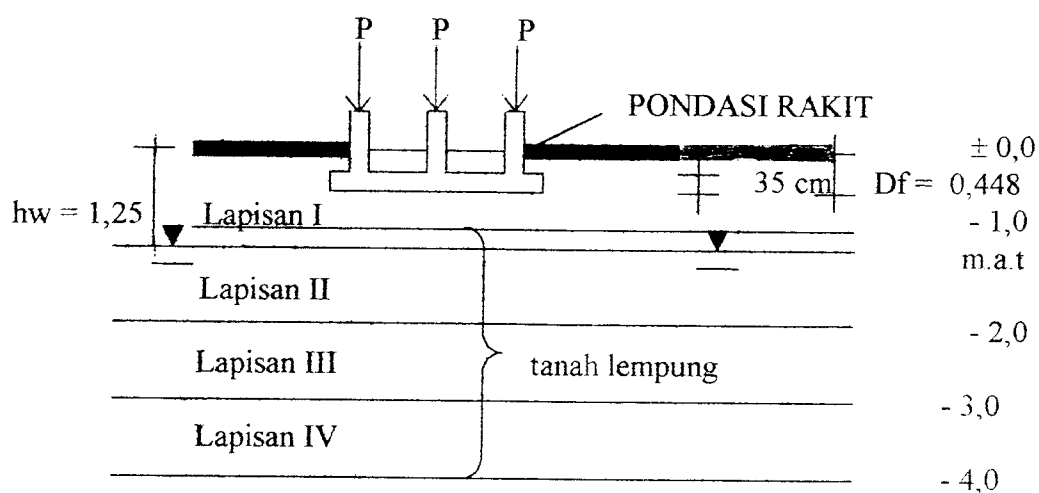
Jadi dari perhitungan yang telah dilakukan dapat diketahui bahwa untuk kedalaman pondasi ( D<sub>f</sub> ) = 0,448 m adalah nilai kedalaman pondasi yang menghasilkan q netto paling kecil, untuk membandingkannya dengan dilai – nilai D<sub>f</sub> lainnya maka dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

TABEL 4.6. Perbandingan Nilai – Nilai Df

Df ( m )	Qn ( t / m <sup>2</sup> )
0,3	0,2352
0,4	0,0768
0,449	$7,68 \cdot 10^{-4}$
0,45	$- 2,4 \cdot 10^{-3}$
0,5	- 0,0816

Untuk Df = 0,45 dan Df = 0,5 menghasilkan nilai negatif karena tekanan yang terjadi pada dasar pondasi lebih kecil dari tekanan keatas yang diberikan oleh lapisan tanah, sehingga tidak terjadi penurunan pondasi rakit.

Konstruksi perkuatan tanah tanpa geotekstil pada lokasi B.II dapat dideskripsikan sebagai berikut :



Gambar4.8. Konstruksi Pondasi Rakit pada lokasi B.II.

#### IV.8. Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

Tekanan – tekanan yang terjadi akibat :

$$\text{Beban kolom ( P )} = 0,072 \text{ kg / cm}^2 = 0,72 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pelat ( qp )} = 0,35 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t / m}^3 = 0,84 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pasir ( q pasir )} = 0,2 \text{ m} \cdot 1,8 \text{ t / m}^3 = 0,36 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban tanah diatas pondasi} = (0,448 - 0,35) \text{ m} \cdot 1,584 \text{ t/m}^3 = 0,155 \text{ t/m}^2$$

Tekanan diatas adalah tekanan yang terjadi pada bidang kontak di bagian alas pondasi.

Maka perhitungan besarnya tegangan yang terjadi pada masing – masing lapisan tanah adalah sebagai berikut :

$\sigma_v0$  = Tegangan pada dasar / alas pondasi

$$\sigma_v0 = 0,72 + 0,84 + 0,155 = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v1$  = Tegangan pada kedalaman 1 meter dari muka tanah.

$\sigma_v1 = \sigma_v0 + q$  tanah diatasnya

$$\sigma_v1 = 1,715 + 0,36 + ( 0,352 \cdot 1,584 )$$

$$\sigma_v1 = 2,633 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v2$  = Tegangan pada kedalaman 2 meter dari muka tanah.

$\sigma_v2 = \sigma_v1 + q$  tanah diatasnya

$$\sigma_v2 = 2,633 + ( 0,25 \cdot 1,548 ) + ( 0,75 \cdot 0,584 )$$

$$\sigma_v2 = 3,428 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_3$  = Tegangan pada kedalaman 3 meter dari muka tanah.

$$\sigma_3 = \sigma_2 + q \text{ tanah di atasnya}$$

$$\sigma_3 = 3,428 + (1,0 \cdot 0,544)$$

$$\sigma_3 = 3,972 \text{ t / m}^2$$

Jadi daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah tanpa perkuatan geotekstil =  $3,972 \text{ t / m}^2$

Adapun gaya geser tanah pada kedalaman 3 meter dari muka tanah ( $\tau_3$ ) :

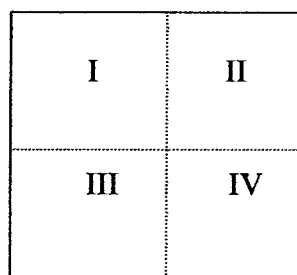
$$\tau_3 = C + \sigma_3 \cdot \tan \phi$$

$$\tau_3 = 1,0 \text{ t/m}^2 + 3,972 \text{ t/m}^2 \cdot \tan 15^\circ$$

$$\tau_3 = 1,0 + 1,064$$

$$\tau_3 = 2,064 \text{ t/m}^2$$

#### IV.9.1. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( $z = 2,552 \text{ m}$ ) Dengan Cara Fadum Pada Lokasi B.II



Pondasi dibagi menjadi 4 bidang sama besar

Masing – masing  $\square = 3,75 \times 3,75 \text{ m}^2$

$B = 3,75 \text{ m}$  ,  $L = 3,75 \text{ m}$  ,  $Z = 2,552 \text{ m}$

$$m = B / Z = 3,75 / 2,552 = 1,47$$

$$n = L / Z = 3,75 / 2,552 = 1,47$$

$$m^2 = 2,1609 , n^2 = 2,1609$$

$$1 + m^2 = 3,1609 , 1 + n^2 = 3,1609 , m \cdot n = 2,1609$$

$$2 + m^2 + n^2 = 6,3218, \quad \sqrt{2 + m^2 + n^2} = \sqrt{5,3218}$$

$$I = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{6,3218 \cdot 2,1609}{3,1609 \cdot 3,1609 \cdot \sqrt{5,3218}} + \frac{\pi}{180} \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2,1609}{\sqrt{5,3218}} \right]$$

$$I = \frac{1}{2\pi} [0,5927 + 0,7527]$$

$$I = 0,2141$$

$$\text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Jadi pada } 4 \square = 4 \cdot 0,2141 \cdot 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$qv_u = 1,4687 \text{ t / m}^2$$

#### IV.9.2. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3m ( Z = 2,552 m )

Dengan Cara Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.II

$$q_{v0} = \frac{Q}{B \cdot L} = \text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$q_{v1} = \text{Beban pada kedalaman 1 m dari muka tanah ( } z_1 = 0,552 \text{ m )}$$

$$q_{v1} = \frac{Q}{(B + z_1)(L + z_1)}$$

$$q_{v1} = \frac{96,4687}{(7,5 + 0,552)(7,5 + 0,552)} = 1,4879 \text{ t / m}^2$$

$$q_{v2} = \text{Beban pada kedalaman 2 m dari muka tanah ( } z_2 = 1,552 \text{ m )}$$

$$q_{v2} = \frac{96,4687}{(7,5 + 1,552)(7,5 + 1,552)} = 1,1773 \text{ t / m}^2$$

$qv_3$  = Beban pada kedalaman 3 m dari muka tanah (  $z_3 = 2,552$  m )

$$qv_3 = \frac{96,4687}{(7,5 + 2,552)(7,5 + 2,552)} = 0,954 \text{ t / m}^2$$

Jadi menurut cara distribusi pendekatan 2 : 1  $qv_3 = 0,954 \text{ t / m}^2$

**Tabel 4.7. Distribusi Tegangan**

METODE PERHITUNGAN	KEDALAMAN DARI MUKA TANAH	q ( t / m <sup>2</sup> )
PEMBEBANAN BIASA	1m	2,633
	2m	3,428
	3m	3,972
FADUM	3m	1,4687
PENDEKATAN 2 : 1	1m	1,4879
	2m	1,1773
	3m	0,954

#### IV.10. Mencari Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

##### IV.10.1. Metode Terzaghi

Dari landasan teori telah diketahui untuk bentuk pondasi bujur sangkar maka  $Q_{ultimit}$  – nya adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3 C N_c + q N_q + 0,4 B \gamma N_\gamma$$

Berdasarkan data tanah dan bentuk pondasi diketahui nilai parameter – parameter nya :

$$C = 1 \text{ t / m}^2 \text{ ( Nilai kohesi tanah pada lapisan III lokasi II )}$$

$$B = 7,5 \text{ m}$$

$$\gamma' = 0,544 \text{ t / m}^3 \text{ ( } \gamma \text{ tanah terendam pada lapisan III )}$$

Adapun faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk  $\phi = 15^\circ$

Sudut gesek	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
$15^\circ$	12,9	4,4	2,5

Jadi  $Q$  ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot 1,0 \cdot 12,9 + 1,715 \cdot 4,4 + 0,4 \cdot 7,5 \cdot 0,544 \cdot 2,5$$

$$Q_{ult} = 28,396 \text{ t / m}^2$$

Daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$\bar{\sigma}_{tanah} = 1/3 \cdot Q_{ult} = 1/3 \cdot 28,396 \text{ t / m}^2 = 9,465 \text{ t / m}^2$$

#### IV.10.2. Metode Hansen

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya cara Hansen merupakan pengembangan dari perhitungan daya dukung tanah dengan menggunakan cara Terzaghi.

a. Faktor bentuk pondasi bujur sangkar :

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_q = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_\gamma = 1 + 0,4 \cdot (B/L) = 1 + 0,4 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,4$$

b. Faktor daya dukung pondasi

Dari tabel faktor daya dukung cara Hansen diperoleh :

Sudut gesek	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
$15^\circ$	10,97	3,94	1,42

$$d_q = 1 + 2 ( D_f/B ) \tan \phi ( 1 - \sin \phi )^2$$

$$= 1 + 2 ( 0,448 / 7,5 ) \tan 15^\circ ( 1 - \sin 15^\circ )^2$$

$$= 1,017$$

$$dc = dq - \left( \frac{( 1 - dq )}{( Nq \tan \phi / 2 )} \right)$$

$$dc = 1,017 - \left( \frac{( 1 - 1,017 )}{( 3,94 \cdot \tan 15^\circ / 2 )} \right)$$

$$dc = 1,049$$

$$dy = 1,0$$

c. Faktor kemiringan beban

Karena telah diasumsikan bahwa kolom dan pelat dicor sehingga dianggap sangat kaku & saling tegak lurus maka parameter  $i_c = i_q = i_y = 1,0$

Maka nilai  $Q$  ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah dengan menggunakan cara Hansen adalah :

$$Q_{ult} = Sc \cdot dc \cdot Ic \cdot C \cdot Nc + Sq \cdot dq \cdot Iq \cdot Po \cdot Nq + Sy \cdot dy \cdot Iy \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot Ny$$

$$Q_{ult} = (1,2 \cdot 1,049 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10,97) + (1,2 \cdot 1,017 \cdot 1 \cdot 1,715 \cdot 3,94)$$

$$+ (1,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,544 \cdot 1,42)$$

$$Q_{ult} = 26,282 \text{ t / m}^2$$

Jadi daya dukung tanah =

$$\bar{\sigma}_{tanah} = 1/3 \cdot Q_{ult} = 1/3 \cdot 26,282 \text{ t / m}^2 = 8,76 \text{ t / m}^2$$

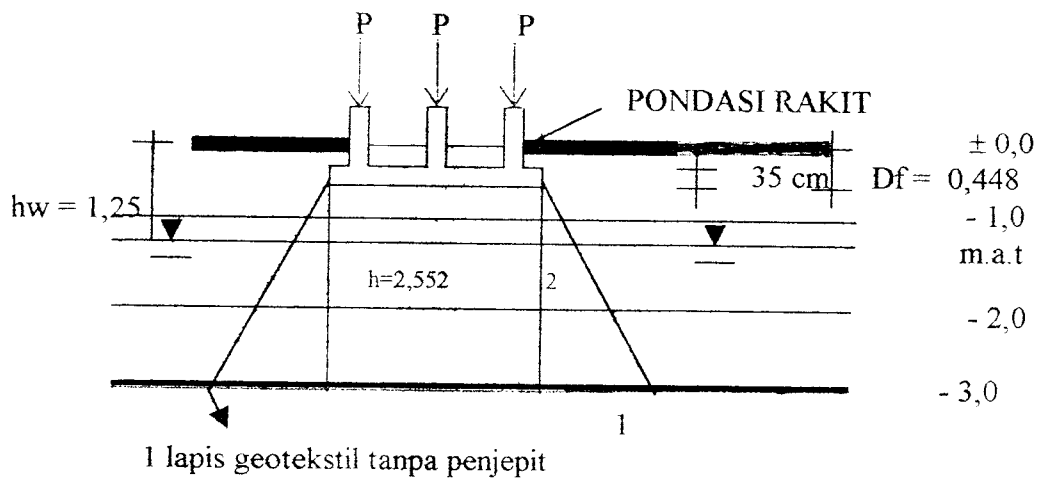


#### IV.11. Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil

##### IV.11.1. Perhitungan Dengan Cara Giroud dan Noiray

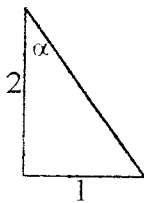
$$q = \frac{Q}{(B+2htan\alpha)(L+2htan\alpha)} + \sum \gamma_i \cdot h_n$$

Maka daya dukung tanah dengan perkuatan geotekstil pada kedalaman 3 m dari muka tanah ( $h = 2,552 \text{ m}$ )



Gambar 4.8. Distribusi beban ke geotekstil pada lokasi B.II.

Distribusi tegangan mengikuti prinsip pendekatan  $2 : 1$



$$\alpha = \arctan 1/2$$

$$= 26,56^\circ$$

$$q = \frac{96,4687}{101,0314} + (0,2 \cdot 1,8) + (0,352 \cdot 1,584) + (0,25 \cdot 1,548) + (0,75 \cdot 0,548) + (1 \cdot 0,544)$$

$$q = 0,9548 + 0,36 + 0,558 + 0,387 + 0,441 + 0,544$$

$$q = 3,2448 \text{ t / m}^2$$

Gaya tarik geotekstil dihitung dengan menggunakan metode perilaku nap geotekstil sebagai berikut :

T tarik geotekstil =  $\Delta q \cdot \rho$  , untuk  $\rho = h$  maka.

$$= 3,2448 \text{ t / m}^2 \cdot 2,552 \text{ m}$$

$$= 8,2807 \text{ t / m}$$

Jadi dari perhitungan diatas dapat disimpulkan daya dukung tanah dengan perkuatan 1 lapis geotekstil =  $3,2448 \text{ t / m}^2$

Tidak aman untuk menahan tegangan vertikal akibat pembebanan pondasi rakit sebesar  $3,972 \text{ t / m}^2$ .

Sehingga sebagai perbandingannya digunakan 2 lapis geotekstil dengan jarak antara geotekstil  $5 \text{ cm} = 0,05 \text{ m}$ . Untuk menghitung perkuatan tanah dengan 2 lapis geotekstil digunakan rumus Binquet dan Lee ( 1975 )

#### **IV.11.2.Perhitungan Dengan Cara Binquet dan Lee ( 1975 )**

Perbandingan antara z dan lebar pondasi adalah :

$$z/b = 2,552 \text{ m} / 7,5 \text{ m} = 0,34 \approx 0,3, \text{ dari grafik kita dapatkan parameter -}$$

parameter sebagai berikut :

$$I(z/b) = 0,3 \text{ t / m}^2$$

$$J(z/b) = 0,35 \text{ t / m}^2$$

$$M(z/b) = 0,12 \text{ t / m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$X_o / b = 0,5 \longrightarrow X_o = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$L_o / b = 1,0 \longrightarrow L_o = 1 \cdot 7,5 = 7,5 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_o &= \text{Beban kolom ( P ) + Beban pelat + Beban tanah diatas pondasi} \\ &= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,448-0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,584) \\ &= 5,4 + 6,3 + 1,1642 \\ &= 12,8642 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,352 \cdot 7,5 \cdot 1,584 ) + ( 0,25 \cdot 7,5 \cdot 1,548 ) + \\ &\quad ( 0,75 \cdot 7,5 \cdot 0,548 ) + ( 1 \cdot 7,5 \cdot 0,544 ) \\ &= 16,9468 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

Syarat  $q = 16,9468 \text{ t / m}^2 > q_o = 12,8642 \text{ t / m}^2$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan

Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned} \sigma_v(q,z) &= A \cdot b \cdot M(z/b) \cdot q \quad \text{dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1 \\ &= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,12 \cdot 16,9468 \\ &= 15,2521 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

2. Gaya geser pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned} S(q,z) &= I(z/b) \cdot q \cdot \Delta H \\ &= 0,3 \cdot 16,9468 \cdot 0,05 \\ &= 0,2542 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_v(q,z) + \text{Astrip} \cdot \gamma' (L_o - X_o) (Z + D) \\ &= 15,2521 + 1 \cdot 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,552 + 0,448) \\ &= 21,2596 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

4. Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned} T(z,n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,3 \cdot 0,05)] \cdot 12,8642 \left[ \frac{16,9468}{12,8642} - 1 \right] \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,61 \cdot 12,8642 \cdot 0,3174 \\ &= 5,3284 \text{ t / m} \end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 5,3284 t / m

5. Tahanan gesek (Tf)

$$T_f = 2 \cdot \mu \cdot \text{Astrip} [ M(z/b) \cdot b \cdot q_0 (q/q_0) + \gamma \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) ]$$

$$\mu = \alpha \tan 15^\circ, \alpha \text{ untuk geotekstil dengan penjepit} = 1$$

$$= 0,268$$

$$T_f = 2 \cdot 0,268 \cdot 1 \cdot [0,12 \cdot 7,5 \cdot 12,8642 \cdot \left( \frac{16,9468}{12,8642} \right) + 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,552 + 0,448)]$$

$$= 2 \cdot 0,268 \cdot 1 \cdot 21,2596$$

$$= 2 \cdot 0,268 \cdot 1.21,2596$$

$$Tf = 11,3951 \text{ t / m}^2$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 15,2521 t / m<sup>2</sup>

#### IV.12. Perhitungan Untuk Lokasi B.III

$$q_0 = ( Df - \text{tebal pelat} ) \cdot \gamma_{\text{tanah}}$$

$$q_0 = ( Df - \text{tebal pelat} ) \cdot \gamma_b$$

$$q_0 = ( Df - 0,35 ) \cdot 1,174$$

Dengan prinsip gaya apung maka besarnya tekanan yang terjadi pada pondasi sama dengan galian tanah yang dipindahkan :

$$q_0 = q_d$$

$$( Df - 0,35 ) \cdot 1,174 = 0,156$$

Maka didapatkan kedalaman pondasi dari muka tanah ( Df ) adalah :

$$Df = 0,482 \text{ m}$$

$$q_n = q_d$$

$$q_n = 0,156 - ( 0,482 - 0,35 ) \cdot 1,174$$

$$q_n = 1,032 \cdot 10^{-3} \text{ t / m}^2$$

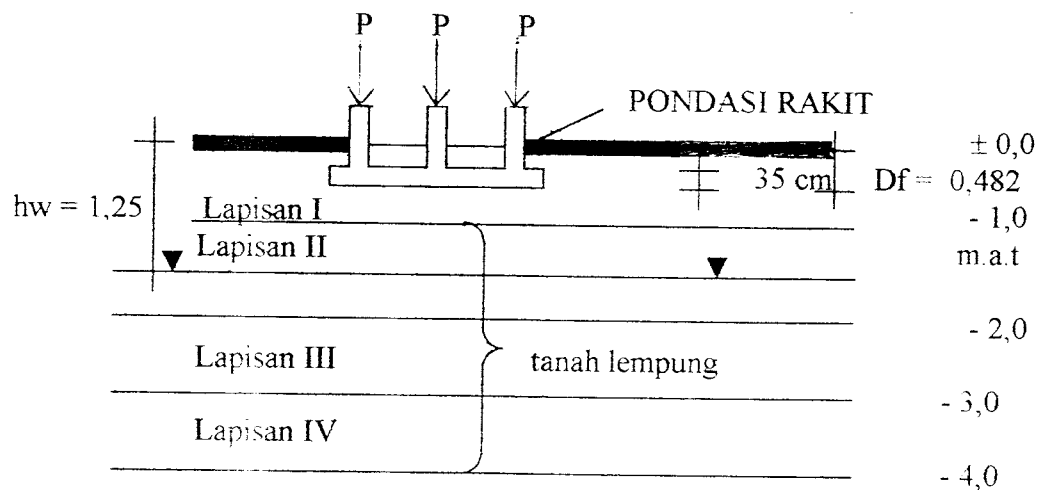
Jadi dari perhitungan yang telah dilakukan dapat diketahui bahwa untuk kedalaman pondasi ( Df ) = 0,482 m adalah nilai kedalaman pondasi yang menghasilkan q netto paling kecil, untuk membandingkannya dengan nilai – nilai Df lainnya maka dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.8. Perbandingan Nilai – Nilai Df

Df ( m )	Qn ( t / m <sup>2</sup> )
0,3	0,2147
0,4	0,0973
0,482	$1,032 \cdot 10^{-3}$
0,45	0,0386
0,5	- 0,0201

Untuk Df = 0,5 menghasilkan nilai negatif karena tekanan yang terjadi pada dasar pondasi lebih kecil dari tekanan keatas yang diberikan oleh lapisan tanah, sehingga tidak terjadi penurunan pondasi rakit.

Sehingga konstruksi perkuatan tanah tanpa geotekstil pada lokasi B.III dapat dideskripsikan sebagai berikut :



Gambar 4.9. Konstruksi Pondasi Rakit pada lokasi B III.

#### IV.13. Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

Tekanan – tekanan yang terjadi akibat :

$$\text{Beban kolom ( P )} = 0,072 \text{ kg / cm}^2 = 0,72 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pelat ( qp )} = 0,35 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t / m}^3 = 0,84 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pasir ( q pasir )} = 0,2 \text{ m} \cdot 1,8 \text{ t / m}^3 = 0,36 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban tanah diatas pondasi} = (0,482 - 0,35) \text{ m} \cdot 1,174 \text{ t/m}^3 = 0,155 \text{ t/m}^2$$

Tekanan diatas adalah tekanan yang terjadi pada bidang kontak di bagian alas pondasi.

Maka perhitungan besarnya tegangan yang terjadi pada masing – masing lapisan tanah adalah sebagai berikut :

$\sigma_v0$  = Tegangan pada dasar / alas pondasi

$$\sigma_v0 = 0,72 + 0,84 + 0,155 = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v1$  = Tegangan pada kedalaman 1 meter dari muka tanah.

$$\sigma_v1 = \sigma_v0 + q \text{ tanah diatasnya}$$

$$\sigma_v1 = 1,715 + 0,36 + ( 0,318 \cdot 1,174 )$$

$$\sigma_v1 = 2,448 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v2$  = Tegangan pada kedalaman 2 meter dari muka tanah.

$$\sigma_v2 = \sigma_v1 + q \text{ tanah diatasnya}$$

$$\sigma_v2 = 2,448 + ( 0,5 \cdot 1,564 ) + ( 0,5 \cdot 0,504 )$$

$$\sigma_v2 = 3,428 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_3$  = Tegangan pada kedalaman 3 meter dari muka tanah.

$$\sigma_3 = \sigma_2 + q \text{ tanah di atasnya}$$

$$\sigma_3 = 3,428 + (1,0 \cdot 0,566)$$

$$\sigma_3 = 3,994 \text{ t/m}^2$$

Jadi daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah tanpa perkuatan geotekstil =  $3,994 \text{ t/m}^2$

Adapun gaya geser tanah pada kedalaman 3 meter dari muka tanah ( $\tau_3$ ) :

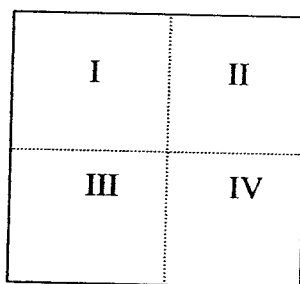
$$\tau_3 = C + \sigma_3 \cdot \tan \phi$$

$$\tau_3 = 0,9 \text{ t/m}^2 + 3,994 \text{ t/m}^2 \cdot \tan 15^\circ$$

$$\tau_3 = 0,9 + 1,070$$

$$\tau_3 = 1,97 \text{ t/m}^2$$

#### IV.14.1. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( $Z = 2,518 \text{ m}$ ) Dengan Cara Fadum Pada Lokasi B.III



Pondasi dibagi menjadi 4 bidang sama besar

Masing – masing  $\square = 3,75 \times 3,75 \text{ m}^2$

$B = 3,75 \text{ m}$  ,  $L = 3,75 \text{ m}$  ,  $Z = 2,518 \text{ m}$

$$m = B / Z = 3,75 / 2,518 = 1,49$$

$$n = L / Z = 3,75 / 2,518 = 1,49$$

$$m^2 = 2,2201 , n^2 = 2,2201$$

$$1 + m^2 = 3,2201 , 1 + n^2 = 3,2201 , m \cdot n = 2,2201$$



$$1 + m^2 = 3,2201, 1 + n^2 = 3,2201, m.n = 2,2201$$

$$2 + m^2 + n^2 = 6,4402, \sqrt{2 + m^2 + n^2} = \sqrt{6,4402}$$

$$I = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{6,4402 \cdot 2,2201}{3,2201 \cdot 3,2201 \cdot \sqrt{6,4402}} + \frac{\pi}{180} \operatorname{arc\,tg} \frac{2,2201}{\sqrt{6,4402}} \right]$$

$$I = \frac{1}{2\pi} [ 0,5434 + 0,7187 ]$$

$$I = 0,2009$$

$$\text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Jadi pada } 4 \square = 4 \cdot 0,2009 \cdot 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$q_{vu} = 1,3782 \text{ t / m}^2$$

#### IV.14.2. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( Z = 2,518 m )

Dengan Cara Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.III

$$q_{vo} = \frac{Q}{B \cdot L} = \text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$q_{v1} = \text{Beban pada kedalaman 1 m dari muka tanah ( z = 0,518 m )}$$

$$q_{v1} = \frac{Q}{(B + z1)(L + z1)}$$

$$q_{v1} = \frac{96,4687}{(7,5 + 0,518)(7,5 + 0,518)} = 1,5 \text{ t / m}^2$$

$qv_2 =$  Beban pada kedalaman 2 m dari muka tanah ( $z_2 = 1,518$  m )

$$qv_2 = \frac{96,4687}{(7,5 + 1,518)(7,5 + 1,518)} = 1,1862 \text{ t / m}^2$$

$qv_3 =$  Beban pada kedalaman 3 m dari muka tanah ( $z_3 = 2,518$  m )

$$qv_3 = \frac{96,4687}{(7,5 + 2,518)(7,5 + 2,518)} = 0,9612 \text{ t / m}^2$$

Jadi menurut cara distribusi pendekatan 2 : 1  $qv_3 = 0,9612 \text{ t / m}^2$

**Tabel 4.9. Distribusi Tegangan**

<b>METODE PERHITUNGAN</b>	<b>KEDALAMAN DARI MUKA TANAH</b>	<b>q ( t / m<sup>2</sup> )</b>
PEMBEBANAN BIASA	1m	2.448
	2m	3.428
	3m	3.994
FADUM	3m	1.3782
PENDEKATAN 2 : 1	1m	1.5
	2m	1.1862
	3m	0.9612

#### IV.15. Mencari Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

##### IV.15.1. Metode Terzaghi

Dari landasan teori telah diketahui untuk bentuk pondasi bujur sangkar maka  $Q_{ultimit}$  – nya adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3 C N_c + q N_q + 0,4 B \gamma N_y$$

Berdasarkan data tanah dan bentuk pondasi diketahui nilai parameter – parameternya :

$$C = 0,9 \text{ t / m}^2 \text{ ( Nilai kohesi tanah pada lapisan III lokasi III )}$$

$$B = 7,5 \text{ m}$$

$$\gamma = 0,566 \text{ t / m}^3 \text{ ( } \gamma \text{ tanah terendam pada lapisan III )}$$

Adapun faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk  $\phi = 15^\circ$

Sudut gesek	Nc	Nq	N $\gamma$
15°	12,9	4,4	2,5

Jadi Q ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$Q_{\text{ult}} = 1,3 \cdot 0,9 \cdot 12,9 + 1,715 \cdot 4,4 + 0,4 \cdot 7,5 \cdot 0,566 \cdot 2,5$$

$$Q_{\text{ult}} = 26,9016 \text{ t / m}^2$$

Daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$\bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 1/3 \cdot Q_{\text{ult}} = 1/3 \cdot 26,9016 \text{ t / m}^2 = 8,9672 \text{ t / m}^2$$

#### IV.15.2. Metode Hansen

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya cara Hansen merupakan pengembangan dari perhitungan daya dukung tanah dengan menggunakan cara Terzaghi.

d. Faktor bentuk pondasi bujur sangkar :

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_q = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_\gamma = 1 + 0,4 \cdot (B/L) = 1 + 0,4 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,4$$

e. Faktor daya dukung pondasi

Dari tabel faktor daya dukung cara Hansen diperoleh :

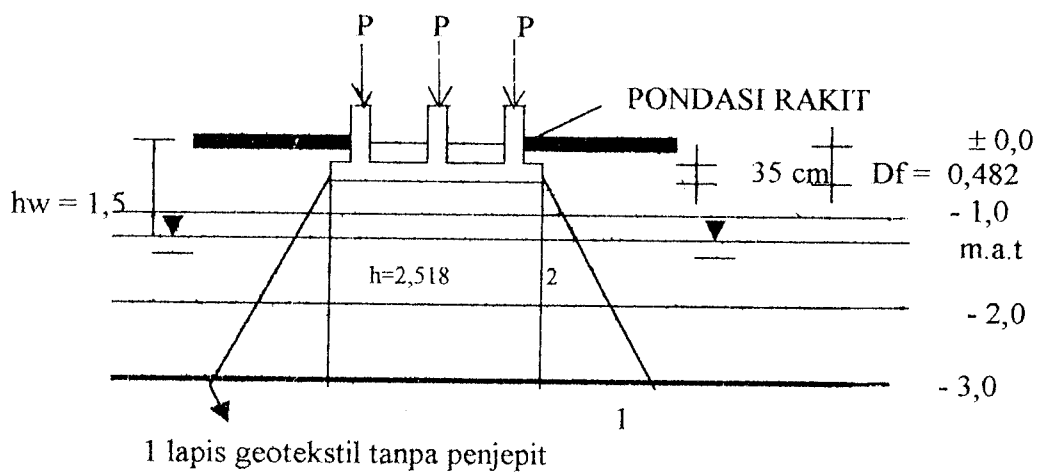
Sudut gesek	Nc	Nq	N $\gamma$
15°	10,97	3,94	1,42

#### IV.16. Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil

##### IV.16.1. Perhitungan Dengan Cara Giroud dan Noiray

$$q = \frac{Q}{(B+2htan\alpha)(L+2htan\alpha)} + \sum \gamma_i \cdot h_n$$

Maka daya dukung tanah dengan perkuatan geotekstil pada kedalaman 3 m dari muka tanah (  $h = 2,518 \text{ m}$  )



Gambar 4.10. Distribusi beban ke geotekstil pada lokasi B.III.



$$\alpha = \text{arc tan } 1/2$$

$$= 26,56^\circ$$

$$q = \frac{96,4687}{100,3492} + (0,2 \cdot 1,8) + (0,318 \cdot 1,174) + (0,5 \cdot 1,564) + (0,5 \cdot 0,504) + (1 \cdot 0,566)$$

$$q = 0,9613 + 0,36 + 0,373 + 0,782 + 0,252 + 0,566$$

$$q = 3,2943 \text{ t / m}^2$$

Gaya tarik geotekstil dihitung dengan menggunakan metode perilaku nap geotekstil sebagai berikut :

T tarik geotekstil =  $\Delta q \cdot \rho$  , untuk  $\rho = h$  maka.

$$= 3,2943 \text{ t / m}^2 \cdot 2,518 \text{ m}$$

$$= 8,295 \text{ t / m'}$$

Jadi dari perhitungan diatas dapat disimpulkan daya dukung tanah dengan perkuatan 1 lapis geotekstil =  $3,2943 \text{ t / m}^2$

Tidak aman untuk menahan tegangan vertikal akibat pembebanan pondasi rakit sebesar  $3,994 \text{ t / m}^2$ .

Sehingga sebagai perbandingannya digunakan 2 lapis geotekstil dengan jarak antara geotekstil  $5 \text{ cm} = 0,05 \text{ m}$ . Untuk menghitung perkuatan tanah dengan 2 lapis geotekstil digunakan rumus Binquet dan Lee ( 1975 )

#### 4.16.2. Perhitungan dengan Cara Binquet dan Lee ( 1975 )

Perbandingan antara  $z$  dan lebar pondasi adalah :

$$z/b = 2,518 \text{ m} / 7,5 \text{ m} = 0,34 \approx 0,3, \text{ dari grafik kita dapatkan parameter --}$$

parameter sebagai berikut :

$$I ( z/b ) = 0,3 \text{ t / m}^2$$

$$J ( z/b ) = 0,35 \text{ t / m}^2$$

$$M ( z/b ) = 0,12 \text{ t / m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$X_o / b = 0,5 \longrightarrow X_o = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$L_o / b = 1,0 \longrightarrow L_o = 1 \cdot 7,5 = 7,5 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya dalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_o &= \text{Beban kolom ( P )} + \text{Beban pelat} + \text{Beban tanah diatas pondasi} \\ &= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,482 - 0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,174) \\ &= 5,4 + 6,3 + 1,1622 \\ &= 12,8622 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,318 \cdot 7,5 \cdot 1,174 ) + ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 1,564 ) + \\ &\quad ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,504 ) + ( 1 \cdot 7,5 \cdot 0,566 ) \\ &= 17,491 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

Syarat  $q = 17,491 \text{ t / m}^2 > q_o = 12,8622 \text{ t / m}^2$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned} \sigma_v(q,z) &= A \cdot b \cdot M ( z/b ) \cdot q \quad \text{dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1 \\ &= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,12 \cdot 17,491 \\ &= 15,7419 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

2. Gaya geser pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned} S (q,z) &= I ( z/b ) \cdot q \cdot \Delta H \\ &= 0,3 \cdot 17,491 \cdot 0,05 \\ &= 0,2624 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

## 3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \sigma_v(q, z) + \text{Astrip} \cdot \gamma' (L_o - X_o) (Z + D) \\ &= 15,7419 + 1 \cdot 0,566 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,518 + 0,482) \\ &= 19,3459 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

## 4. Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned}T(z, n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,3 \cdot 0,05)] \cdot 12,8622 \left[ \frac{17,491}{12,8622} - 1 \right] \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,61 \cdot 12,8642 \cdot 0,3599 \\ &= 6,0419 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 6,0419 t / m<sup>2</sup>

## 5. Tahanan gesek ( Tf )

$$\begin{aligned}T_f &= 2 \cdot \mu \cdot \text{Astrip} [ M(z/b) \cdot b \cdot q_o (q/q_o) + \gamma \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) ] \\ \mu &= \tan \phi = \tan 15^\circ \\ &= 0,268 \\ T_f &= 2 \cdot 0,268 \cdot 1 \cdot [0,12 \cdot 7,5 \cdot 12,8622 \cdot \left(\frac{17,491}{12,8622}\right) + 0,566 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,518 + 0,482) ] \\ &= 2 \cdot 0,268 \cdot 1 \cdot 22,1094 \\ &= 11,8506 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 15,7419 t / m<sup>2</sup>

#### IV.17. Perhitungan Nilai Daya Dukung Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil

##### Untuk Z Yang Diubah – Ubah Sementara $\Delta H$ Tetap Pada Lokasi B.I

Setelah mengetahui nilai daya dukung perkuatan tanah dengan geotekstil pada masing – masing lokasi yaitu B.I , B.II dan B.III. Untuk menganalisa besarnya daya dukung tanah untuk nilai Z ( jarak antara bidang alas pondasi dengan lapisan geotekstil ) yang diubah – ubah sementara jarak antar geotekstil (  $\Delta H$  ) tetap, maka kami melakukan perhitungan sebagai berikut :

1. Perhitungan dilakukan pada lokasi B.I
2. Nilai Z diambil 0,5 m diatas dan dibawah posisi awal lokasi B.I yaitu
  - a.  $Z_1 = 2,551 - 0,5 = 2,051$  m ( diatas posisi awal geotekstil )
  - b.  $Z_2 = 2,551 + 0,5 = 3,051$  m ( dibawah posisi awal geotekstil )
3. Nilai  $\Delta H$  diambil tetap = 0,05 m.
4. Karena menggunakan perkuatan 2 lapis geotekstil maka dipergunakan penyelesaian dengan menggunakan rumus Binquet dan Lee ( 1975 )

##### IV.17.1.Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan 2 Lapis Geotekstil Untuk

##### $Z_1 = 2,051$ m Pada Lokasi B.I.

Perbandingan antara z dan lebar pondasi adalah :

$$Z_1/b = 2,051 \text{ m} / 7,5 \text{ m} = 0,273 \approx 0,3, \text{ dari grafik kita dapatkan parameter}$$

– parameter sebagai berikut :

$$I ( z/b ) = 0,3 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$J ( z/b ) = 0,35 \text{ t} / \text{m}^2$$



$$M(z/b) = 0,12 \text{ t / m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$X_o / b = 0,5 \longrightarrow X_o = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$L_o / b = 1,0 \longrightarrow L_o = 1 \cdot 7,5 = 7,5 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_o &= \text{Beban kolom ( P )} + \text{Beban pelat} + \text{Beban tanah diatas pondasi} \\ &= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,449 - 0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,567) \\ &= 5,4 + 6,3 + 1,1635 \\ &= 12,8635 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,351 \cdot 7,5 \cdot 1,567 ) + ( 0,25 \cdot 7,5 \cdot 1,544 ) + \\ &\quad ( 0,75 \cdot 7,5 \cdot 0,534 ) + ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,534 ) \\ &= 14,7264 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

Syarat  $q = 14,7264 \text{ t / m}^2 > q_o = 12,8635 \text{ t / m}^2$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan

Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned} \sigma_v(q,z) &= A \cdot b \cdot M(z/b) \cdot q \quad \text{dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1 \\ &= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,12 \cdot 14,7264 \\ &= 13,2538 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

2. Gaya geser pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned} S(q,z) &= I(z/b) \cdot q \cdot \Delta H \\ &= 0,3 \cdot 14,7264 \cdot 0,05 \end{aligned}$$

$$= 0,2209 \text{ t / m}^2$$

### 3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_v (q, z) + \text{Astrip} \cdot \gamma' (L_o - X_o) (Z + D) \\ &= 13,2538 + 1 \cdot 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,051 + 0,499) \\ &= 18,26 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

### 4 Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned} T(z, n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,3 \cdot 0,05)] \cdot 12,8635 \left( \frac{14,7264}{12,8635} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,61 \cdot 12,8635 \cdot 0,1448 \\ &= 2,4307 \text{ t / m} \end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 2,4307 t / m'

### 5 Tahanan gesek ( Tf )

$$T_f = 2 \cdot \mu \cdot \text{Astrip} [ M (z/b) \cdot b \cdot q_o (q/q_o) + \gamma' \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) ]$$

$$\mu = \alpha \tan 14^\circ = 0,249, \alpha \text{ untuk geotekstil dengan penjepit} = 1$$

$$\begin{aligned} T_f &= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot [0,12 \cdot 7,5 \cdot 12,8635 \cdot \left( \frac{14,7264}{12,8635} \right) + 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,051 + 0,499)] \\ &= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot 18,3601 \\ &= 9,1433 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 13,2538 t / m<sup>2</sup>

#### IV.17.2. Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan 2 Lapis Geotekstil Untuk

**Z2 = 3,051 m Pada Lokasi B.I.**

Perbandingan antara z dan lebar pondasi adalah :

$$Z2/b = 3,051 \text{ m} / 7,5 \text{ m} = 0,4068 \approx 0,4, \text{ dari grafik kita dapatkan parameter}$$

– parameter sebagai berikut :

$$I ( z/b ) = 0,32 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$J ( z/b ) = 0,35 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$M ( z/b ) = 0,1 \text{ t} / \text{m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$X_o / b = 0,5 \longrightarrow X_o = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$L_o / b = 0,8 \longrightarrow L_o = 0,8 \cdot 7,5 = 6 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_o &= \text{Beban kolom ( P )} + \text{Beban pelat} + \text{Beban tanah diatas pondasi} \\ &= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,449 - 0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,567) \\ &= 5,4 + 6,3 + 1,1635 \\ &= 12,8635 \text{ t} / \text{m}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 1,567 ) + ( 0,25 \cdot 7,5 \cdot 1,544 ) + \\ &\quad ( 0,75 \cdot 7,5 \cdot 0,534 ) + ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,534 ) + ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 1,134 ) \\ &= 18,9789 \text{ t} / \text{m}' \end{aligned}$$

Syarat  $q = 18,9789 \text{ t} / \text{m}' > q_o = 12,8635 \text{ t} / \text{m}'$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan

Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned}\sigma_v(q,z) &= A \cdot b \cdot M(z/b) \cdot q \quad \text{dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1 \\ &= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,1 \cdot 18,9789 \\ &= 14,2342 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

2. Gaya geser pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned}S(q,z) &= I(z/b) \cdot q \cdot \Delta H \\ &= 0,32 \cdot 18,9789 \cdot 0,05 \\ &= 0,3037 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \sigma_v(q,z) + A_{strip} \cdot \gamma' \cdot (L_0 - X_0) \cdot (Z + D) \\ &= 14,2342 + 1 \cdot 1,134 \cdot (6 - 3,75) \cdot (3,051 + 0,499) \\ &= 23,292 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

4. Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned}T(z,n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,32 \cdot 0,05)] \cdot 12,8635 \cdot \left( \frac{18,9789}{12,8635} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,609 \cdot 12,8635 \cdot 0,4754 \\ &= 7,9774 \text{ t / m}'\end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 7,9774 t / m'

5. Tahanan gesek ( Tf )

$$T_f = 2 \cdot \mu \cdot A_{strip} [ M(z/b) \cdot b \cdot q_0 (q/q_0) + \gamma' \cdot (L_0 - X_0) \cdot (Z + D) ]$$

$$\mu = \alpha \tan 14^\circ = 0,249, \alpha \text{ untuk geotekstil dengan penjepit} = 1$$

$$= 0,268$$

$$T_f = 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot [0,1 \cdot 7,5 \cdot 12,8635 \cdot \left(\frac{18,9789}{12,8635}\right) + 1,134 \cdot (6 - 3,75) \cdot (3,051 + 0,499)]$$

$$= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot 23,292$$

$$= 11,5994 \text{ t / m}^2$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 14,2342 t / m<sup>2</sup>

#### IV.18. Perhitungan Dimensi Penjepit Geotekstil

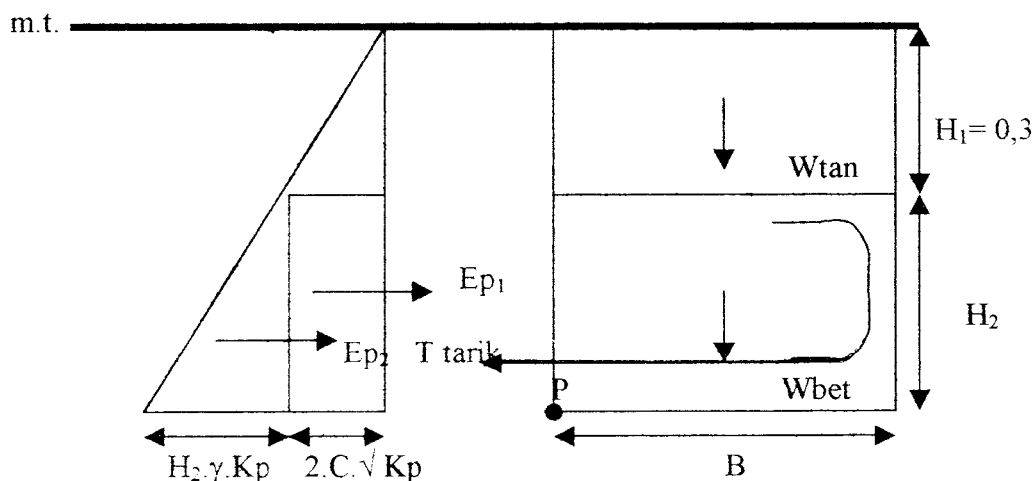
Pada bagian ini dibahas mengenai konstruksi pengikatan geotekstil yang berfungsi untuk menjaga agar geotekstil tidak bergeser / tertarik akibat pengaruh gaya tarik geotekstil karena distribusi beban pondasi rakit.

Penjepit dapat berupa gundukan tanah, pasangan batu kali, pasangan bata atau konstruksi beton. Pada tugas akhir ini kami menggunakan konstruksi beton untuk menjepit geotekstil dan sebagai contoh perhitungan diambil sistem perkuatan tanah dengan geotekstil pada lokasi B.II.

$$T \text{ tarik geotekstil} = 5,3284 \text{ t / m}^2$$

Dengan angka keamanan ( SF ) = 1,5 maka kuat tarik yang terjadi selebar bidang kontak antara lapisan geotekstil dan tanah adalah :

$$\begin{aligned} T \text{ tarik geotekstil} &= 1,5 \cdot 5,3284 \text{ t/m}^2 \\ &= 7,9926 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4.11 : Balok penjepit dan diagram tekanan tanah pasif

( Sumber : Ir. Taulu dkk, Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi )

Perhitungan dimensi konstruksi beton yang berfungsi sebagai pengikat geotekstil ditinjau untuk 1 m panjang adalah sebagai berikut :

$$\text{Dicoba } H_2 = 40 \text{ Cm} = 0,4 \text{ m}$$

Pengaruh berat balok penjepit dan tanah diatasnya.

$$\begin{aligned} W \text{ penjepit} &= \gamma_{\text{bet}} \cdot B \cdot H_1 \\ &= 2,4 \cdot B \cdot 0,4 = 0,96 \cdot B \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W \text{ tanah di atas balok penjepit} &= \gamma_{\text{tanah}} \cdot B \cdot H_2 \\ &= 1,584 \cdot B \cdot 0,3 = 0,4752 \cdot B \end{aligned}$$

Pengaruh tekanan tanah pasif

$$\text{Konstanta tekanan tanah (Kp)} = \text{Tg}^2 (45 + \phi/2)$$

$$Kp = \text{Tg}^2 (45 + 17^\circ/2)$$

$$Kp = 1,8263$$

$$Ep_1 = 2 \cdot H_2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}$$

$$Ep_1 = 2 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{1,8263}$$

$$Ep_1 = 1,0811 \text{ t}$$

$$Ep_2 = \frac{1}{2} \cdot H_2^2 \cdot \gamma_{\text{tanah}} \cdot Kp$$

$$Ep_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,4^2 \cdot 1,584 \cdot 1,8263$$

$$Ep_2 = 0,2314 \text{ t}$$

Dengan prinsip keseimbangan gaya maka  $\Sigma M$  di titik P = 0

$$E_p1 \cdot \frac{1}{2} \cdot H_2 + E_p2 \cdot \frac{1}{3} \cdot H_2 + W_{bet} \cdot \frac{1}{2} \cdot B + W_{tan} \cdot \frac{1}{2} \cdot B - T_{tarik} \cdot 0,05 = 0$$

$$1,0811 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,4 + 0,2314 \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,4 + 0,96 \cdot B \cdot \frac{1}{2} \cdot B + 0,4752 \cdot B \cdot \frac{1}{2} \cdot B + 7,9926 \cdot 0,05 = 0$$

$$0,7176 \cdot B^2 - 0,1525 = 0$$

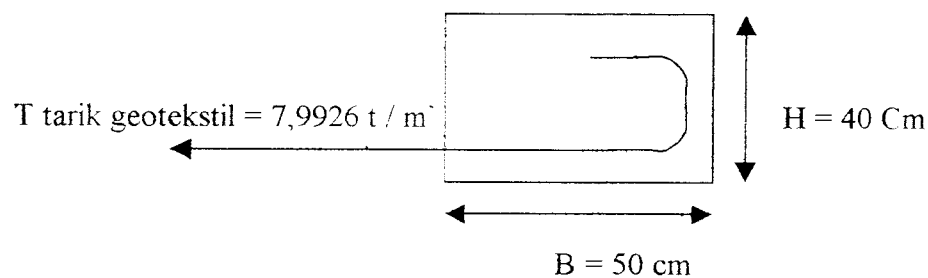
$$0,7176 \cdot B^2 = 0,1525$$

$$B^2 = 0,2125$$

$$B = 0,4601 \text{ m} \approx 0,5 \text{ m.}$$

Jadi dimensi balok penjepit geotekstil yang dipakai adalah B = 0,5 m dan H = 0,4 m

Maka konstruksi penjepit geotekstil dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 4.12. Balok penjepit geotekstil pada lokasi B.II.  
( Sumber : P.T. Geosinindo. Brosur – Brosur Penggunaan Geotekstil Merk Polyfelt, Biddim Dan Stablenka )



#### IV.19. Tabel – Tabel Hasil Perhitungan

Setelah perhitungan dilakukan maka hasil – hasil perhitungan tersebut dapat dilihat pada tabel – tabel sebagai berikut :

**Tabel 4.10 Distribusi Tegangan Dengan Metode Pembebanan Biasa**

Kedalaman dari muka tanah	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
1 m	2,625	2,633	2,488
2 m	3,411	3,428	3,428
3 m	3,945	3,972	3,944

**Tabel 4.11 Distribusi Tegangan Dengan Metode Pendekatan 2 : 1**

Kedalaman dari muka tanah	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
1 m	11,672	11,651	12,415
2 m	4,147	4,144	4,237
3 m	2,521	2,520	2,544

**Tabel 4.12 Distribusi Tegangan Dengan Metode Fadum**

Kedalaman dari muka tanah	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
3 m	1,4 69	1,4 69	1,378

**Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil**

Metode perhitungan	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
Metode Terzaghi	7,924	8,445	7,9
Metode Hansen	8,1406	8,76	8,374

**Tabel 4.14 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan Perkuatan Geotekstil**

Metode perhitungan	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
Giroud & Noiray (satu lapis geotekstil tanpa penjepit)	4,762	4,811	4,888
Binquet & Lee (1975) ( dua lapis geotekstil dgn penjepit )	15,1235	15,2521	15,7419

**Tabel 4.15 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan Dengan Perkuatan Geotekstil Untuk Z Tidak Tetap & Δ H Tetap Pada Lokasi B.I**

Metode perhitungan	Z <sub>1</sub> = 2,051 m (t/m <sup>2</sup> )	Z <sub>0</sub> = 2,551 m (t/m <sup>2</sup> )	Z <sub>2</sub> = 3,051 m (t/m <sup>2</sup> )
Binquet & Lee (1975) ( dua lapis geotekstil dgn penjepit )	13,2538	15,1235	14,2342

**Tabel 4.16 Hasil Perhitungan Mekanisme Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil Menggunakan Metode Binquet & Lee ( 1975 )**

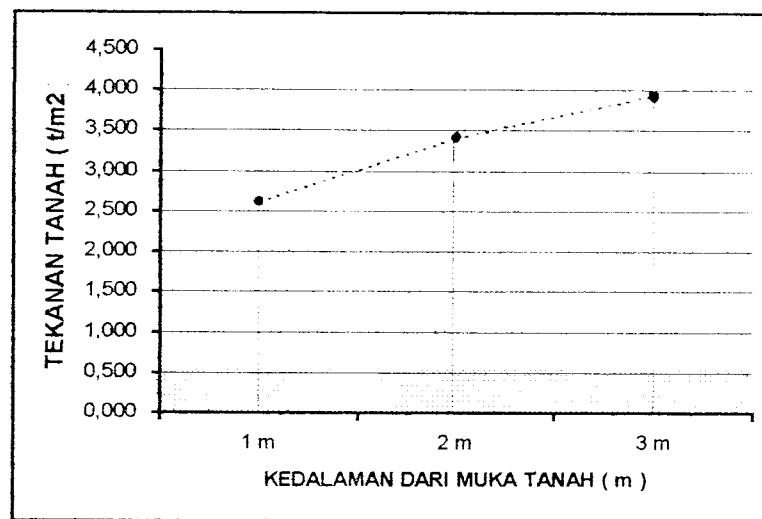
Hasil Perhitungan	Lokasi B.I	Lokasi B.II	Lokasi B.III
Daya dukung (t/m <sup>2</sup> )	15,1235	15,2521	15,7419
Gaya geser (t/m <sup>2</sup> )	0,252	0,2542	0,2624
Tegangan Normal (t/m <sup>2</sup> )	21,131	21,2596	19,3459
Gaya tarik lapisan geotekstil (t/m')	5,1418	5,3284	6,0419
Tahanan gesek (t/m <sup>2</sup> )	10,5232	11,3951	11,8506

**Tabel 4.17. Hasil Perhitungan Mekanisme Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil Menggunakan Metode Binquet dan Lee ( 1975 ) Untuk Kedudukan Lapisan Geotekstil Yang Berubah – Ubah Pada Lokasi B.I.**

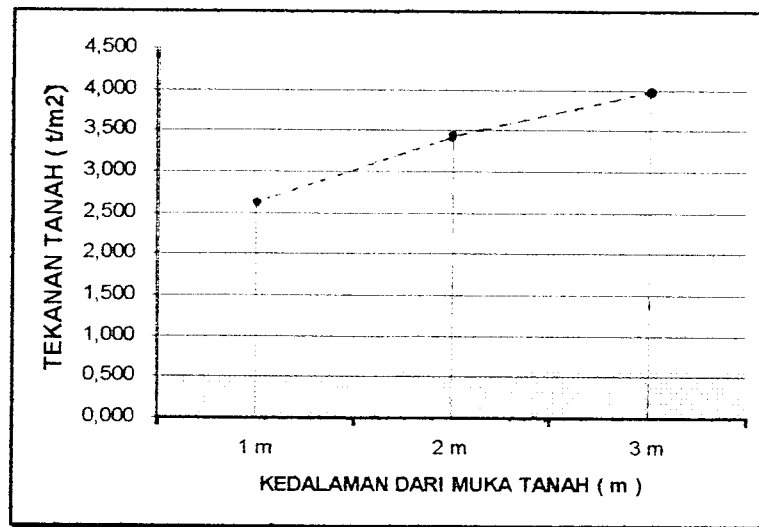
Hasil Perhitungan	Z <sub>1</sub> = 2,051 m	Z <sub>0</sub> = 2,551 m	Z <sub>2</sub> = 3,051 m
Daya dukung lapisan geotekstil (t/m <sup>2</sup> )	13,2538	15,1235	14,2342
Gaya geser (t/m <sup>2</sup> )	0,2209	0,252	0,3037
Tegangan Normal (t/m <sup>2</sup> )	18,26	21,131	23,292
Gaya tarik lapisan geotekstil (t/m')	2,4307	5,1418	7,9774
Tahanan gesek (t/m <sup>2</sup> )	9,1433	10,5232	11,5994

#### IV.20. Grafik – Grafik Hasil Perhitungan

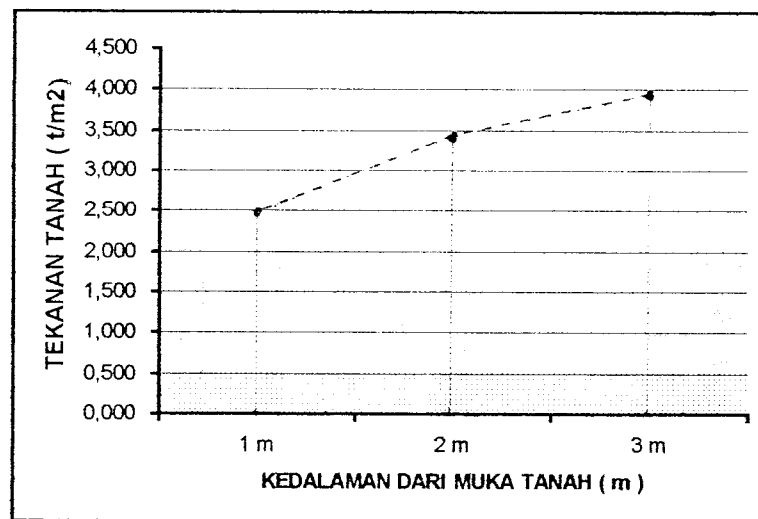
Hasil – hasil perhitungan yang telah dibuat dalam bentuk tabel – tabel seperti diatas dapat dideskripsikan menjadi grafik – grafik. Dengan tujuan melalui grafik – grafik tersebut dapat membantu dalam menganalisis hasil – hasil perhitungan yang telah dilakukan.



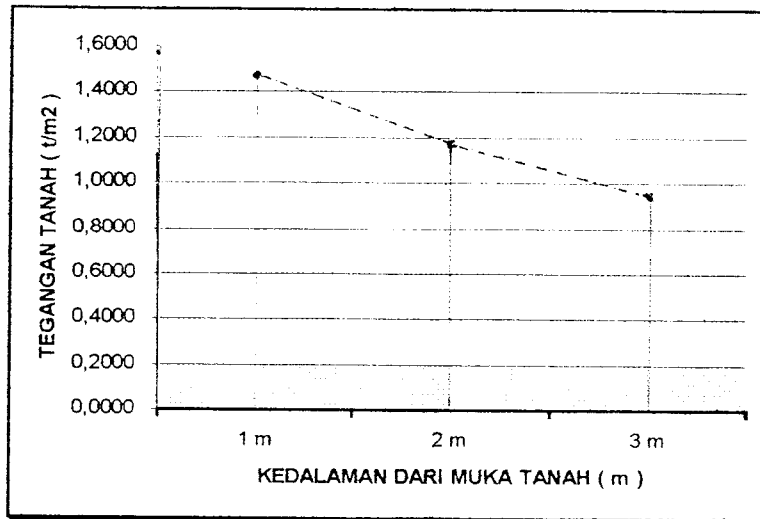
**Grafik 4.13. Hubungan Antara Tekanan dan Kedalaman Dengan Metode Pembebanan Biasa Pada Lokasi B.I**



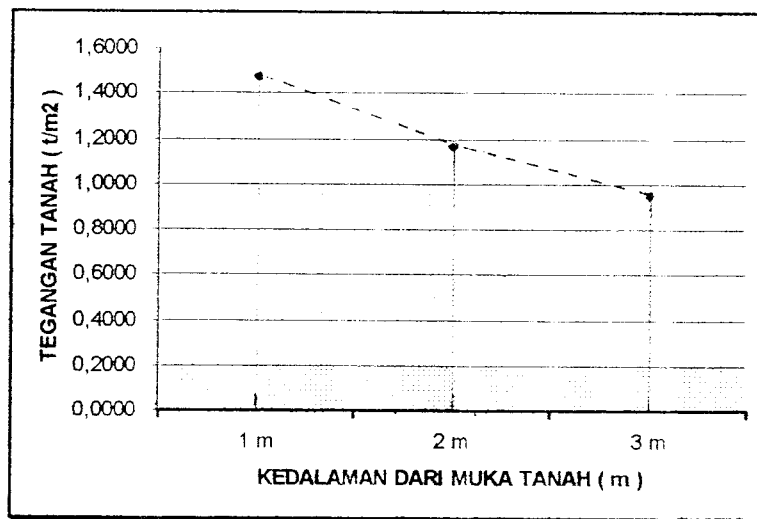
**Grafik 4.14. Hubungan Antara Tekanan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pembebanan Biasa Pada Lokasi B.II**



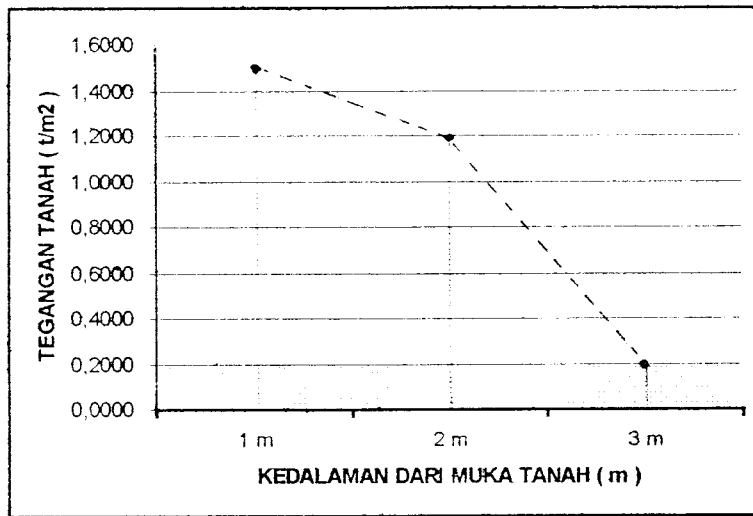
**Grafik 4.15. Hubungan Antara Tekanan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pembebanan Biasa Pada Lokasi B.III**



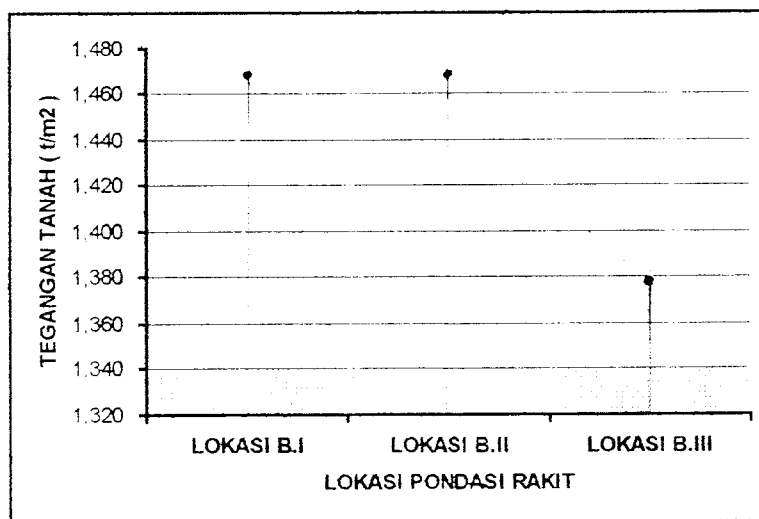
**Grafik 4.16. Hubungan Antara Tegangan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.I**



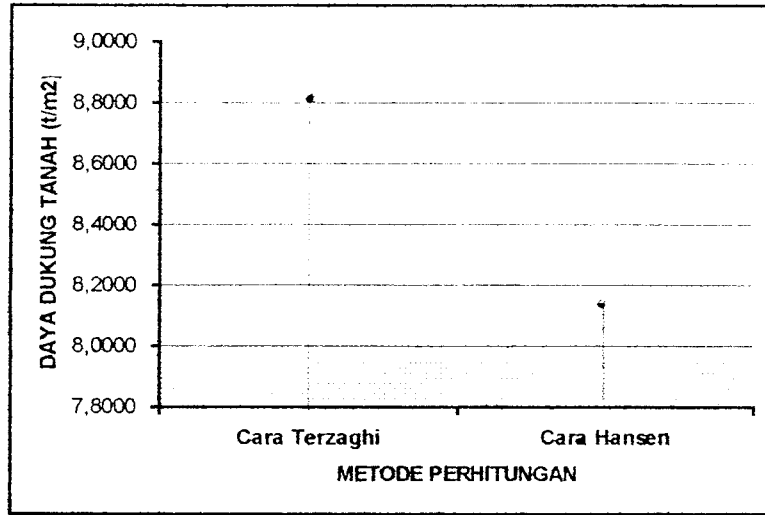
**Grafik 4.17. Hubungan Antara Tegangan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.II**



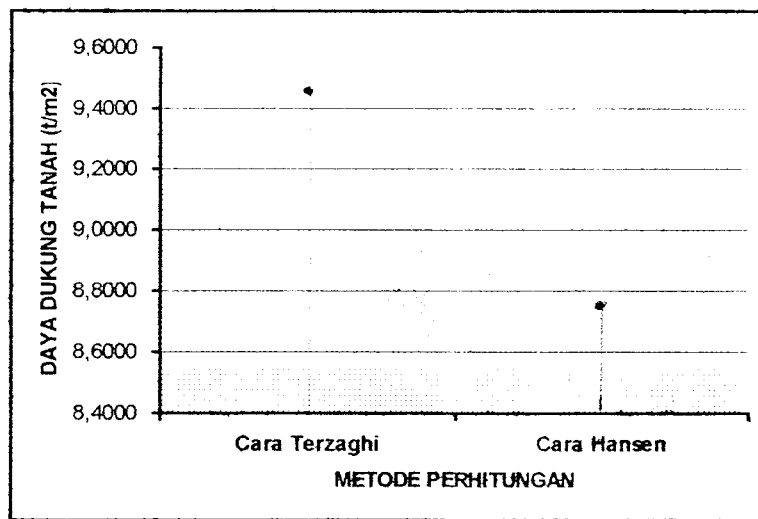
**Grafik 4.18. Hubungan Antara Tegangan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.III**



**Grafik 4.19. Hubungan Antara Tegangan Tanah Pada Kedalaman 3 m dan Lokasi Pondasi rakit Dengan Metode Fadum**

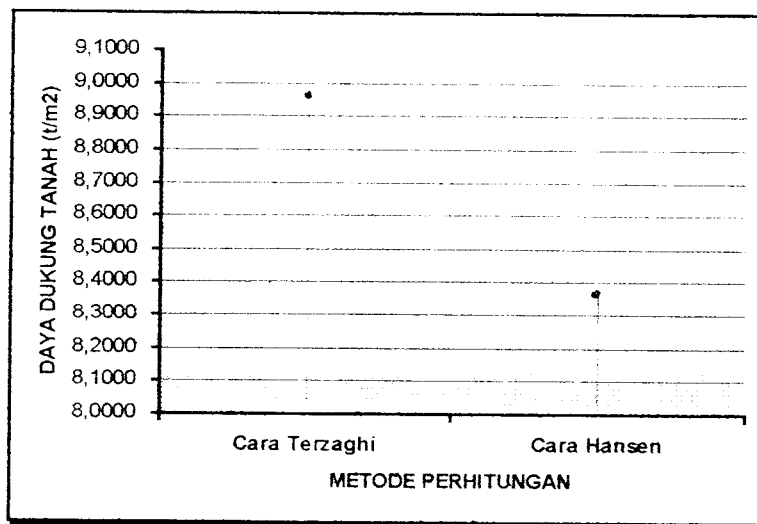


**Grafik 4.20. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.I**

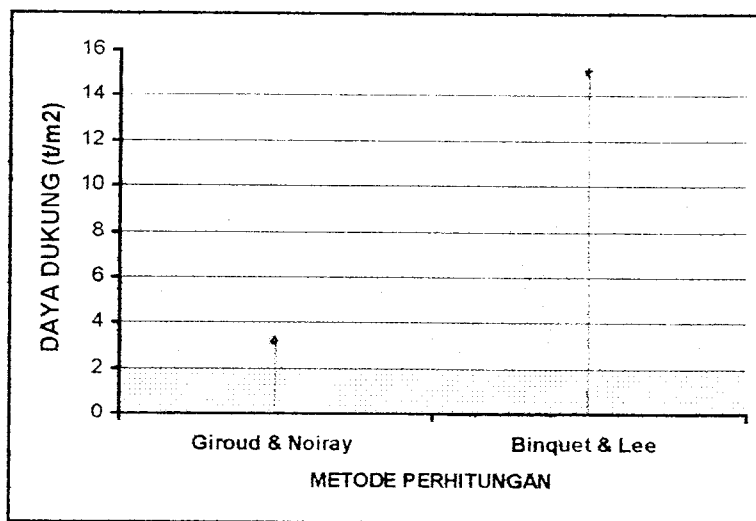


**Grafik 4.21. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.II**

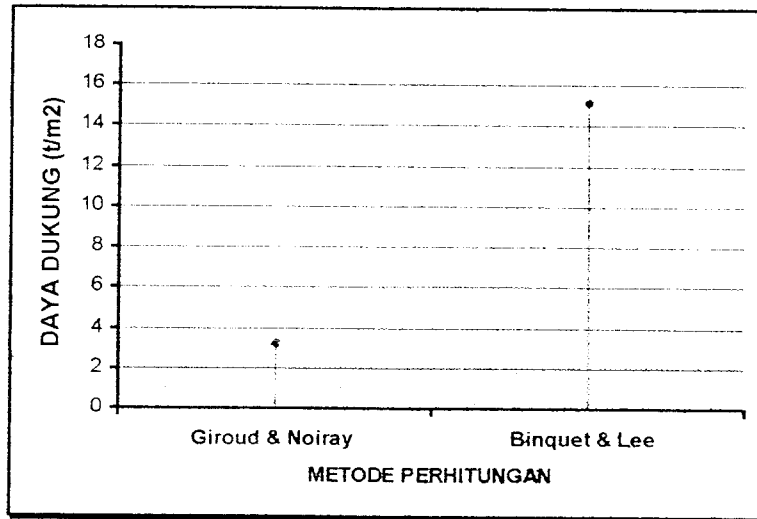




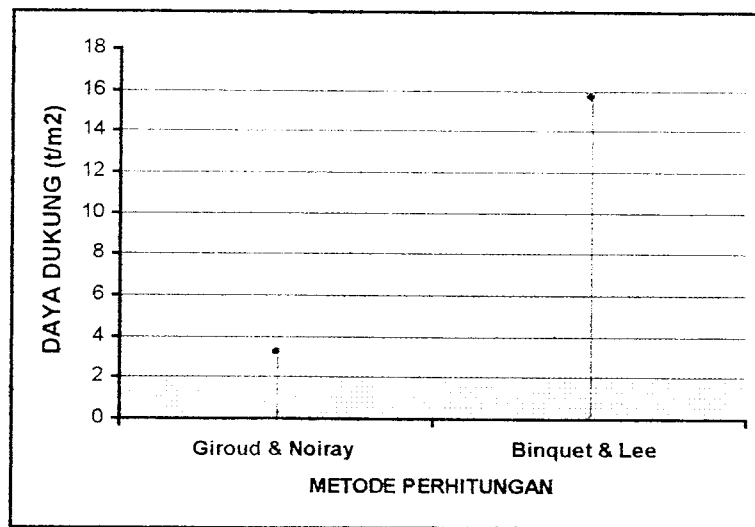
**Grafik 4.22. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.III**



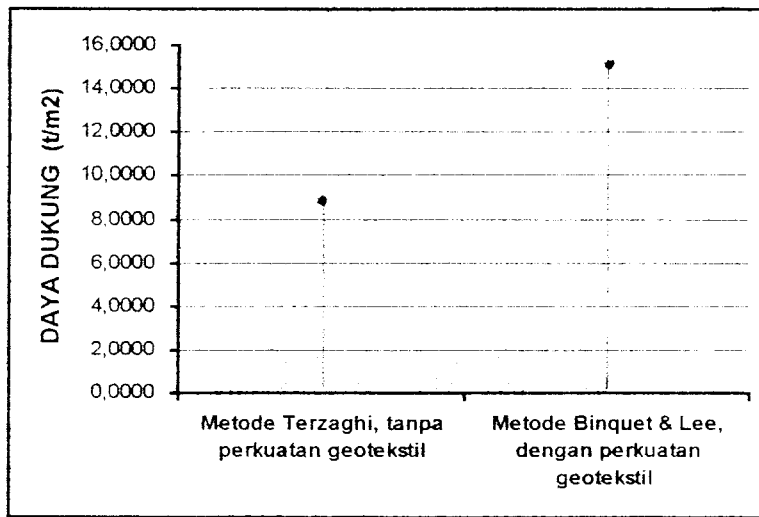
**Grafik 4.23. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.I**



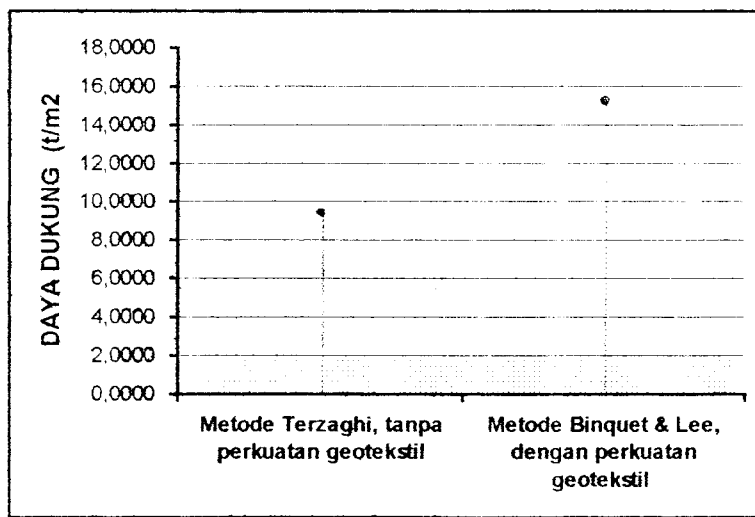
**Grafik 4.24. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.II**



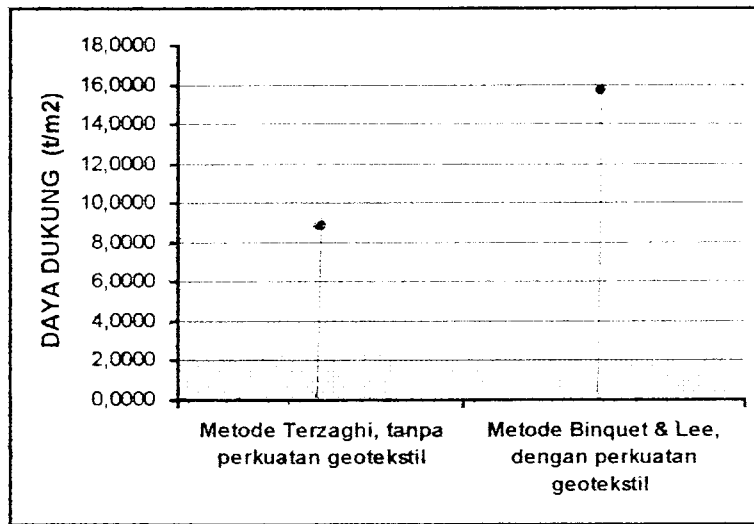
**Grafik 4.25. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.III**



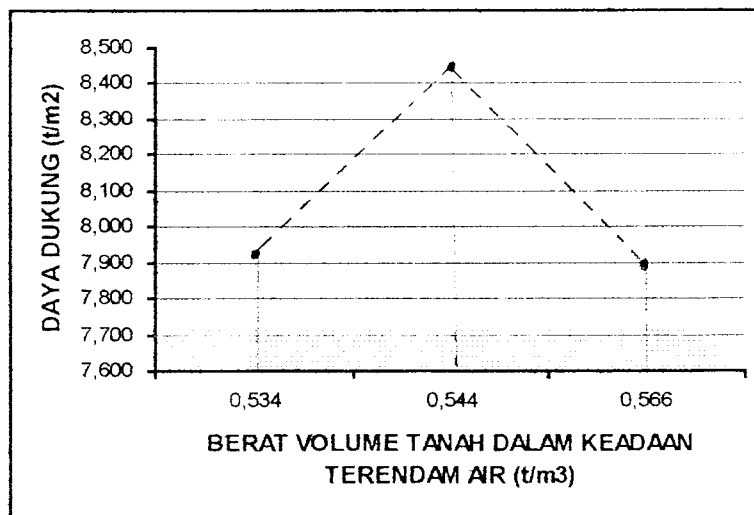
**Grafik 4.26. Perbandingan Daya Dukung Tanpa Perkuatan Geotekstil dan Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lokasi B.I**



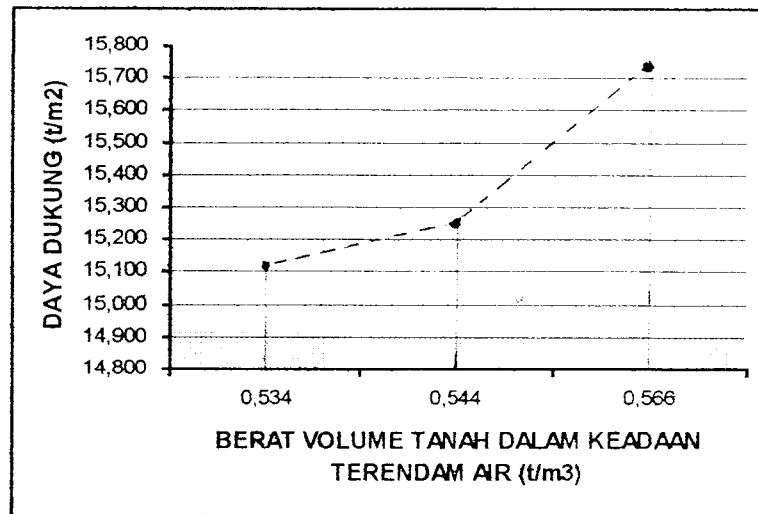
**Grafik 4.27. Perbandingan Daya Dukung Tanpa perkuatan Geotekstil dan Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lokasi B.II**



**Grafik 4.28. Perbandingan Daya Dukung Tanpa perkuatan Geotekstil dan Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lokasi B.III**



**Grafik 4.29. Hubungan Antara Daya Dukung Tanpa Perkuatan Geotekstil dan Berat Volume Tanah Dalam Keadaan Terendam Air Pada Lokasi B.III**



**Grafik 4.30. Hubungan Antara Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil dan Berat Volume Tanah Dalam Keadaan Terendam Air Pada Lokasi B.III**

## **BAB V**

### **PEMBAHASAN**

#### **V.1. Uraian**

Pada bab pembahasan ini merupakan analisis dari perhitungan yang telah dilakukan pada bab sebelumnya. Besarnya nilai daya dukung tanah dalam hubungannya dengan lokasi pondasi rakit, berat volume tanah dan kedalaman lapisan geotekstil telah dideskripsikan dalam bentuk tabel dan grafik. Perlu juga diketahui sesuai dengan batasan masalah, maka pembahasan ini ditujukan pada masalah analisis perkuatan daya dukung tanah lempung dengan geotekstil pada pondasi rakit.

#### **V.2. Analisis Perhitungan Pada Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil**

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dideskripsikan dalam bentuk grafik maka analisis daya dukung tanah tanpa perkuatan geotekstil adalah sebagai berikut :

##### **V.2.1. Analisis Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil**

Untuk daya dukung tanah tanpa perkuatan geotekstil telah dihitung dengan menggunakan dua metode yaitu metode Terzaghi dan metode Hansen. Dari hasil – hasil perhitungan yang diperoleh, menunjukkan adanya perbedaan daya dukung tanah yang dihitung dengan metode Terzaghi dan

metode Hansen. Nilai daya dukung tanah yang dihitung dengan metode Hansen selalu diatas nilai daya dukung yang dihitung dengan cara Terzaghi (Seperti diperlihatkan pada tabel 4.13. dan dideskripsikan pada grafik 4.20.).

Hal ini antara lain disebabkan karena perbedaan pandangan diantara kedua peneliti tersebut. Terzaghi menganggap daya dukung tanah dipengaruhi oleh beberapa komponen berikut :

- Nilai kohesi tanah (  $C$  )
- Besarnya pembebanan tanah (  $q$  )
- Lebar pondasi yang dipakai (  $B$  )
- Berat volume tanah (  $\gamma$  )

Ke-empat komponen tersebut dikalikan nilai konstanta (ditentukan berdasarkan bentuk pondasi) dan kapasitas daya dukung Terzaghi ( ditentukan berdasarkan nilai sudut gesek dalam ).

Hansen sebenarnya masih menggunakan keempat komponen tadi, hanya saja Hansen menyempurnakan perhitungan daya dukung Terzaghi dengan menambahkan faktor – faktor lain yang turut mempengaruhi nilai daya dukung antara lain :

- Faktor bentuk pondasi (  $d_c, d_q$  dan  $d_y$  )
- Faktor kedalaman pondasi (  $s_c, s_q$  dan  $s_y$  )
- Faktor kemiringan beban (  $i_c, i_q$  dan  $i_y$  )

Dapat disimpulkan nilai daya dukung Hansen lebih besar dari Terzaghi dikarenakan penyempurnaan yang dilakukan oleh Hansen dengan menambahkan ketiga faktor tadi.

### **V.2.2. Analisis Distribusi Beban Pada Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil**

Perhitungan distribusi beban pada tanah tanpa perkuatan geotekstil menggunakan 3 cara yaitu :

- Metode pembebanan biasa, yaitu dengan menganggap bahwa tanah terdiri atas lapisan – lapisan dimana lapisan tanah yang diatas merupakan beban tetap terbagi merata bagi lapisan tanah yang berada dibawahnya.
- Metode pendekatan 2 : 1, yaitu dengan menganggap bahwa pembebanan pada suatu lapisan tanah akan diteruskan kebawah dengan kondisi beban tetap terbagi merata, makin kebawah permukaan semakin luas dan pembebanan akan disebarkan dengan pendekatan 2 : 1.
- Metode Fadum dimana perhitungan dilaksanakan dengan membagi pondasi menjadi 4 bagian sama besar.

Dari hasil – hasil perhitungan yang dilakukan menunjukkan :

Distribusi pembebanan yang dihitung dengan metode pembebanan biasa semakin dalam maka nilainya akan semakin besar (Seperti diperlihatkan pada tabel 4.10 dan dideskripsikan pada tabel 4.13, 4.14. dan 4.15) Hal ini disebabkan karena pada setiap lapisan distribusi pembebanan ditambahkan dengan beban tanah pada lapisan tersebut dan dianggap merupakan beban



terbagi merata bagi lapisan dibawahnya, sehingga nilai distribusi pembebanannya semakin kebawah akan semakin besar.

Distribusi pembebanan yang dihitung dengan metode pendekatan 2 : 1 menunjukkan semakin dalam maka nilainya akan semakin kecil (Seperti diperlihatkan pada tabel 4.11 dan dideskripsikan pada tabel 4.16 ,4.17. dan 4.18.) Hal ini disebabkan tanah diasumsikan sebagai berikut :

- Tanah bersifat elastis, isotropis, homogen dan tidak berbobot
- Tanah membentang luas kearah horizontal dan vertikal

Distribusi hanya dihitung akibat pembebanan saja tanpa memperhitungkan berat tanah itu sendiri, maka distribusi beban dari atas ke bawah menjadi semakin kecil.

Pada distribusi pembebanan yang dihitung dengan cara Fadum peninjauan pada kedalaman 3 meter menunjukkan pada 3 lokasi yang ditinjau menunjukkan hasil – hasil yang berbeda. Dari grafik 4.19. dapat diketahui bahwa pada lokasi B.II distribusi tegangan yang terjadi paling besar dibandingkan dengan lokasi B.I dan B.III.

### **V.3.Analisis Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan Perkuatan Geotekstil**

Untuk perhitungan mekanisme perkuatan tanah dengan menggunakan geotekstil dipergunakan 2 cara :

- Metode perhitungan Giroud dan Noiray untuk perkuatan tanah dengan 1 lapis geotekstil tanpa konstruksi penjepit..

- Metode perhitungan Binquet & Lee ( 1975 ) untuk perkuatan tanah dengan 2 lapis geotekstil.dengan konstruksi penjepit.

Pada mekanisme perkuatan tanah dengan 1 lapis geotekstil tanpa penjepit. Berdasarkan hasil perhitungan menghasilkan daya dukung yang kecil ( Seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.14 dan dideskripsikan pada grafik 4.20.12 ) , misalnya pada lokasi B.II daya dukung yang dihasilkan 4,811 t/m<sup>2</sup>.

Untuk mekanisme perkuatan tanah dengan 2 lapis geotekstil dengan penjepit. Berdasarkan hasil perhitungan menghasilkan daya dukung yang cukup besar ( Seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.14 dan dideskripsikan pada grafik 4.20.12 ) , misalnya untuk lokasi B.II daya dukung yang dihasilkan 15,2521 t/m<sup>2</sup>. Dari dua mekanisme ini menunjukkan bahwa mekanisme perkuatan tanah dengan 2 lapis geotekstil dengan konstruksi penjepit yang menahan lapisan geotekstil pada sisi – sisinya lebih unggul, jika dibandingkan dengan 1 lapis geotekstil tanpa konstruksi penjepit. Dengan membandingkan ketiga lokasi dapat diketahui bahwa daya dukung paling besar terjadi pada lokasi B.III.

#### **V.4. Analisis Pengaruh Tarik pada lapisan geotekstil**

Pada bab landasan teori telah dijelaskan bahwa sebagai akibat timbulnya distribusi pembebanan pondasi rakit yang ditahan oleh lapisan geotekstil adalah timbulnya gaya tarik pada lapisan geotekstil

tersebut. Berdasarkan hasil perhitungan menunjukkan bahwa pada lokasi B.III gaya tarik yang dihasilkan paling besar (Seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.16). Jika kita bandingkan dengan analisa daya dukung sebelumnya menunjukkan bahwa semakin besar kemampuan daya dukung lapisan geotekstil maka semakin besar pula gaya tarik pada lapisan geotekstil yang terjadi. Sebagai akibatnya maka dimensi penjepit lapisan geotekstil menjadi semakin besar.

#### **V.5. Analisis Pengaruh Geser Pada Lapisan Geotekstil**

Berdasarkan hasil perhitungan maka pengaruh geser yang timbul akibat distribusi pembebanan pondasi rakit menunjukkan pengaruh yang tidak terlalu besar. Misalnya untuk lokasi B.II gaya geser yang terjadi  $0,2542 \text{ t/m}^2$  (Seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.16). Dari grafik ini pula dapat diketahui bahwa gaya geser yang terbesar terjadi pada lokasi B.III sebesar  $0,2624 \text{ t/m}^2$ , sehingga dari perhitungan yang dilakukan menunjukkan semakin besar daya dukung maka semakin besar pula geser yang ditimbulkannya.

#### **V.6. Analisis Pengaruh Tegangan Normal Pada Lapisan Geotekstil**

Dari hasil perhitungan pada lokasi B.III tegangan normal yang terjadi sebesar  $19,3459 \text{ t/m}^2$ , paling kecil jika dibandingkan dengan lokasi B.I dan B.II (Seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.16). Jadi pada lokasi B.III yang memiliki daya dukung paling besar justru tegangan normal yang terjadi paling kecil. Hal ini menunjukkan

kemampuan lapisan geotekstil dengan konstruksi penjepit memiliki kemampuan untuk mendistribusikan beban – beban ke arah horizontal sehingga tegangan normal yang terjadi menjadi kecil, sehingga kemampuan daya dukungnya menjadi lebih besar.

#### **V.7. Analisis Pengaruh Tahanan Gesek**

Jenis geotekstil yang digunakan pada perkuatan tanah ini adalah Woven geotekstil (geotekstil yang dianyam) sebagai pertimbangannya adalah woven geotekstil memiliki lapisan yang lebih kasar dibandingkan dengan non woven geotekstil. Karena lapisan permukaan yang lebih kasar maka tahanan gesek yang terjadi menjadi lebih besar. Berdasarkan hasil perhitungan ( Seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.16) menunjukkan bahwa pada lokasi B.III terjadi tahanan gesek yang paling besar yaitu  $11,8506 \text{ t/m}^2$ . Hal ini menunjukkan bahwa semakin besar daya dukung maka semakin besar pula tahanan geseknya.

#### **V.8. Analisis Daya Dukung Terhadap Kedudukan Lapisan Geotekstil**

Pada perhitungan yang telah dilakukan pada lokasi B.I dengan merubah nilai Z ( jarak lapisan geotekstil ke bidang alas pondasi ) maka dapat diketahui bahwa posisi awal lapisan geotekstil (  $Z_0$  ) menghasilkan daya dukung yang paling besar yaitu  $15,1235 \text{ t/m}^2$ . ( Seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.17)

**V.9. Analisis Daya Dukung Terhadap Berat Volume Tanah ( $\gamma$ )**

Berdasarkan hasil perhitungan menunjukkan bahwa semakin besar berat volume tanah maka semakin besar pula daya dukungnya (Seperti yang dideskripsikan pada grafik 4.29). Hal ini menunjukkan dengan bertambahnya berat volume maka jarak antar butiran – butiran tanah menjadi semakin rapat, dan ikatan antar butirannya menjadi semakin kuat. Dengan ikatan antar butiran yang makin kuat maka daya dukung tanah semakin besar.

## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### VI.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil – hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan maka kesimpulan – kesimpulan yang dapat diambil adalah sebagai berikut ini.

1. Nilai daya dukung tanah tanpa perkuatan geotekstil yang dihitung dengan metode Hansen memberikan hasil yang lebih baik jika dibandingkan dengan metode Terzaghi.
2. Untuk distribusi pembebanan tanpa perkuatan geotekstil menggunakan cara pembebanan biasa memberikan hasil yang lebih baik bila dibandingkan dengan metode pendekatan 2 : 1 dan cara Fadum.
3. Perkuatan tanah dengan menggunakan lapisan geotekstil memiliki kemampuan untuk meningkatkan daya dukung tanah lempung.
4. Untuk mekanisme perkuatan tanah dengan lapisan geotekstil, berdasarkan hasil perhitungan bahwa 2 lapis geotekstil dengan

konstruksi penjepit akan memberikan daya dukung yang lebih besar jika dibandingkan dengan 1 lapis geotekstil tanpa konstruksi penjepit.

5. Pada mekanisme perkuatan tanah dengan lapisan geotekstil, semakin besar daya dukung maka gaya tarik pada lapisan geotekstil juga akan semakin besar.
6. Pengaruh geser pada lapisan geotekstil tidak terlalu besar, namun dapat disimpulkan bahwa semakin besar daya dukung lapisan geotekstil semakin besar pula gaya geser yang terjadi.
7. Lapisan geotekstil yang dijepit mampu menghasilkan tegangan normal yang kecil hal ini memberikan keuntungan semakin besarnya daya dukung yang diperoleh. Tegangan normal yang terjadi pada lapisan geotekstil didistribusikan menjadi gaya tarik dan gesekan, sehingga tegangan normal yang terjadi menjadi kecil.
8. Untuk memberikan hasil yang efisien maka kedalaman pondasi ( $D_f$ ) dihitung dengan menggunakan prinsip gaya apung. Dengan tujuan agar tekanan akibat beban yang terjadi dengan besar tekanan akibat tanah yang dipindahkan menjadi sama besar.

## **VI.2. Saran - Saran**

Beberapa hal yang perlu dipertimbangkan dalam menganalisa daya dukung pondasi rakit yang diperkuat dengan lapisan geotekstil adalah sebagai berikut :

1. Data tanah yang dipergunakan sangat berpengaruh pada hasil yang diperoleh. Oleh karena itu disarankan menggunakan data tanah yang lengkap dan teliti. Selain itu untuk kepentingan perbandingan hasil perhitungan sebaiknya digunakan data tanah yang memiliki titik lubang bore (Bore Hole / BH) lebih dari satu dan tanah dibagi menjadi lapisan – lapisan dimana satu lapisan dan lapisan yang lain memiliki parameter – parameter tanah yang berbeda.
2. Karena pondasi rakit dibangun diatas tanah yang memiliki daya dukung rendah, maka sebaiknya kedalaman pondasi ( $D_f$ ) dibuat seefisien mungkin dengan menggunakan metoda apung. Sehingga diharapkan tekanan akibat beban dan tekanan akibat tanah yang dipindahkan sama besar.
3. Pondasi rakit dipergunakan untuk pembebanan tidak terlalu besar, untuk beban yang lebih besar disarankan untuk menggunakan pondasi dalam seperti tiang pancang.
4. Pada saat penggelaran geotekstil diusahakan serata mungkin sehingga permukaan geotekstil menjadi seragam kedalamannya. Untuk mengantisipasi pengaruh air tanah pada saat penggelaran sebelumnya diusahakan air tanah dapat diturunkan misalnya dengan menggunakan pompa, sehingga tidak mengganggu selama pekerjaan penggelaran geotekstil tersebut.



5. Tanah yang berada diatas lapisan geotekstil dianjurkan untuk dipadatkan dengan tujuan agar distribusi tegangan menjadi lebih seragam sehingga diharapkan tegangan yang diterima lapisan geotekstil sedapat mungkin seragam.
6. Berdasarkan perhitungan – perhitungan yang telah dilakukan maka kami memberikan rekomendasi sebagai berikut :
  - a) Jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi rakit (raft foundation) dengan dimensi 7,5 m x 7,5 m dan formasi kolom seperti perhitungan yang telah dilakukan.
  - b) Jenis geotekstil yang dipergunakan adalah Woven geotekstil ( geotekstil yang danyam ) dengan spesifikasi :
    - Geotekstil Merk STABILENKA tipe 150/45.
    - Produksi Akzo Nobel Belanda.
    - Ukuran per roll 5 m x 300 m dengan diameter roll 0,5 m.
    - Kemampuan menahan tarik = 150 kN/m'
    - Digunakan 2 lapis geotekstil.
  - c) Pondasi rakit dibangun pada lokasi B.II dengan :
    - Kedalaman pondasi (Df) = 0,448 m  $\approx$  0,5 m
    - Letak lapisan geotekstil (Z) = 2,552 m  $\approx$  2,6 m
  - d) Penjepit menggunakan konstruksi beton ukuran 0,5m x 0,4m. Penjepit ini dapat juga berupa pasangan batu kali dan timbunan tanah

7. Disarankan untuk menggunakan tenaga kerja yang terampil khususnya pada waktu memotong dan menjahit geotekstil karena sangat menentukan kualitas sambungan geotekstil.

## DAFTAR PUSTAKA

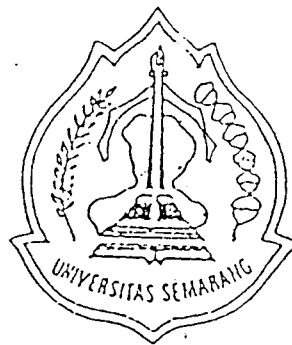
1. Bowles, J.E.( 1989 ) : “Analisa Dan Desain Pondasi Jilid I”, Erlangga, Jakarta
2. Bowles, J.E. ( 1987 ) : “Physical And Geotechnical Properties Of Soil”, Mc Grand Hill Book Company, New York.
3. Braja, M. Das ( 1988 ) : “Mekanika Tanah Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis”, Erlangga ,Jakarta.
4. Ciria ( 1996 ) : “Reinforcement With Geotextile”.
5. Craig, R. F. ( 1989 ) : “Mekanika Tanah”, Erlangga, Jakarta.
6. Collin JFP Jones ( 1992 ) : “Earth Reinforcement And Soil Structures”
7. Dosen – Dosen Pada Seminar Teknik Sipil di Universitas Gunadarma ( 1997 ) : “Rekayasa Fundasi II Fundasi Dangkal dan Fundasi Dalam”, Universitas Gunadarma, Jakarta
8. Hardiyatmo, Hary Christady ( 1992 ) : “Teknik Pondasi Jilid I”, Gramedia, Jakarta.
9. Ir. Taulu dkk ( 1984 ) : “Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi”, PT Dainippon Gita Karya Printing.
10. Koerner Robert M, Phd, P.E. ( 1988 ) : “Construction And Geotechnical Methods In Foundation Engineering”, Mc Graw – Hill Book Company, New York.
11. National Institute ( 1995 ) : “Geosynthetic Design & Construction Guidelines”, U.S. Department Of Transportation.

12. P.T. Geosinindo ( 1998 ) : “Brosur – Brosur Penggunaan Geotekstil Merk Polyfelt, Biddim Dan Stabilenka”.
13. Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thonburn ( 1996 ) : “Teknik Pondasi Edisi Kedua”, Gadjah Mada University, Yogyakarta.
14. S. Duun, L, R. Anderson, F,W. Kiefer ( 1992 ) : “Dasar – Dasar Analisis Geoteknik Jilid I”, IKIP Semarang Press, Semarang.
15. Wesley L.D. ( 1985 ) : “Mekanika Tanah” , Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.

# LAMPIRAN

# L A P O R A N

HASIL PENYELIDIKAN TANAH  
DI RENCANA KAMPUS-UNIVERSITAS SEMARANG  
JL. ARTERI - TLOGOSARI  
SEMARANG



1996

---

DIKERJAKAN OLEH :

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS SEMARANG  
JL. ADMODIRONO NO. 11—SEMARANG

# L A P O R A N .

## HASIL PENYELIDIKAN TANAH DI RENCANA KAMPUS : UNIVERSITAS SEMARANG JL. ARTERI TLOGOSARI - SEMARANG

---

### I. PENDAHULUAN :

Penyelidikan tanah yang dilaksanakan di lokasi Rencana Kampus Universitas Semarang Jl. Arteri Tlogosari - Semarang berupa boring sebanyak :3(tiga) titik dengan kedalaman masing- masing :-5.00 meter dan sonder sebanyak :3(tiga) titik. Alat bor yang digunakan di lapangan adalah alat bor tangan (HAND BOR) type AUGER sedangkan untuk sonder digunakan sonder sedang type DUTCH CONE PENETROMETER dengan biconus yang berkapasitas :2.50 ton. Dari hasil boring dapat diketahui jenis lapisan tanahnya dan ketinggian muka air tanah sedangkan dari sonder dapat diketahui nilai conus resistance, local friction dan total friction untuk tiap- tiap kedalaman. Baik untuk boring dan sonder hasilnya terlampir. Sample's hasil boring di test di laboratorium untuk menentukan sifat physis dan sifat mekanis. Dari sample's tersebut hasilnya dapat diperiksa pada buku laporan ini.

### II. HASIL BORING :

Dari ke:3(tiga) titik bor hasilnya hampir sama. Dari permukaan sampai kedalaman kurang lebih :-3.00 meter ter lapisan tanahnya berupa lempung yang tidak begitu padat. Semakin kedalam hingga kedalaman :-5.00 meter - lapisan tanahnya berupa pasir berbutir halus mengandung lumpur (Silty Sand). Lapisan pasir tersebut juga tidak begitu padat. Hal ini terlihat dari hasil Direct Shear Test dimana besarnya :Cohession (c) dan sudut geser dalam ( $\phi$ ) tidak begitu besar.

### III. HASIL SONDER :

Dari hasil sonder terlihat bahwa rata-rata nilai conus resistancinya dari permukaan hingga kedalaman : -3.00 meter berkisar antara : 10- 15 kg/Cm<sup>2</sup>. Semakin kedalaman hingga kedalaman : -5.00 meter nilai conus resistancinya terjadi peningkatan namun peningkatannya tidak seberapa. Hingga mata conus mencapai kedalaman : -20.00 meter belum terdapat nilai conus > 200 kg/Cm<sup>2</sup> ini berarti bahwa sampai kedalaman : -20.00 meter belum terdapat lapisan tanah yang keras/cadas.

### IV. PERHITUNGAN DAYA DUKUNG TANAH (SAFE BEARING CAPACITY).

Karena nantinya akan dibangun bangunan yang berat (Bertingkat) dan lapisan tanah yang keras letaknya agak dalam maka disarankan untuk memilih jenis pondasi sumuran (Round- Footing).

Kedalaman pondasi : -3.00 meter

- |                                   |                              |
|-----------------------------------|------------------------------|
| a. Round- Footing, diameter dasar | : 1.50 meter                 |
| Besarnya Safe Bearing Capacity    | : 1.093 kg/Cm <sup>2</sup> . |
| b. Round- Footing, diameter dasar | : 2.00 meter                 |
| Besarnya Safe Bearing Capacity    | : 1.104 kg/Cm <sup>2</sup> . |
| c. Round- Footing, diameter dasar | : 2.50 meter                 |
| Besarnya Safe Bearing Capacity    | : 1.113 kg/Cm <sup>2</sup> . |

#### CATATAN :

1. Pada perhitungan diatas sudah termasuk factor of safety sebesar : 2.50
2. Perhitungan kedalamannya diperhitungkan terhadap permukaan tanah setempat/ tanah asli.

V. . . .



V. PENDAPAT DAN SARAN :

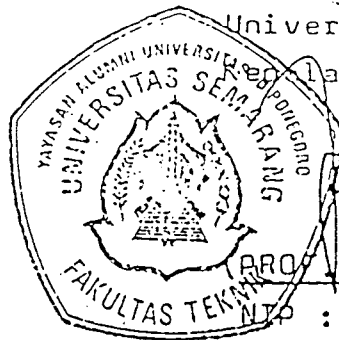
Untuk bangunan yang diletakkan diatas tanah timbunan mi-  
sal : Lantai bangunan, maka tanah timbunan tersebut hen-  
daknya dipadatkan lapis demi lapis sehingga diharapkan -  
tidak terjadi penurunan dikemudian hari.

Semarang, 14 Mei 1996

Laboratorium Mekanika Tanah

Fakultas Teknik

Universitas Semarang.



PROF. DR. IR. JOETATA HADIHARAJA)

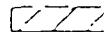
NTD : 130 237 471

PEMERINTAH KOTAMADYA DAERAH  
TINGKAT II SEMARANG

LEGENDA

Gambar, Simbol, dan

Rad Jarak



Tanah Yang Dibebaskan

Garis Sempadan Jalan

Garis Sempadan Bangunan

KELURAHAN

Tlogosari Kulon.

JALAN

Arteri Tlogosari.

Pertumbuhan Agd. No

591.1/1958/95

Surat No.

R.1248

Luas Tanah

sesuai planning

6875

Luas Bangunan Maks.

3438

Kawasan

Perdagangan & Jasa

Peruntukan Tanah

No. Urut

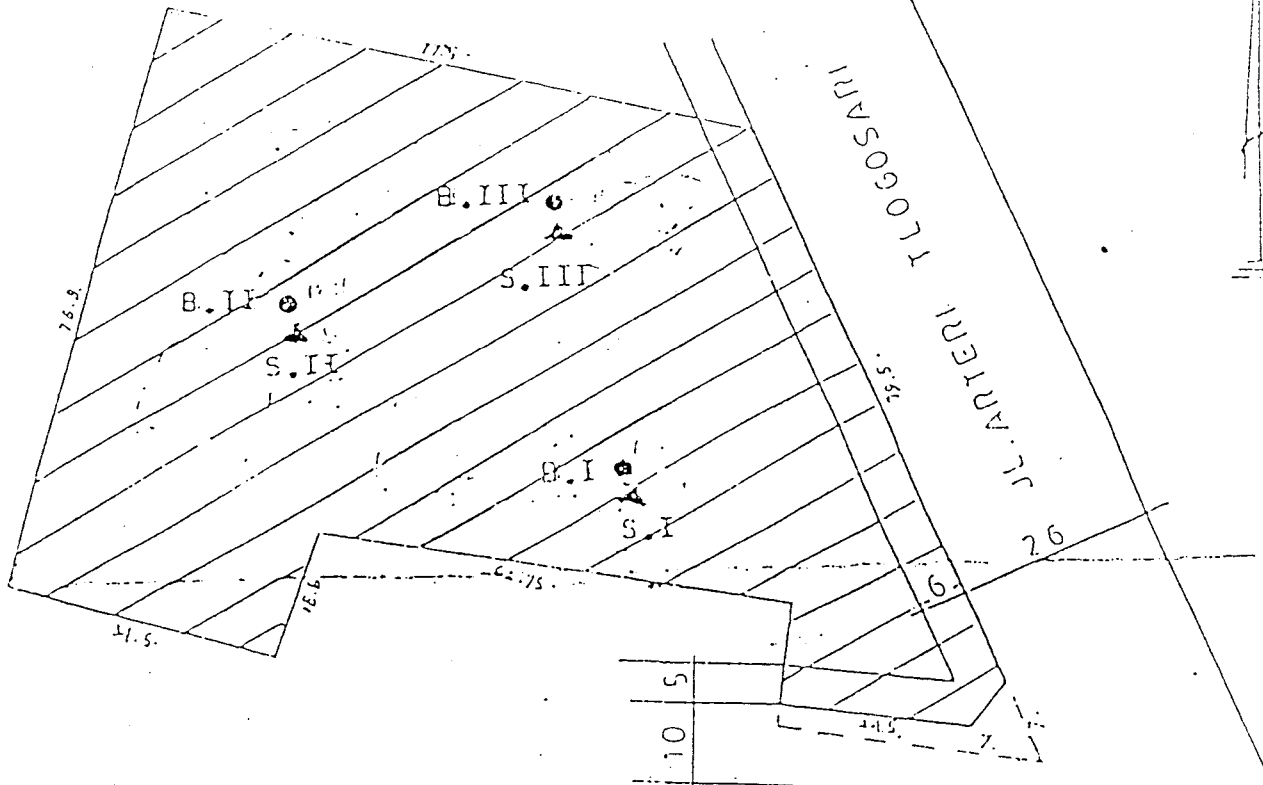
GP/1248/95/90

GAMBAR SITUASI 1 : 1000

(Tidak merupakan suatu hak atas tanah)

Peta

Kuda



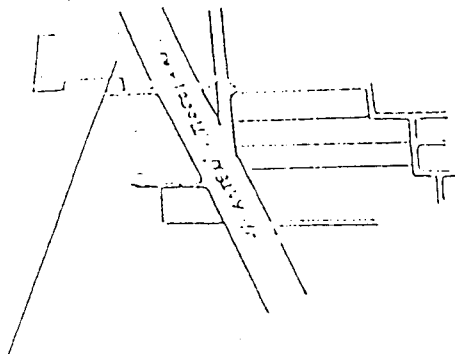
Dikeluarkan tgl...1.7.OCT..1995

Berlaku s/d tgl....1.7.OCT..2000

DILENGKAPI

K.R.K.

Peta Lokasi Skala 1 : 10 000



DINAS TATA KOTA  
KODYA DATI II SEMARANG

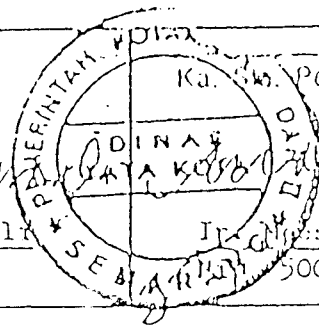
Kepala Dinas  
Ymt

Ka. Sk. Perencanaan Kota

*(Signature)*

Ir. Moestain Ali  
Nip. 500055705

Ir. Moestain Ali  
500055705



Project :Kampus Baru U.S.M

Sounding No: S.I

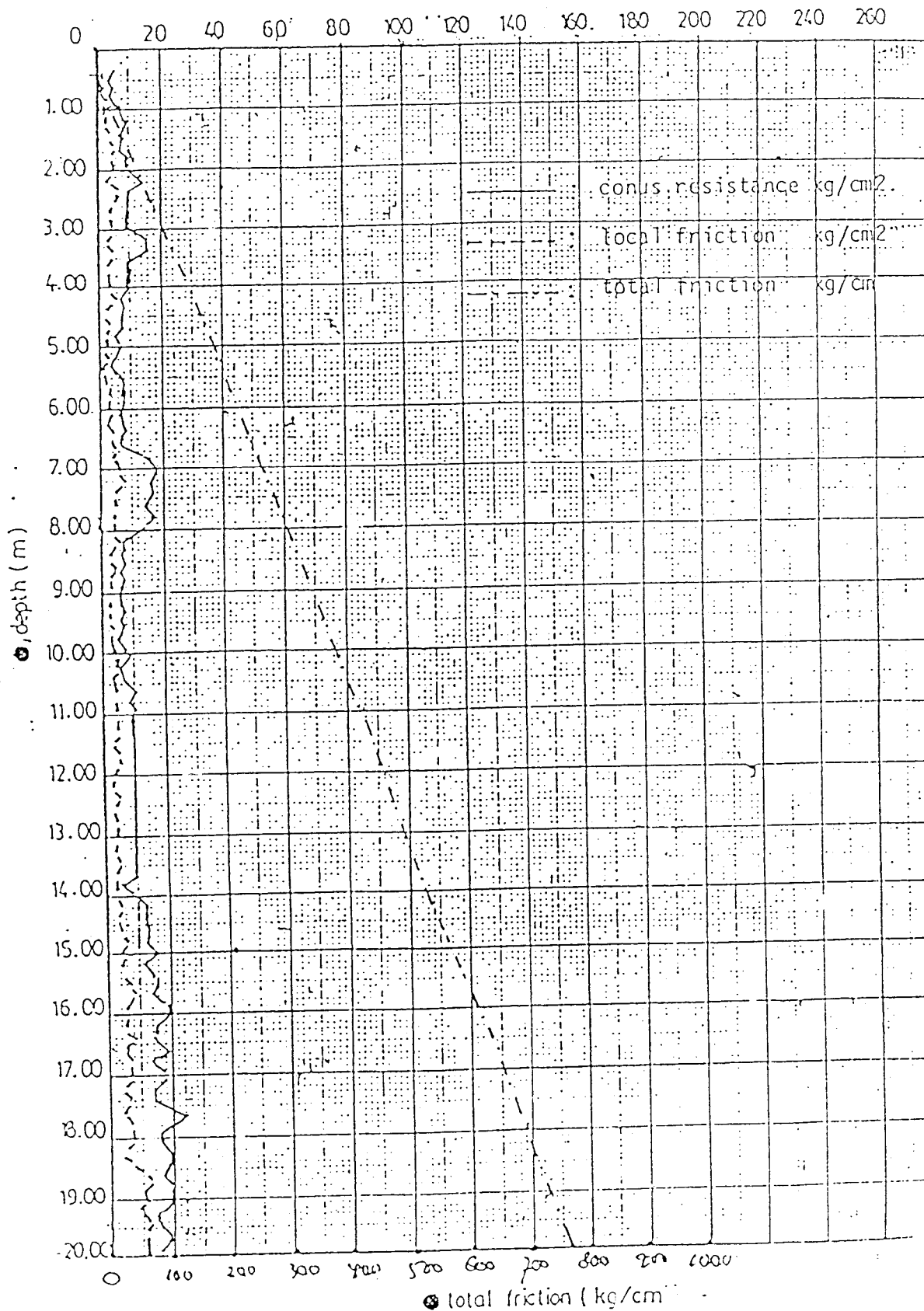
Location: Jl. Arteri Tlogosari Smg.

Date: 2/V/1996

Checked by: WJ

### GRAPH OF SOUNDING

● conus resistance and local friction (kg/cm<sup>2</sup>.)



elevation :

m

water level :

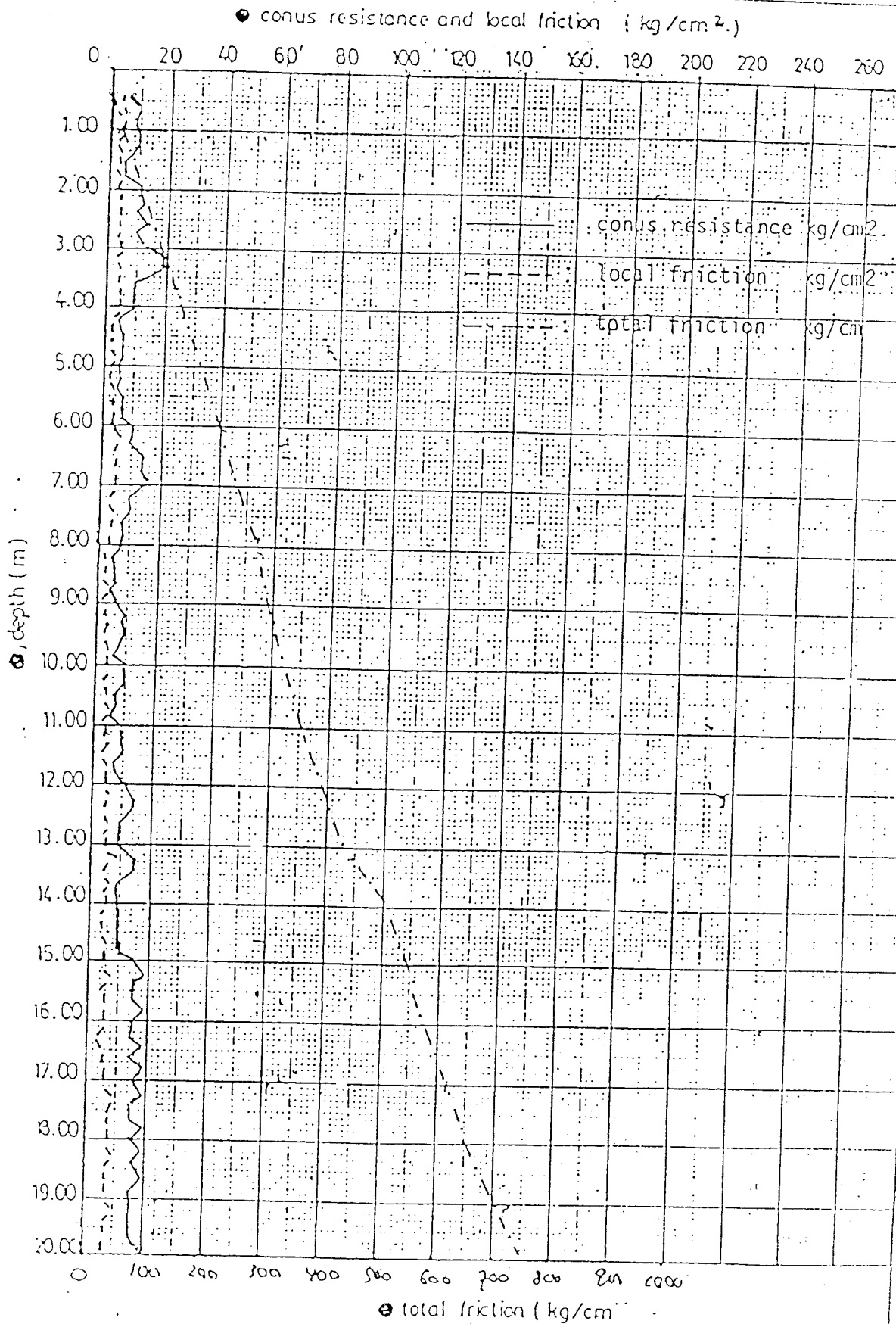
m

Location: Jl. Arteri Tlogosari Smg.

Date: 2/V/1996

Checked by: WBS

### GRAPH OF SOUNDING



elevation : .m.

water level : .m.

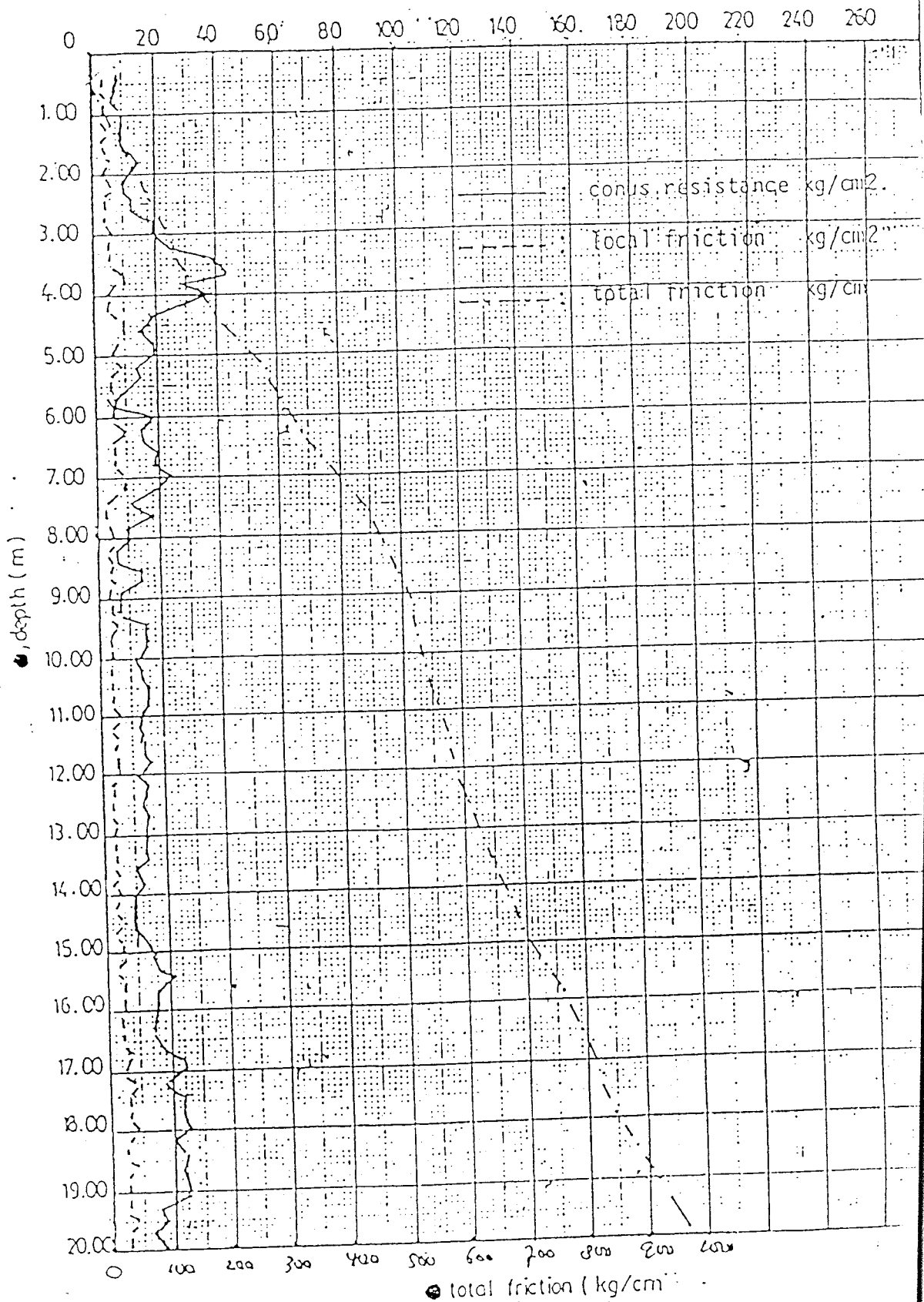
Location: Jl. Arteri Plojosari Smg.

Date: 2/V/1996

Checked by: WD

### GRAPH OF SOUNDING

● conus resistance and local friction (kg/cm<sup>2</sup>.)



elevation :

.m.

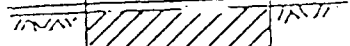

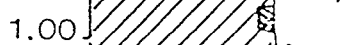

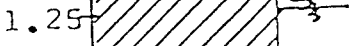

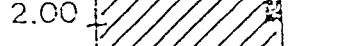

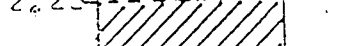

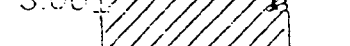

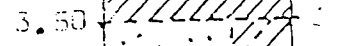

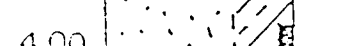

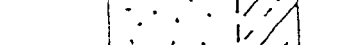

water level :

.m.

# Soil Profile

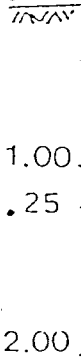





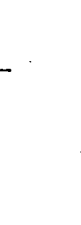

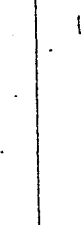

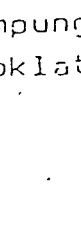

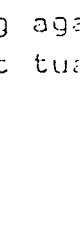





Project : Kampus Baru  
 Universitas Semarang  
 Location : Jl. Arteri Tlogosari Semarang  
 Sample code : B.I

Date : 2/V/1996

Depth(m)	Log	Gwl	Remarks.
± 0.00			
1.00			Lempung agak padat (Coklat tua).
1.25			
2.00			
2.25			
3.00			Lempung lunak (Coklat muda).
3.50			
4.00			Pasir halus mengandung lumpur (Kelabu tua).
5.00			



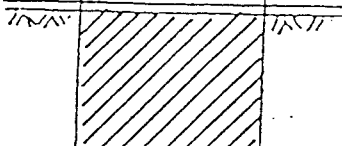

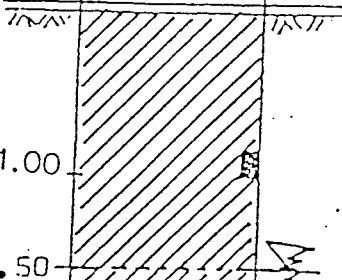

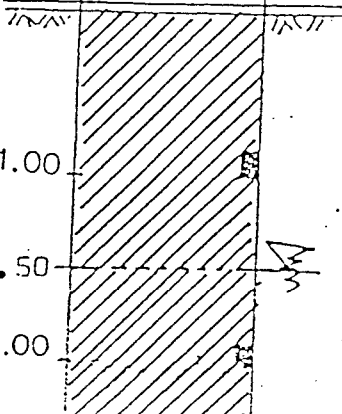

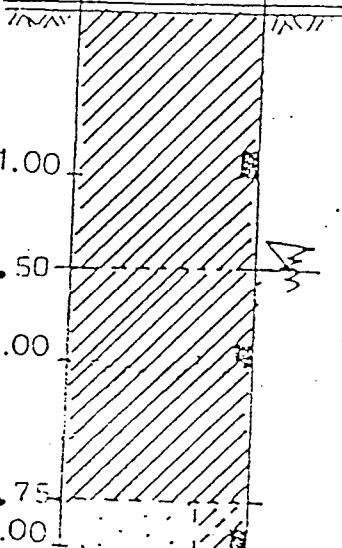

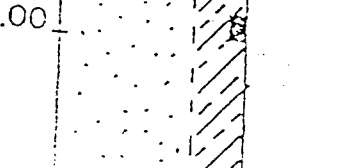

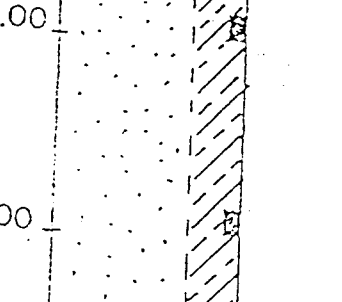

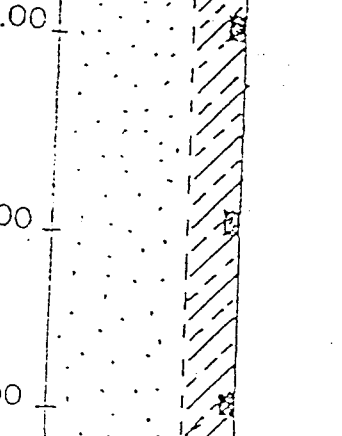
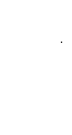
# Soil Profile

Project : Kampus Baru  
 Universitas Semarang  
 Location : Jl. Arteri Tlogosari Semarang  
 Sample code : B.II Date : 2/4/1996

Depth(m)	Log	Gwl	Remarks.
+ 0.00			
1.00			Lempung agak padat (Coklat tua).
1.25			
2.00			Lempung lunak (Coklat muda).
2.25			
3.00			Pasir halus mengandung lumpur (Kelabu tua).
3.25			
4.00			
5.00			

# Soil Profile

Project : Kampus Baru  
 Universitas Semarang  
 Location : Jl. Arteri Tlogosari Semarang  
 Sample code : 8.III  
 Date : 2/V/1996

Depth(m)	Log	Gwl	Remarks.
± 0.00			
1.00			Lempung agak padat (Coklat tua).
1.50			
2.00			Lempung lunak (Coklat kelabu)
2.75			
3.00			Pasir halus mengandung lumpur (Kelabu tua).
4.00			
5.00			



## PHYSICAL PROPERTIES

Soor number : B.I  
 Project : Di Rencana  
 Kampus U.S.M  
 Location : Jl.Arteri Tlogosari Semarang

Date of test : 3/V/1996  
 Tested by : Is

1. Depth ( m )	1.00	2.00	3.00	4.00	5.
2. Spasific gravity ( Gs ).	2.070	2.045	2.147	2.352	2.
3. Cont. Number	7	26	21	5	10
4. Wt. of wet soil + cont. gr.	44.72	50.60	46.05	70.24	78.
5. Wt. of dry soil + cont. gr.	36.71	40.35	36.35	56.00	59.
6. Wt. of cont. gr.	17.97	18.19	18.21	18.49	18.
7. Wt. of water gr.	8.01	10.25	9.70	14.24	18.
8. Wt. of dry soll gr.	18.74	22.16	18.14	37.51	41.
9. Water content %	42.74	46.25	53.47	37.96	49.
10. Volume of void Vv. cm <sup>3</sup>	8.01	10.15	9.70	14.24	18.
11. Volume of solid Vs. cm <sup>3</sup>	9.05	10.84	8.44	15.94	17.
12. Total of volume cm <sup>3</sup>	17.06	20.99	18.14	30.18	36.
13. Wat. density gr/cm <sup>3</sup>	1.567	1.544	1.534	1.714	1.
14. Dry dansity gr/cm <sup>3</sup> .	1.098	1.055	0.999	1.242	1.
15. Vold ratio e.	0.885	0.945	1.149	0.912	1.
16. Porosity n. %	46.95	48.36	53.47	47.18	51.

# PHYSICAL PROPERTIES

Boor number : 0.II Date of test : 3/V/1  
 Project : Di Rencana Tested by : Is  
           : Kampus U.S.M  
 Location : Jl.Arteri Tlogosari Semarang

1. Depth ( m )	1.00	2.00	3.00	4.00
2. Spasific gravity ( Gs )	2.069	2.044	2.148	2.316
3. Cont. Number	1	4	3	6
4. Wt. of wet soil + cont. gr .	49.89	54.56	48.04	69.65
5. Wt. of dry soil + cont. gr.	40.78	43.40	37.37	55.05
6. Wt. of cont. gr.	18.11	18.19	18.20	18.25
7. Wt. of water gr.	9.11	11.16	10.17	14.60
8. Wt. of dry soil gr.	22.67	25.21	19.67	36.80
9. Water content %	40.17	44.26	51.69	39.67
10. Volume of void Vv. cm <sup>3</sup>	9.11	11.16	10.17	14.60
11. Volume of solid Vs. cm <sup>3</sup>	10.95	12.33	9.15	15.88
12. Total of volume cm <sup>3</sup>	20.06	23.49	19.32	30.48
13. Wet. density gr/cm <sup>3</sup>	1.584	1.548	1.544	1.696
14. Dry dandity gr/cm <sup>3</sup> .	1.130	1.073	1.018	1.207
15. Void ratio e.	0.832	0.905	1.111	0.919
16. Porosity n. %	45.41	47.50	52.64	47.90

# PHYSICAL PROPERTIES

Boor number : U.III  
 Project : Di Rencana Kampus U.S.M  
 Location : Jl.Arteri Tlogosari Semarang  
 Date of test : 3/V/1996  
 Tested by : Is.

1. Depth (m)	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00
2. Spasific gravity (Gs)	2.129	2.024	2.138	2.329	2.368
3. Cont. Number	9	13	16	15	22
4. Wt. of wet soil + cont. gr.	57.00	51.22	63.39	59.00	74.20
5. Wt. of dry soil + cont. gr.	45.19	40.08	48.91	44.94	57.65
6. Wt. of cont. gr.	18.33	18.20	18.30	18.20	18.00
7. Wt. of water gr.	11.81	11.14	14.48	14.16	16.55
8. Wt. of dry soil gr.	26.86	21.88	30.61	26.74	39.55
9. Water content %	43.96	50.91	47.30	52.95	41.85
10. Volume of void Vv. cm <sup>3</sup>	11.81	11.14	14.48	14.16	16.55
11. Volume of solid Vs. cm <sup>3</sup>	12.61	10.81	14.31	11.48	16.70
12. Total of volume cm <sup>3</sup> .	24.42	21.95	28.79	25.64	33.25
13. Wat. density gr/cm <sup>3</sup>	1.174	1.504	1.966	1.595	1.687
14. Dry density gr/cm <sup>3</sup> .	0.815	0.996	1.063	1.043	1.189
15. Void ratio e.	0.936	1.031	1.011	1.233	0.991
16. Porosity n. %	48.36	50.75	50.29	55.22	49.77

# DIRECT SHEAR TEST

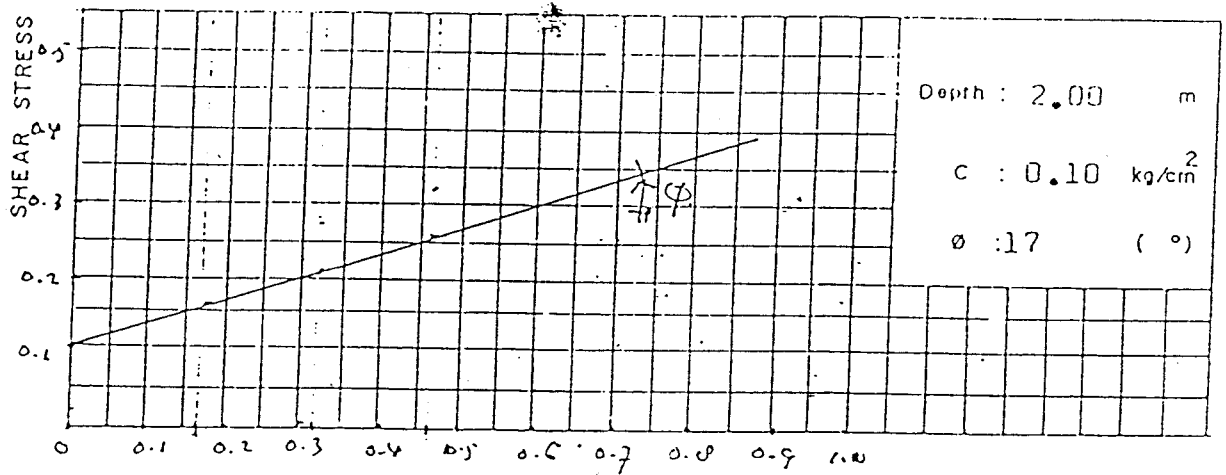
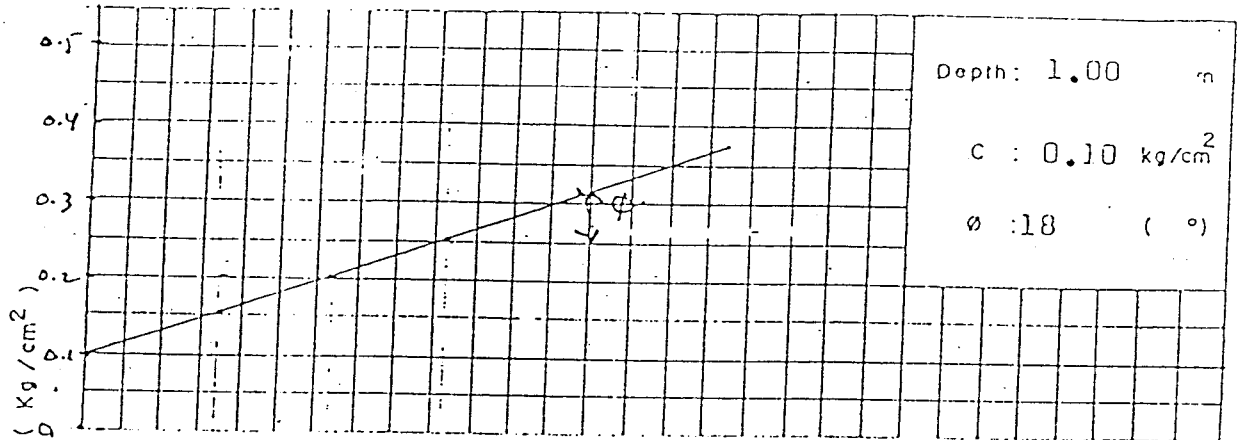
Boring no : B.I

Date of test : 3/V/1996

Project : Rencana Kampus  
Garu U.S.M

Tested by : Is

Location : Jl. Arteri Tlogosari  
Semarang



NORMAL STRESS ( Kg/cm<sup>2</sup> )

Test No :	1			2		
Normal Stress      kg/cm <sup>2</sup>	0.169	0.314	0.459	0.169	0.314	0.459
Shear Stress        kg/cm <sup>2</sup>	0.150	0.200	0.250	0.150	0.200	0.250

# DIRECT SHEAR TEST

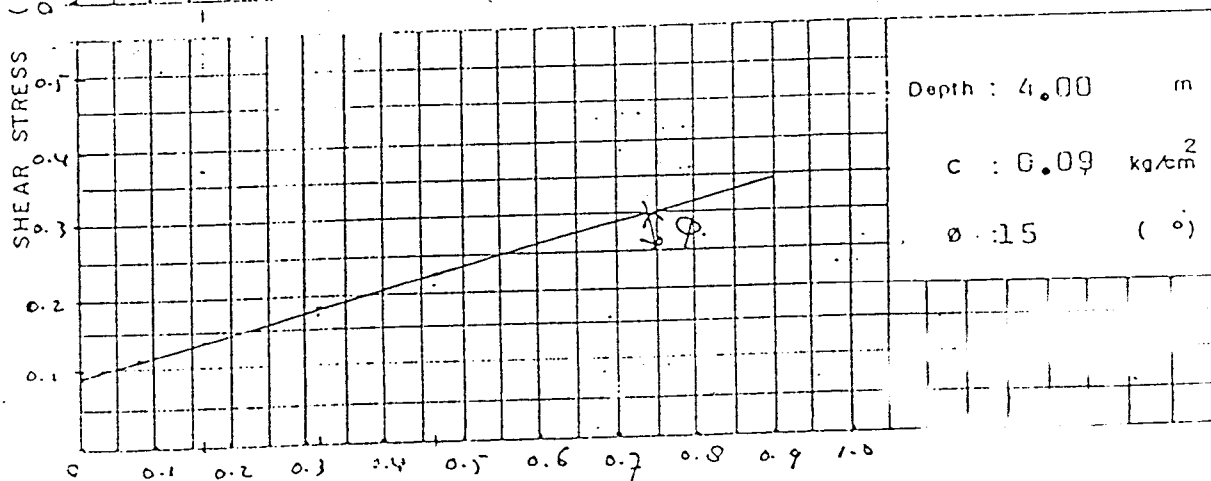
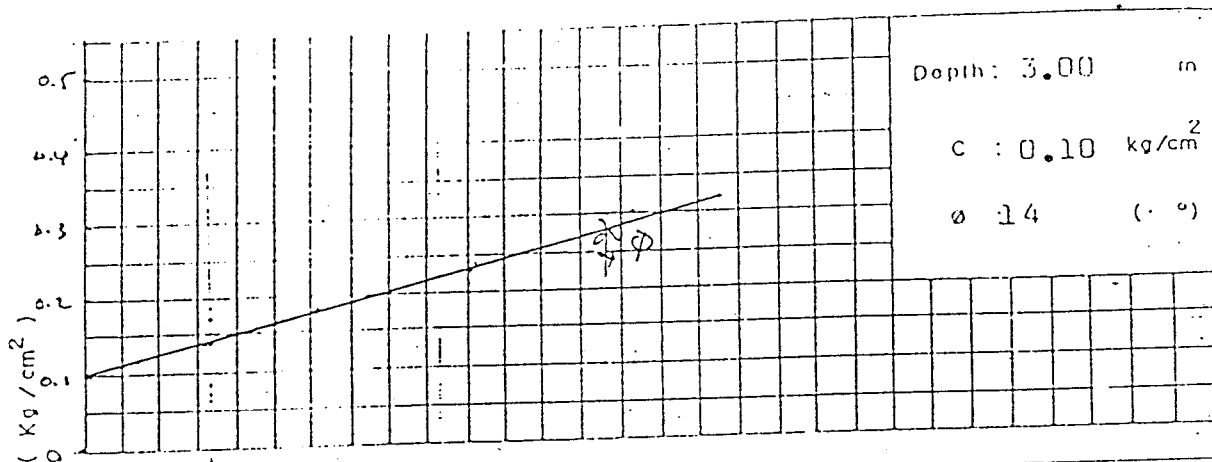
Boring no : B.1

Date of test : 3/V/1996

Project : Rencana Kampus Baru  
U.S.P

Tested by : Is

Location : Jl. Arteri Tlogosari Semarang



NORMAL STRESS ( Kg / cm² )

Test No :	3			4			
Normal Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.169	0.314	0.459	0.169	0.314	0.459
Shear Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.140	0.175	0.220	0.140	0.175	0.220

# DIRECT SHEAR TEST

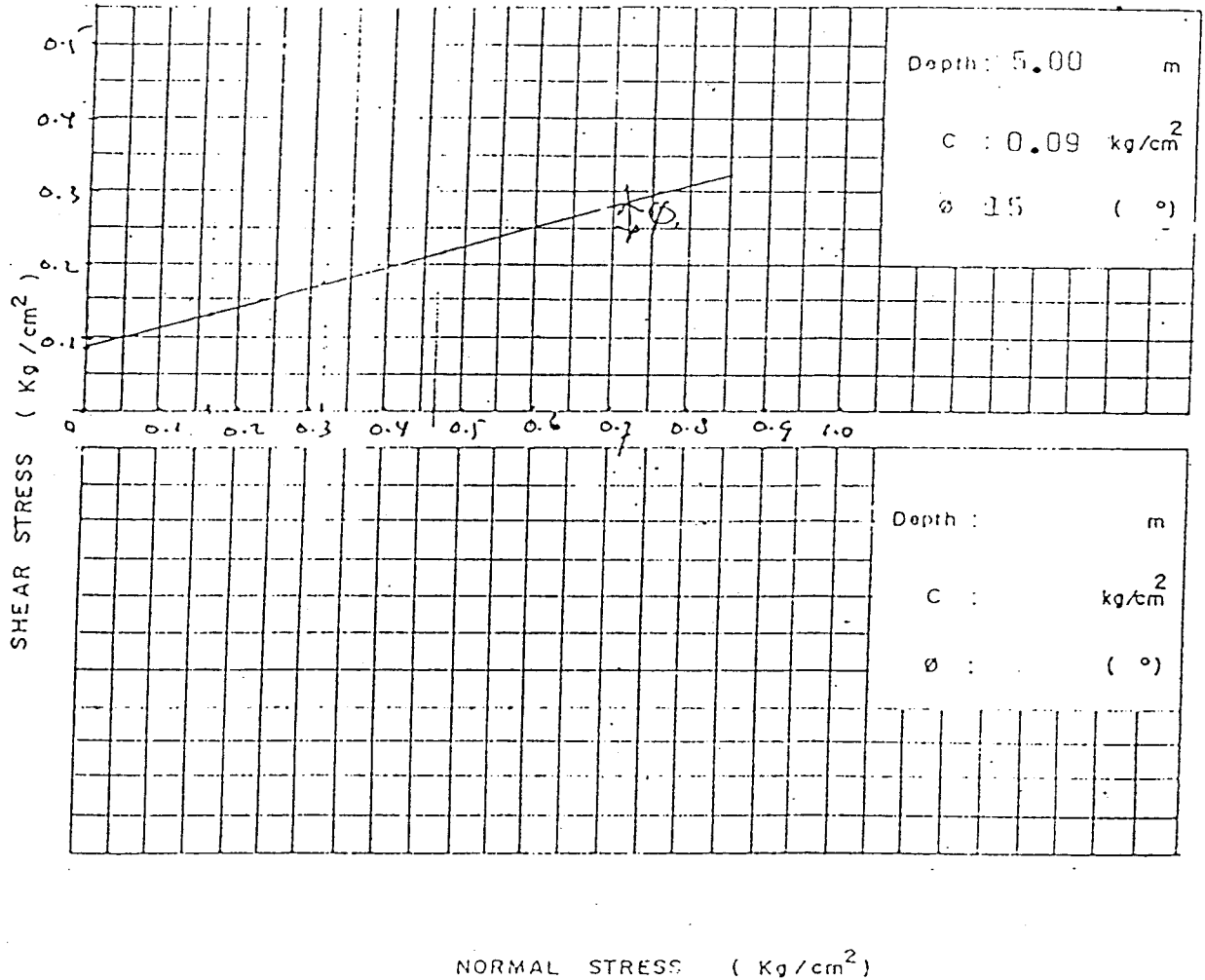
Boring no : B.I

Date of test : 3/V/1996

Project : Reklamasi Kampus Baru  
U.S.M

Tested by : Is

Location : Jl. Arteri Hoqosari Semarang.



Test No :	5					
Normal Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.169	0.314	0.459		
Shear Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.130	0.170	0.210		

# DIRECT SHEAR TEST

Boring no : B.11

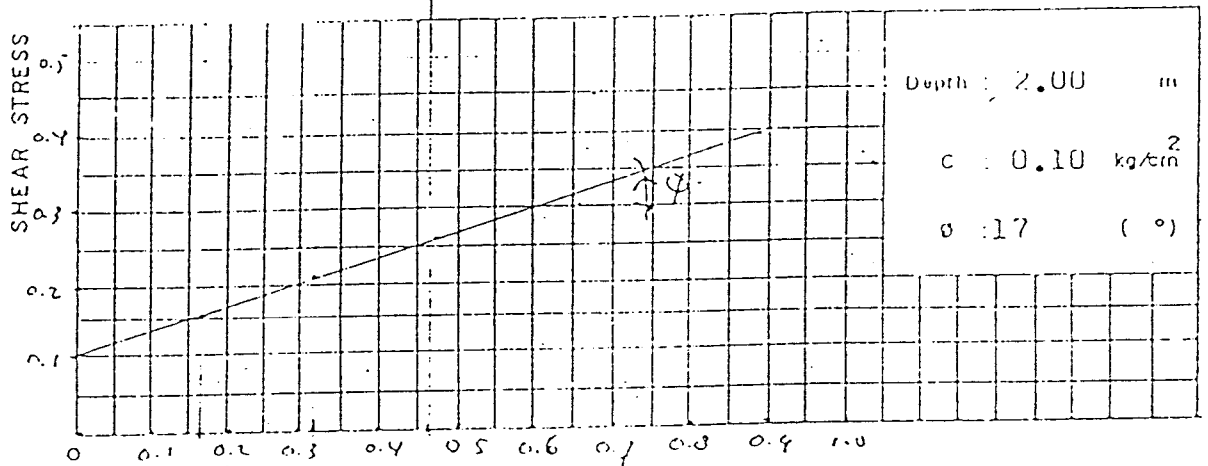
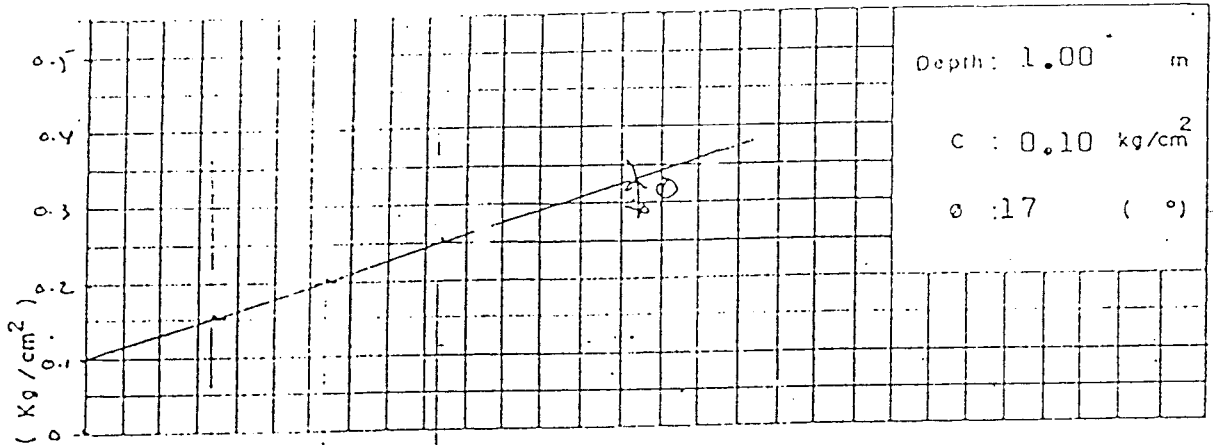
Date of test : 3/V/1996

Project : Rencana Kampus Baru

Tested by : IS

U.S.A

Location : Jl. Arteri Tlogosari Semarang



NORMAL STRESS ( Kg/cm<sup>2</sup> )

Test No :	1			2		
Normal Stress      kg/cm <sup>2</sup>	0.169	0.314	0.459	0.169	0.314	0.459
Shear Stress        kg/cm <sup>2</sup>	0.150	0.200	0.250	0.150	0.200	0.250

# DIRECT SHEAR TEST

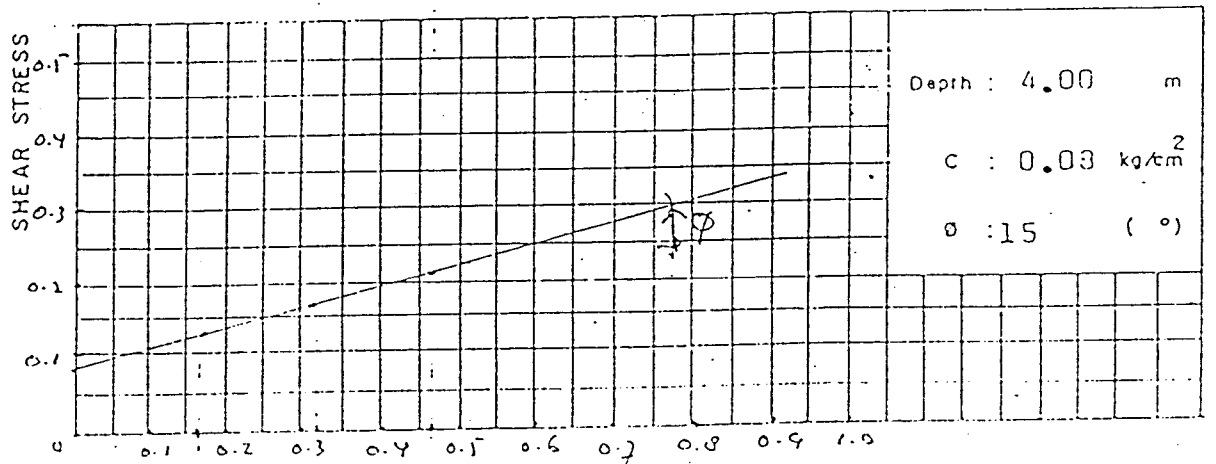
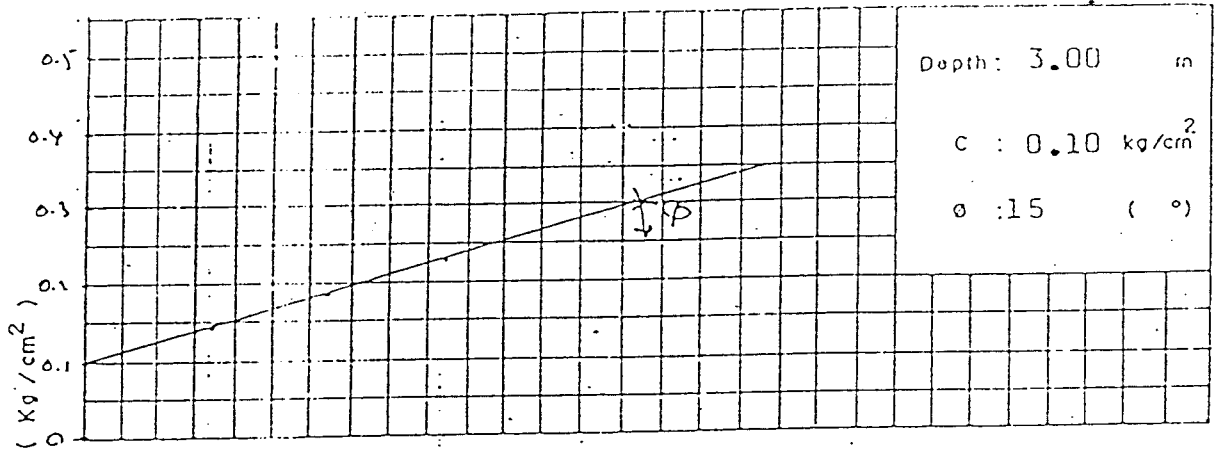
Boring no : U.II

Date of test : 3/V/1996

Project : Rencana Kampus Baru  
U.S.M

Tested by : Is

Location : Jl. Arteri Tlogosari Semarang.



NORMAL STRESS ( Kg/cm<sup>2</sup> )

Test No :	3			4		
Normal Stress      kg/cm <sup>2</sup>	0.169	0.314	0.459	0.169	0.314	0.45
Shear Stress      kg/cm <sup>2</sup>	0.140	0.190	0.230	0.130	0.160	0.21



# DIRECT SHEAR TEST

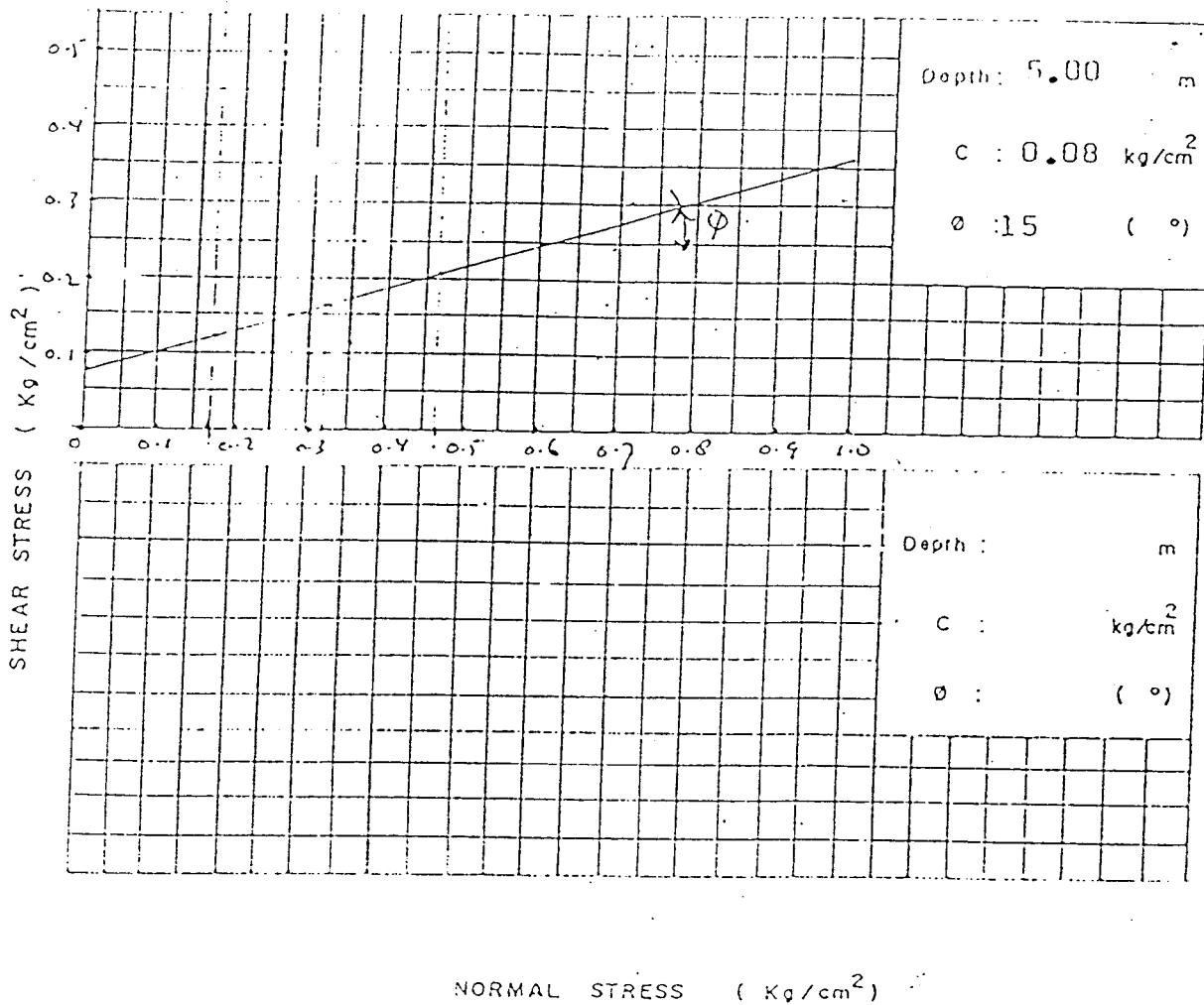
Boring no : U.11

Date of test : 3/V/1996

Project : Rencana Kampus Baru  
U.S.M

Tested by : Is

Location : Jl. Arteri Plogosari Semarang



NORMAL STRESS ( Kg/cm<sup>2</sup> )

Test No :	5					
Normal Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.169	0.314	0.459		
Shear Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.133	0.180	0.200		

# DIRECT SHEAR TEST

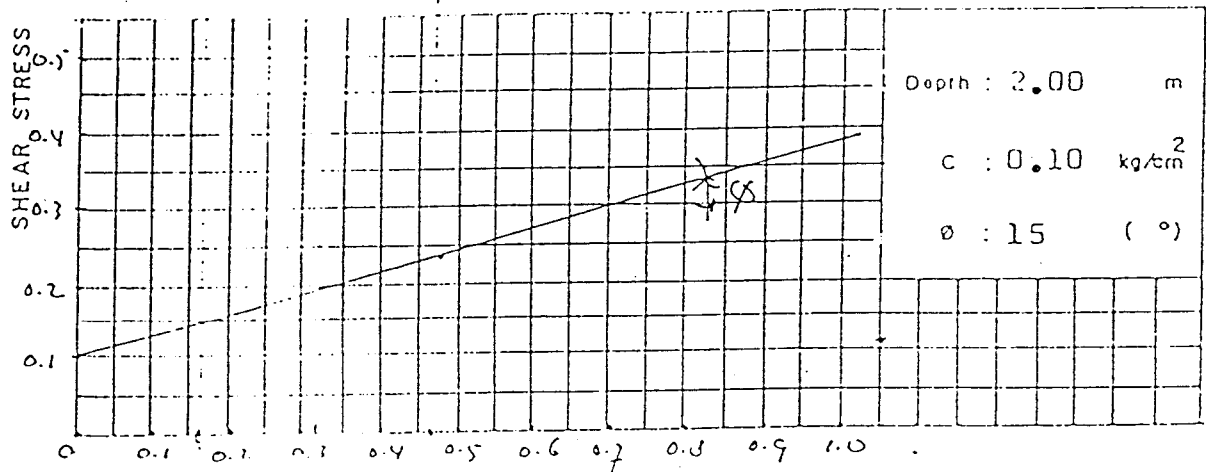
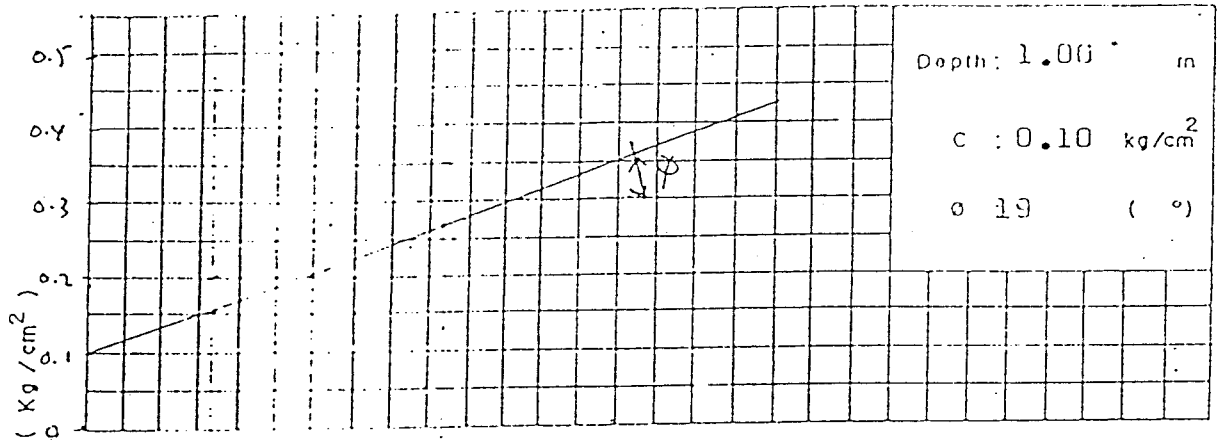
Boring no : U.111

Date of test : 3/V/1996

Project : Rencana Kampus Baru  
U.S.M

Tested by : Is

Location : Jl. Arteri Plogosari Semarang



NORMAL STRESS ( Kg / cm<sup>2</sup> )

Test No :	1			2			
Normal Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.169	0.314	0.459	0.169	0.314	0.459
Shear Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.150	0.210	0.270	0.150	0.200	0.240

# DIRECT SHEAR TEST

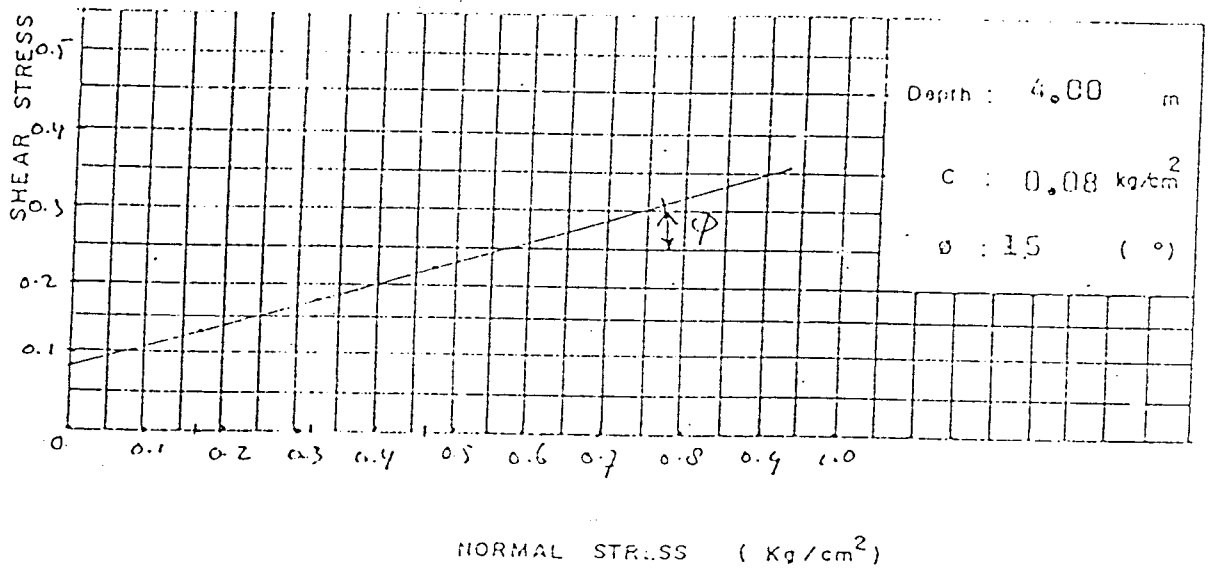
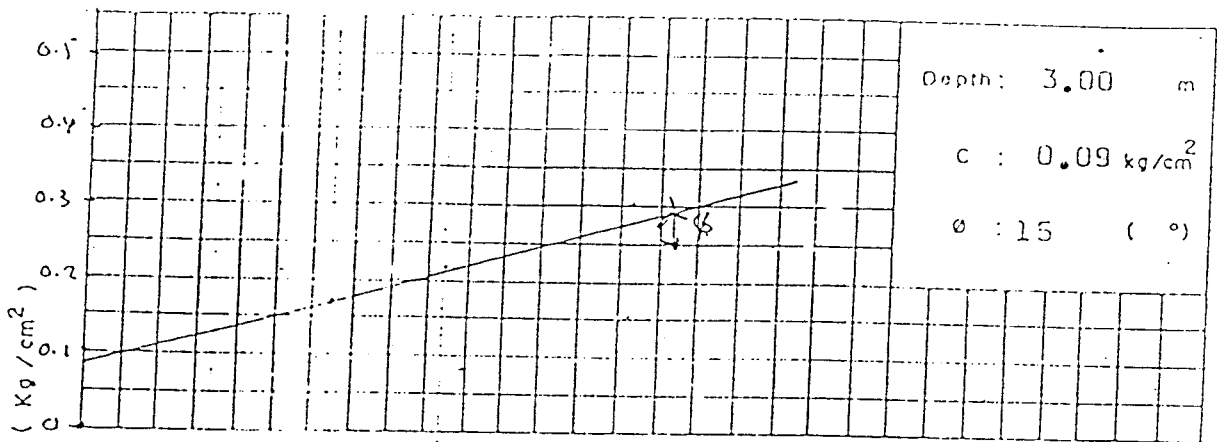
Boring no : B.III

Date of test : 13/V/1996

Project : Rencana Kampus Baru  
U.S.M

Tested by : Is

Location : Jl. Asteri Hlogosari Semarang



Test No :	3			4		
Normal Stress $kg/cm^2$	0.189	0.314	0.459	0.189	0.314	0.459
Shear Stress $kg/cm^2$	0.130	0.165	0.210	0.130	0.160	0.210

# DIRECT SHEAR TEST

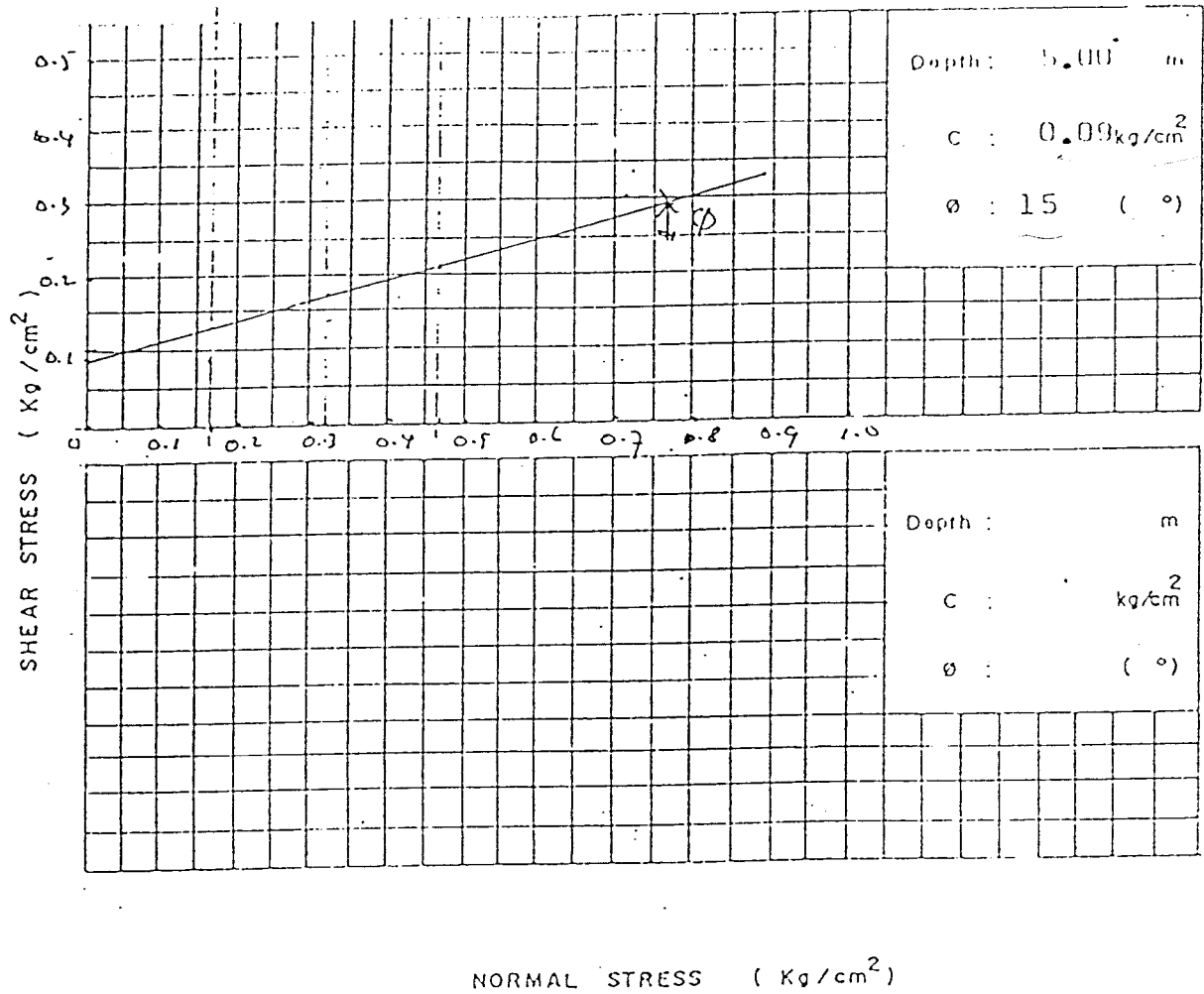
Boring no : B.III

Date of test : 3/V/1996

Project : Rencana Kampus Baru

Tested by : Is

Location : U.S.M  
: Jl. Arteri Tlogosari Semarang



Test No :	5					
Normal Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.169	0.314	0.459		
Shear Stress	kg/cm <sup>2</sup>	0.130	0.160	0.210		