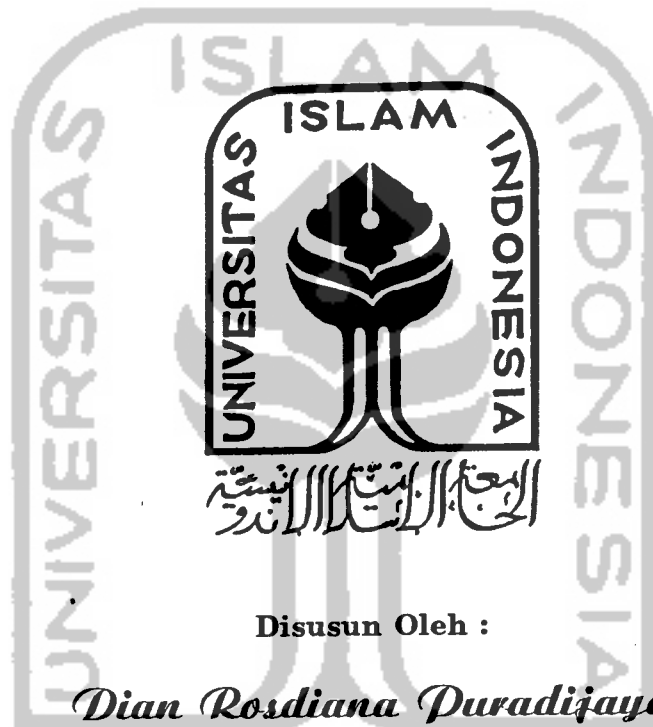


**TUGAS AKHIR**  
**STUDI KOMPARASI**  
**ANALISIS DAYA DUKUNG TIANG BOR TUNGGAL**  
**BERDASARKAN, DATA CPT, SPT DAN LABORATORIUM**  
**(STUDI KASUS PADA PROYEK BANK INDONESIA JAKARTA)**



Disusun Oleh :

*Dian Rosdiana Puradijaya*

No. Mhs : 88 310 122

N I R M : 885014330110

*Mamat Slamet*

No. Mhs : 88 310 186

N I R M : 885014330161

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**  
**YOGYAKARTA**  
**1995**



**TUGAS AKHIR**  
**STUDI KOMPARASI**  
**ANALISIS DAYA DUKUNG TIANG BOR TUNGGAL**  
**BERDASARKAN, DATA CPT, SPT DAN LABORATORIUM**  
**(STUDI KASUS PADA PROYEK BANK INDONESIA JAKARTA)**

*Diajukan Guna Melengkapi Persyaratan Untuk  
Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil Pada  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Universitas Islam Indonesia*

Disusun Oleh :

*Dian Rosdiana Puradijaya*

No. Mhs : 88 310 122

N I R M : 885014330110

*Mamat Slamet*

No. Mhs : 88 310 186

N I R M : 885014330161

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**  
**YOGYAKARTA**  
**1995**



## KATA PENGANTAR

*Bismillahirrohmanirrohim*

*Assalamu'alaikum Wr. Wb.*

Puji syukur penyusun panjatkan ke Hadlirat Allah SWT, solawat serta salam semoga dilimpahkan kepada Nabi Besar kita Muhamad SAW. Alhamdulillah, pada akhirnya penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Studi Komparasi Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Berdasarkan Data CPT, SPT dan Laboratorium ini, tepat pada waktunya.

Adapun, penyusunan Tugas Akhir ini dilaksanakan sebagai prasyarat untuk memenuhi jenjang Strata Satu pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Akhirnya dengan keterbatasan waktu dan pemikiran yang ada pada penyusun, tentunya penyusun tidak terlepas dari rintangan dan hambatan. Namun demikian, dengan bantuan dan dorongan dari berbagai pihak, akhirnya penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Untuk itu pada kesempatan ini, penyusun menyampaikan rasa terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada :

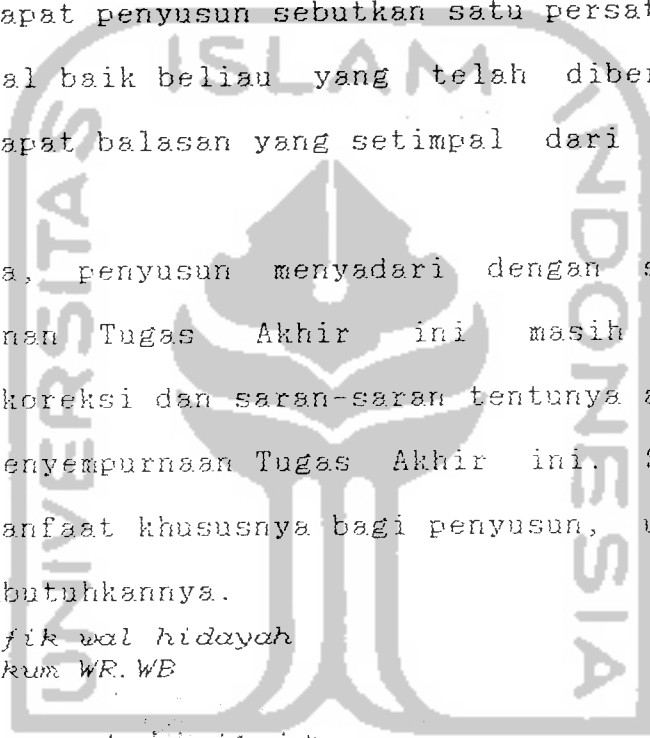
1. Bapak Ir. Susastrawan, MS, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. Bambang Sulistiono, MSCE, selaku Ketua Jurusan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
3. Bapak Ir. Ibnu Sudarmadji, MS, selaku Dosen Pembimbing I pada penyusunan Tugas Akhir ini,

4. Bapak Ir. Faisol AM. MS, selaku Dosen Pembimbing II pada penyusunan Tugas Akhir ini,
5. Yang tercinta Ayah, Ibu, Kakak beserta Adikku yang telah banyak memberikan dorongan baik moril maupun materil hingga terwujudnya Tugas Akhir ini,
6. Rekan-rekan dan semua pihak yang telah banyak membantu dan tidak dapat penyusun sebutkan satu persatu.

Semoga amal baik beliau yang telah diberikan kepada penyusun, mendapat balasan yang setimpal dari Allah SWT., Amin.

Akhir kata, penyusun menyadari dengan sepenuh hati dalam penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan, koreksi dan saran-saran tentunya akan penyusun terima untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini. Semoga Tugas Akhir ini bermanfaat khususnya bagi penyusun, umumnya bagi pihak yang membutuhkannya.

*Wabillahi'taufik wal hidayah  
Wassalamu'alaikum WR.WB*

  
Yogyakarta, Mei 1995  
Penyusun

## DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL .....	i
LEMBAR PENGESAHAN .....	ii
KATA PENGANTAR .....	iii
DAFTAR ISI .....	v
DAFTAR NOTASI .....	viii
DAFTAR GAMBAR .....	x
DAFTAR TABEL .....	xii
DAFTAR LAMPIRAN .....	xiii
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Pokok Masalah .....	2
1.3. Tujuan .....	3
1.4. Manfaat .....	3
1.5. Batasan Masalah .....	4
1.6. Keaslian .....	4
1.7. Metodologi .....	4
<b>BAB II PONDASI TIANG</b>	
2.1. Pengertian dan Jenis Pondasi .....	7
2.2. Pondasi Tiang .....	9
2.3. Pondasi Tiang Bor dan Pondasi Sumuran .....	12
2.3.1. Pondasi tiang bor .....	12
2.3.2. Pondasi sumuran .....	19
2.4. Penyelidikan Tanah .....	19
2.4.1. Pengujian sondir .....	22
2.4.2. Pengujian penetrasi standar (SPT) ...	26
2.4.3. Korelasi "Standard Penetration Test" dan "Cone Penetration Test" .....	29
2.5. Pengujian Pembebanan Tiang .....	30



### BAB III DAYA DUKUNG PONDASI TIANG BOR TUNGGAL

3.1. Daya Dukung Tiang .....	36
3.2. Daya Dukung Tiang Menurut Rumus Teoritis ..	39
3.2.1. Daya dukung tiang bor pada tanah kohesif .....	39
3.2.2. Daya dukung tiang bor pada tanah non-kohesif .....	41
3.2.3. Daya dukung tiang bor pada tanah antara pasir dan tanah lempung .....	44
3.3. Daya Dukung Menurut Rumus Empiris	
3.3.1. Daya dukung ijin berdasarkan data pengujian CPT .....	46
3.3.2. Daya dukung tiang berdasarkan hasil pengujian SPT .....	49
3.3.3. Interpretasi daya dukung tiang tunggal berdasarkan data "Loading Test" .....	51

### BAB IV ANALISA DAYA DUKUNG FONDASI TIANG BOR TUNGGAL (STUDI KASUS)

4.1. Umum .....	54
4.2. Data Penyelidikan Tanah .....	54
4.2.1. Lingkup penyelidikan tanah .....	55
4.3. Data Fondasi Tiang Bor .....	56
4.4. Muka Air Tanah .....	57
4.5. Data Loading Test .....	57
4.6. Tahanan Kulit Tiang dan Kedalaman dengan Metoda Prediksi dai Data SPT dan CPT .....	57
4.7. Daya Dukung Ujung Tiang Metoda Prediksi dari Data SPT dan CPT .....	66
4.8. Prediksi Daya Dukung Total Ijin dan Kedalaman Tiang yang Diperlukan dari Data Grafik Sondir .....	69
4.9. Prediksi Daya Dukung Total Ijin dari Diagram SPT .....	77

4.10. Evaluasi Pengujian Pembebanan ("Loading Test") .....	82
4.11. Evaluasi Hasil Daya Dukung dari Data SPT dengan Hasil Uji Pembebanan .....	84
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN .....	88
PENUTUP .....	91
DAFTAR PUSTAKA .....	92
LAMPIRAN-LAMPIRAN .....	93



## DAFTAR NOTASI

$A$	= Luas tampang melintang ujung tiang
$A_p$	= Luas tampang melintang ujung tiang
$A_s$	= Luas selimut tiang
$B$	= Diameter tiang
$C$	= Nilai kohesi undrained tanah
$C_u$	= Cohesi undrained
$\bar{C}_u$	= Cohesi undrained rata-rata
$C_b$	= Cohesi undrained ( $C_u$ ) pada ujung tiang
$C_{kd}$	= Tahanan konus ujung rata-rata
$C_{dk}$	= Tahanan konus rata-rata sepanjang tiang
$D$	= Panjang tiang
$D_r$	= Kepadatan relatif
$f$	= Jumlah total hambatan pelekat sampai ujung tiang
$f_s$	= Rata-rata gesekan lokal sepanjang tiang
$f_t$	= Jumlah total hambatan pelekat sampai ujung tiang
$K$	= Koefisien tanah
$K_s$	= Koefisien tekanan tanah
$L$	= Kedalaman tiang fondasi
$N$	= Nilai jumlah tumbukan pada pengujian Standard Penetration Test
$N'$	= Nilai jumlah $N$ SPT terkoreksi
$\bar{N}$	= Nilai $N$ (SPT) rata-rata sepanjang tiang
$N_c$	= Bearing capacity faktor
$N_q$	= Bearing capacity faktor
$P_d$	= Tekanan tanah efektif
$P_o$	= Tekanan efektif tanah
$Q_{ap}$	= Kapasitas daya dukung ijin
$Q_b$	= Tahanan ujung tiang
$Q_s$	= Tahanan kulit tiang
$q_u$	= Kuat tekan bebas
$Q_{up}$	= Tahanan daya dukung ultimit
$q_c$	= Tekanan konus pada pengujian sondir
$\bar{Q}_c$	= Tekanan konus rata-rata sekitar ujung tiang



- $Q_{ub}$  = Tahanan ultimit ujung tiang  
 $Q_{us}$  = Tahanan ultimit kulit tiang  
 $SF$  = Safety Faktor  
 $U$  = Keliling penampang pondasi  
 $W$  = berat tanah yang digantikan tiang  
 $W_p$  = Berat tiang  
 $\alpha_r$  = Faktor bentuk penampang tiang  
 $\delta_e$  = Loncatan elastik tiang  
 $\theta$  = Sudut gesek internal tanah  
 $\gamma$  = Berat jenis tanah  
 $\alpha$  = Faktor adhesi  
 $\gamma_w$  = Berat satuan air  
 $\delta$  = Sudut gesek antara tanah dan tiang



## DAFTAR GAMBAR

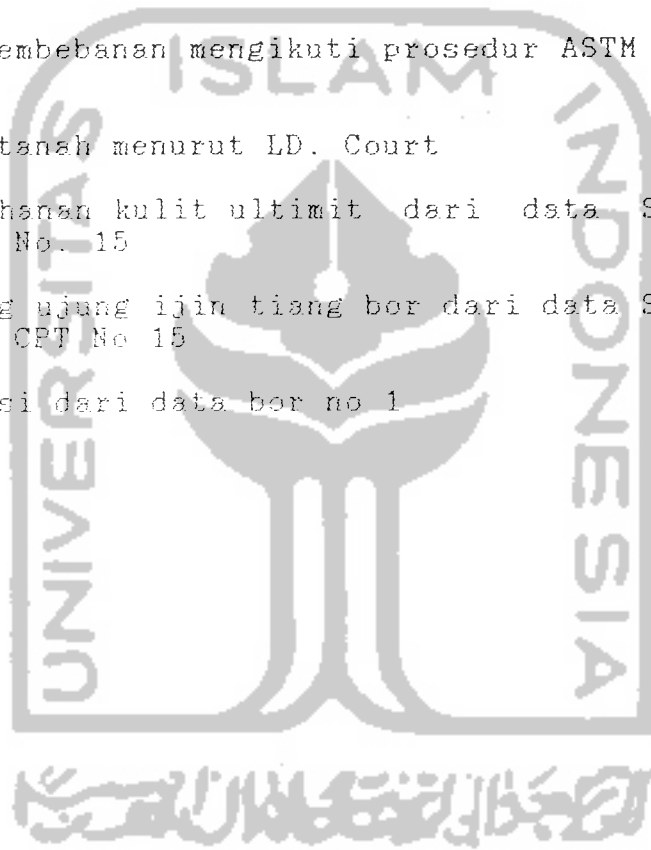
	Halaman
2.1 Definisi fondasi dangkal	8
2.2 Kerugian akibat pengerukan lumpur tidak sempurna	17
2.3 Persoalan-persoalan yang timbul pada pemakaian "Casing" sementara	18
2.4 Alat sondir konus biasa	23
2.5 Alat sondir bikonus	25
2.6 "Standar Penetration Test" (SPT)	27
2.7 Pengujian beban tiang dengan beban angker	31
2.8 Pengujian beban dengan beban kontra	32
3.1 Kurva beban vs penurunan pada uji beban tekan tiang ("Pile Loading Test")	37
3.2 Transfer beban dari kepala tiang sampai ujung tiang	37
3.3 No values for piles in days	40
3.4 Panjang efektif pada kulit tiang untuk perhitungan tahanan kulit pada "under beamed pile"	41
3.5 Bearing kapasing faktor	42
3.6 Berbagai kondisi pada penentuan tekanan tanah efektif	43
3.7 Koefisien daya dukung Terzaghi	45
3.8 Panjang efektif untuk tahanan konus rata-rata (qc) pada ujung tiang	47
3.9 Nilai tahanan konus ujung rata-rata	48
3.10 Grafik pembebanan terhadap penurunan	52
3.11 Metoda grafis analisis dari NV Nayak	52
4.1 Kapasitas tahanan kulit ultimit boring No 1 dan sondir No.1	59

4.2	Kapasitas tahanan kulit ultimit boring No 8 dan sondir No.11	61
4.3	Kapasitas tahanan kulit ultimit boring No 15 dan sondir No.11	63
4.4	Interprestasi kapasitas ultimit dari mazurkowicz	86



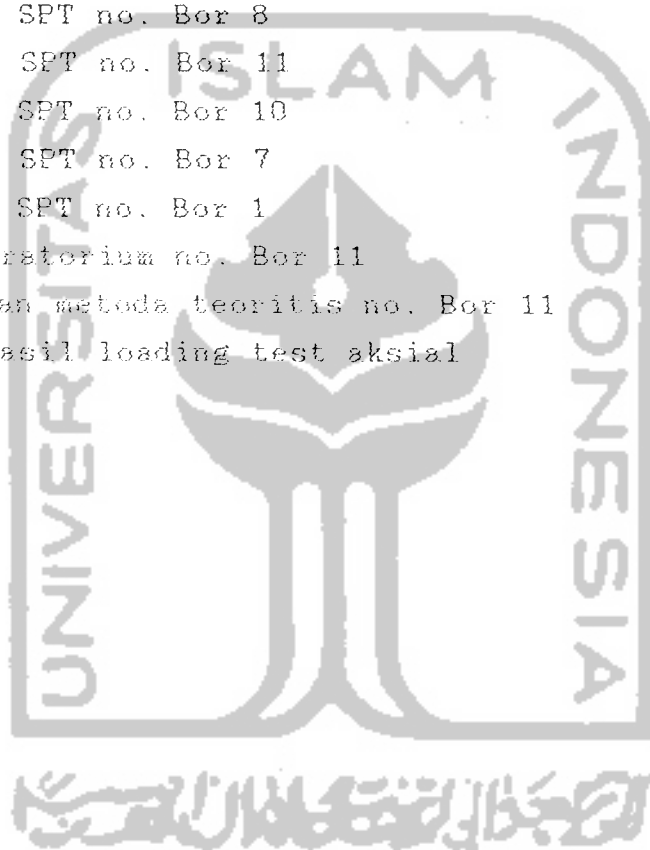
## DAFTAR TABEL

	Halaman
2.1 Hubungan $\phi$ , $D_r$ , $\gamma$ dengan $N$ untuk pasir	28
2.2 Hubungan $\gamma$ , $q_u$ dan nilai $N$ untuk lempung	29
2.3 Hubungan antar nilai tekanan ujung ( $q_c$ ) dengan nilai $N$ SPT	30
2.4 Prosedur pembebanan mengikuti prosedur ASTM D. 1143	34
3.1 Koefisien tanah menurut LD. Court	50
4.1 Prediksi tahanan kulit ultimit dari data SPT No. 11 dan No. 15	65
4.2 Daya dukung ujung ijin tiang bor dari data SPT No. 11 dan CPT No 15	68
4.3 $N$ terkoraksi dari data bor no 1	73



## DAFTAR LAMPIRAN

1. Peta lokasi titik sondir dan titik bor
2. Grafik sondir no. 15
3. Grafik sondir no. 13
4. Grafik sondir no. 11
5. Grafik sondir no. 1
6. Diagram N SPT no. Bor 8
7. Diagram N SPT no. Bor 11
8. Diagram N SPT no. Bor 10
9. Diagram N SPT no. Bor 7
10. Diagram N SPT no. Bor 1
11. Data laboratorium no. Bor 11
12. Perhitungan metoda teoritis no. Bor 11
13. Catatan hasil loading test aksial



# B A B I

## P E N D A H U L U A N

### 1.1. Latar Belakang

Tanah mempunyai peranan yang penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi, karena tanah merupakan pendukung suatu bangunan. Mengingat semua bangunan dibuat di atas atau di bawah permukaan tanah, maka harus dibuat fondasi yang dapat memikul beban bangunan tersebut atau gaya yang bekerja melalui bangunan itu.

Masalah yang dijumpai dalam pelaksanaan pekerjaan konstruksi adalah daya dukung tanah dan besarnya penurunan yang terjadi, untuk menentukan daya dukung tanah dan penurunan tersebut perlu pengetahuan mengenai kondisi tanah.

Tanah baik merupakan tanah yang mempunyai daya dukung yang tinggi dan penurunan yang terjadi kecil. Apabila daya dukung ijin tanah tidak terlampaui maka tidak akan terjadi kerusakan bangunan akibat keruntuhan tanah. Jika penurunan total dan penurunan diferensial masih dalam batas ijin, maka bangunan tidak akan mengalami kerusakan pada konstruksinya.

Untuk menentukan jenis fondasi yang tepat suatu bangunan, selain kondisi tanah, banyak faktor yang perlu dipertimbangkan antara lain; faktor biaya, teknik pelaksanaan dan pengalaman. Di samping itu padatnya bangunan di sekitarnya juga perlu diperhatikan.



Apabila tanah baik tidak terlalu dalam, dapat digunakan fondasi dangkal. Jika tanah baik sangat dalam, dipakai fondasi dalam.

## 1.2. Pokok masalah

Dari hasil penyelidikan tanah yang dilakukan di Proyek Bank Indonesia Jl. M. Thamrin Jakarta, lapisan tanah yang tebal dan mempunyai daya dukung yang tinggi baru dijumpai pada kedalaman lebih kurang 45 m. Masalah lain yang ditemui adalah tingginya permukaan air tanah, yaitu 1,50 m di bawah permukaan tanah. Dengan memperhatikan permukaan kondisi tanah tersebut, maka alternatif fondasi yang dipilih adalah fondasi tiang. Mengingat disekitar proyek banyak gedung perkantoran, maka alternatif fondasi tiang yang dipilih adalah fondasi tiang bor, karena getaran dan suara yang ditimbulkan relatif kecil dibandingkan tiang pancang, sehingga retaknya bangunan di sekitar proyek relatif kecil bahkan tidak ada.

Dengan mengamati adanya variasi dan sifat-sifat tanah, maka penentuan daya dukung fondasi serta kedalamannya perlu diperhitungkan dengan teliti. Untuk mengetahui besarnya kapasitas dukung tiang dan kedalamannya ada dua cara pendekatan yang dapat digunakan yaitu cara teoritis dan cara empiris. Pada cara teoritis perhitungan kapasitas dukung dilakukan dengan menganalisis hasil-hasil pengukuran dan penyelidikan sifat-sifat tanah setempat, sedangkan cara empiris untuk memperkirakan kapasitas dukung dengan pengujian penetrasi yaitu Pengujian Sondir ("Cone

*Penetration Test*") dan pengujian SPT ("*Standard Penetration Test*"). Berdasarkan nilai-nilai yang diperoleh dengan berbagai cara ini, kemudian dipilih nilai yang terkecil untuk ditetapkan sebagai daya dukung rencana. Untuk mengetahui besarnya kapasitas dukung fondasi di lapangan dilakukan pengujian dengan memberikan beban secara langsung pada fondasi, yang dikenal sebagai pengujian pembebanan. Pengujian ini juga perlu dilakukan apabila grafik yang diperoleh dengan pengujian sondir (CPT) dan atau pengujian SPT sangat bervariasi sehingga kapasitas dukungnya mungkin diragukan.

Pada Tugas Akhir ini akan membahas "Analisis daya dukung fondasi tiang bor tunggal dan kedalamannya berdasarkan data penyelidikan tanah yaitu data hasil pengujian CPT dan pengujian SPT dari berbagai metode".

### **1.3. Tujuan**

Tujuan penulisan tugas akhir ini adalah studi komparasi analisis daya dukung fondasi tiang bor tunggal dari metode Wesley, metode Tomlinson yang dimodifikasi NV. Nayak, metode Rusia, dan metode LD. Court berdasarkan data penyelidikan tanah di lokasi proyek berupa data hasil CPT dan SPT dengan data loading test.

### **1.4. Manfaat**

Faedah Tugas Akhir yang membahas tentang fondasi tiang bor tunggal dan analisis daya dukungnya adalah memberikan tambahan masukan kepada para mahasiswa Jurusan Teknik Sipil,



Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, yang selama ini pembahasan mengenai fondasi tiang bor masih relatif sedikit dibandingkan pembahasan tentang struktur atas atau yang lainnya.

#### 1.5. Batasan Masalah

Pada penyusunan Tugas Akhir ini Penyusun menganalisis daya dukung fondasi tiang bor tunggal ("Bord Cast-in Situ"), perhitungan daya dukung diambil berdasarkan data CPT, SPT dan "loading test" pada proyek Bank Indonesia di Jalan Mohammad Thamrin Jakarta. Masalah-masalah lain diluar yang disebutkan di atas seperti teknis pelaksanaan, urutan pelaksanaan dan kekuatan struktur tiang tidak dibahas.

#### 1.6. Keaslian

Sejauh pengetahuan penulis, analisis daya dukung fondasi tiang bor berdasarkan data CPT dan SPT belum pernah dibahas dalam tugas akhir mahasiswa di Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.

Tugas akhir yang pernah dibuat, yakni membahas tentang daya dukung fondasi Franki.

#### 1.7. Metodologi.

Metoda yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini adalah studi literatur mengenai daya dukung fondasi tiang bor tunggal. Daya dukung fondasi dihitung berdasarkan nilai

CPT dan SPT yang diambil dari data hasil penyelidikan tanah pada proyek Bank Indonesia di Jl. Mohammad Thamrin Jakarta.

Dari data hasil "Cone Penetration Test" (CPT) dipelajari grafik yang menunjukkan besar tekanan tanah pada setiap kedalaman, juga dipelajari grafik hasil "Standard Penetration Test" (SPT) yang menunjukkan jumlah tumbukan dan jenis tanah dengan kedalamannya. Data tanah CPT dan SPT dipadukan dengan mengkorelasikan hasil-hasil tersebut dengan menggunakan rumus-rumus empiris. Rumus-rumus hitungan daya dukung dipakai dari dua data tanah yaitu, hitungan berdasarkan nilai CPT dan nilai SPT dengan menggunakan beberapa metoda. Data hasil penyelidikan tanah tidak semuanya bisa memenuhi rumus-rumus yang dipakai, sehingga untuk parameter tanah tersebut diambil dengan mengkorelasikan antara data CPT, SPT dan parameter tanah lainnya secara empiris.

Selain data-data hasil penyelidikan tanah yang dipakai untuk menghitung daya dukung fondasi, juga dipakai catatan hasil "loading test" untuk mengevaluasi hitungan daya dukung. Tes pembebanan "loading test" adalah pengujian pembebanan secara langsung terhadap fondasi yang bersangkutan. Hasil tes pembebanan ini merupakan pernyataan yang aktual dari besarnya daya dukung fondasi tersebut. Selama pengujian berlangsung penambahan pengurangan beban dan penurunan yang terjadi dicatat. Dari catatan selama "loading test" tersebut dibuat grafik hubungan antara penurunan dan beban, kemudian dihitung daya dukungnya dengan menggunakan metoda grafis. Dari beberapa metoda hitungan

yang menghasilkan daya dukung berdasarkan nilai CPT dan SPT tersebut di atas, kemudian hasil daya dukung tersebut dikomparasikan dengan hasil daya dukung berdasarkan "loading test". Dari komparasi tersebut diambil kesimpulan sebagai akhir dari tugas akhir.



## B A B II

### FONDASI TIANG

#### 2.1. Pengertian dan Jenis Fondasi

Fondasi suatu bangunan adalah konstruksi bawah yang meneruskan semua beban konstruksi di atasnya ke tanah pendukung atau merupakan elemen penghubung antara konstruksi atas dengan tanah (Bowles, 1986).

Dari pengertian di atas tampak bahwa fondasi merupakan bagian konstruksi yang sangat penting, oleh karena itu fondasi suatu bangunan harus memenuhi syarat-syarat tertentu. Menurut Nakazawa dan Sosrodarsono (1983), persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi oleh suatu fondasi adalah sebagai berikut ini.

1. Kedalaman minimal harus cukup untuk mengatasi pengaruh akibat perubahan volume tanah musiman, misalnya kembang susut tanah dan tidak boleh lebih kecil dari ketebalan tanah organik atau timbunan sampah (bila ada)
2. Fondasi harus aman terhadap bahaya penggulingan, pergeseran dan penurunan
3. Bentuk dan ukuran fondasi disesuaikan dengan tanah pendukung fondasi
4. Fondasi harus mampu menahan beban struktur apabila dilakukan perubahan-perubahan pada struktur atasnya

5. Fondasi harus ekonomis baik struktur maupun pelaksanaan pembuatannya,
6. Struktur fondasi dan pelaksanaannya tidak mengganggu lingkungan sekitarnya,

Pada umumnya fondasi suatu bangunan dapat dibagi menjadi dua golongan, yaitu:

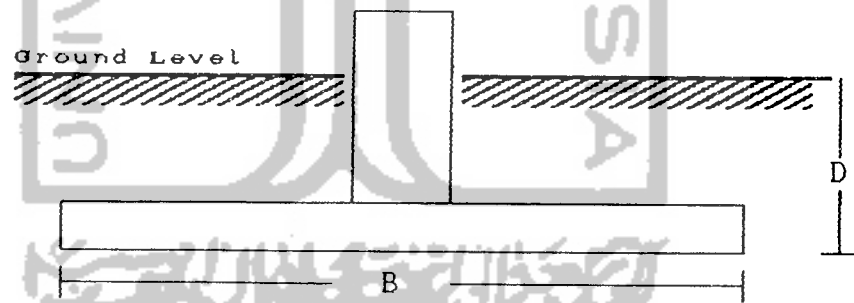
1. Fondasi dangkal

Narayan V Nayak (1982) mendefinisikan fondasi dangkal sebagai berikut:

- a. Apabila perbandingan antara kedalaman fondasi (D) dan lebar fondasi (B) tidak lebih dari 2, atau

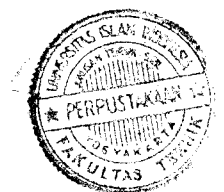
$$\frac{D}{B} \leq 2$$

(lihat gambar 1.1)



Gambar 2.1 Definisi dari fondasi dangkal

- b. Anggapan bahwa penyebaran tegangan pada struktur fondasi ke bawahnya yang berupa lapisan penyangga ("bearing stratum") yang kuat, lebih kecil atau sama dengan dua kali lebar fondasi.



Contoh fondasi dangkal antara lain fondasi telapak dan fondasi staal.

## 2. Fondasi dalam

Apabila perbandingan kedalaman fondasi dan lebar fondasi lebih dari 2. Macam fondasi dalam adalah:

- a. Fondasi tiang, dipakai jika lapisan tanah baik terletak sangat dalam sehingga tidak mungkin lagi digunakan fondasi langsung,
- b. Fondasi tiang bor dan kaison, digunakan untuk beban kolom yang besar dan untuk mengatasi masalah lingkungan.

### 2.2. Fondasi Tiang

Fondasi tiang adalah elemen struktur bawah yang digunakan jika lapisan tanah bagian atas tidak cukup kuat untuk memikul beban, sedangkan lapisan tanah baik terletak cukup dalam. Elemen ini berbentuk tiang, dapat berupa tiang baja, tiang kayu maupun tiang beton. Fondasi tiang digunakan untuk:

1. Meneruskan beban-beban konstruksi di atas tanah, ke dalam tanah atau melalui lapisan tanah,
2. Menahan gaya desakan ke atas ("up lift") atau gaya guling, seperti untuk ruangan bawah tanah di bawah bidang batas air jenuh dan menopang kaki terhadap guling.

3. Keamanan tambahan pada tumpuan jembatan ("pier"), khususnya jika erosi merupakan persoalan yang berpengaruh,
4. Memampatkan tanah yang non kohesif yang lepas melalui perpindahan isi tiang pada saat pemancangan,
5. Meneruskan beban-beban struktur pada konstruksi lepas pantai ke dalam tanah dasar.

Ada beberapa cara yang dapat dipergunakan untuk memasang fondasi tiang. Cara yang sering digunakan adalah dengan mempersiapkan tiang lebih dahulu, kemudian dimasukkan ke dalam tanah dengan mesin pemancang. Fondasi tiang semacam ini disebut fondasi tiang pancang. Cara lain adalah dengan membuat lubang dengan bor, kemudian lubang bor tersebut diisi dengan beton dan baja sebagai tulangnya, fondasi tiang tersebut disebut dengan fondasi tiang bor.

Menurut Suhardjito Pradoto (1989), fondasi tiang secara umum dapat diklasifikasikan sebagai berikut:

- a. Tiang-tiang perpindahan (tiang-tiang pancang / "displacement piles"/"driven types").

Yang termasuk dalam kategori ini, antara lain:

1. Kayu, berpenampang bundar atau segi empat dengan sambungan atau menerus ("timber piles"),
2. Tiang beton ("precastconcrete piles"), dapat berpenampang masif atau bulat,
3. Tiang beton pratekan ("presstressed concrete piles") berpenampang masif atau bulat,

4. Pipa baja ("steel tube") dipancang dengan ujung tertutup,
  5. Pipa baja dengan penampang segi empat ("steel box") dipancang dengan ujung tertutup,
  6. Pipa baja yang ujungnya membesar atau mengecil ("fluted & tapered steel tube"),
  7. Pipa baja dengan ujung tertutup dimasukkan dengan cara ditekan ("jacked-down steel tube with close end"),
- b. Tiang-tiang perpindahan (tipe dipancang dan dicor di tempat ("displacement piles/driven & cast in situ type"). Tipe ini meliputi:
1. Pipa baja dipancang setelah itu diisi atau dicor beton sambil pipa baja ditarik ("steel tube driven and with drawn after placing concrete"),
  2. Tiang pracetak beton yang diisi dengan beton ("Precast concrete shell filled with concrete"),
  3. Pipa baja berdinding tipis dipancang kemudian diisi beton ("thin walled steel shell driven").
- c. "Small-displacement piles"
1. Tiang pracetak beton, penampang pipa dipancang dengan penampang tiang terbuka atau salib ("precast concrete/tubular section driven"),
  2. Tiang pratekan beton, penampang bulat dipancang dengan penampang terbuka atau salib ("prestressed concrete tubular section driven"),
  3. Tiang baja profil H ("steel H section"),



4. Tiang baja penampang bulat atau pipa, dipancang dengan ujung terbuka ("steel tube section driven"),
  5. Tiang ulir ("screw pile").
- d. Tiang-tiang tanpa perpindahan ("non-displacement piles")  
Dilaksanakan pertama dengan mengeluarkan tanah dengan proses pengeboran. Kemudian tiang dibuat dengan meletakkan beton pada lubang bor, tiang ini meliputi:
1. Betonan yang dituang pada lubang bor ("bord & cast in situ"),
  2. Pipa-pipa yang diletakkan pada lubang bor dan diisi dengan betonan ("tubeslesed inhole drilled").
- e. Tiang komposit ("Composite piles")  
Kombinasi dari unit tipe tiang dari ketiga kata gori yang telah disebutkan di atas

Menurut Bowles (1986), dari segi bahannya tiang dapat berupa tiang baja, tiang kayu dan tiang beton. Fondasi tiang beton terbagi menjadi dua yaitu beton pracetak dan tiang beton cetak di tempat ("cast in place"). Untuk tiang beton cetak di tempat dibuat dengan jalan pemboran tanah atau dengan pemancangan "Casing" ke dalam tanah kemudian diisi campuran beton.

## 2.3. Fondasi Tiang Bor dan Fondasi Sumuran

### 2.3.1. Fondasi tiang bor

Fondasi tiang bor termasuk salah satu bentuk fondasi dalam yang dibuat dengan cara membor tanah, kemudian diisi dengan beton.

Menurut Tomlinson (1977) pemilihan tipe tiang bor tergantung tiga faktor yaitu:

1. Lokasi dan tipe struktur

Fondasi tiang bor cocok untuk daerah padat bangunan karena getaran atau suaranya tidak begitu mengganggu lingkungan sekitarnya. Fondasi ini tidak begitu baik untuk fondasi bangunan-bangunan di pantai.

2. Kondisi tanah

Kondisi tanah kohesif yang kenyal sampai keras sangat mendukung pemakaian tiang bor untuk tanah lempung yang sangat lunak dan tanah granular yang sangat lepas, cocok bila menggunakan fondasi tiang pancang.

3. Umur tiang bor

Di daerah dengan air tanah yang agresif umumnya dipakai bahan fondasi yang tahan sifat-sifat zat kimia, air yang agresif tersebut.

Pemilihan fondasi sangat tergantung pada berbagai keadaan yang pada dasarnya tidak terlepas dari keuntungan dan kerugiannya.

Keuntungan fondasi tiang bor ialah:

1. Tanpa sambungan sehingga dapat dibuat tiang yang lurus dan sangat panjang. Panjang tiang dapat ditetapkan lebih mudah,
2. Getaran dan suara pada saat melaksanakan pekerjaan sangat kecil, cocok untuk pekerjaan pada daerah yang padat bangunannya,

3. Tanah galian dapat diamati secara langsung dan sifat-sifat tanah pada tanah pendukung fondasi juga dapat langsung di ketahui.
4. Alat pembor dapat menembus rintangan-rintangan yang tidak dapat ditembus oleh tiang pancang.

Kerugian fondasi tiang bor ialah:

1. Seringkali beton bahan tiang dicor di bawah muka air tanah sehingga kualitasnya setelah selesai lebih rendah dibandingkan dengan tiang pracetak.
2. Ketika beton dituangkan, dikhawatirkan adukan beton tercampur dengan reruntuhan tanah.
3. Tanah galian cukup banyak sehingga tempat kerja akan menjadi kotor.

Pada saat ini ada tiga metoda dasar dalam pembuatan fondasi tiang bor (Bowles, 1991), yaitu:

1. Metoda kering

Metoda ini digunakan pada tanah kohesif dan permukaan air tanah berada di bawah dasar fondasi. Tahap pelaksanaan pengeboran adalah sebagai berikut; tanah dibor sampai kedalaman yang diperlukan kemudian diisi sebagian dengan beton. Tulangan dipasang dan setelah itu beton dituang lagi ke dalam lubang sampai penuh. Tiang bor selesai dicor.

2. Metoda acuan

Metoda ini digunakan pada tempat-tempat yang mungkin mengalami keruntuhan tanah. Tahap pekerjaan dengan metoda ini adalah sebagai berikut; tanah dibor,

untuk mencegah keruntuhan tanah maka dipasang "casing" sampai kedalaman yang diperlukan. Setelah "casing" terpasang, pengeboran dilanjutkan sampai tanah baik. Pengeboran selesai, dasar lubang dibersihkan dari sisa-sisa material dan tulangan dipasang. Setelah itu dilakukan pengecoran beton ke dalam lubang bor sambil "casing" ditarik dari lubang. Tiang bor selesai dicor.

### 3. Metoda bentonit

Bentonit adalah mineral lempung yang sebagian besar terdiri dari "montmorillonite", ditambah dengan air menjadi semacam bubur yang dikenal sebagai bubur bentonit dan digunakan untuk mencegah perbedaan tekanan pada tanah sekitarnya dengan lubang bor, sehingga keruntuhan tanah dapat dihindari dan air tanah tidak masuk ke dalam lubang bor. Metoda ini dipakai pada tanah yang tidak stabil dengan muka air tanah tinggi. Tahap pelaksanaan pekerjaan fondasi dengan sistem ini adalah sebagai berikut; dilakukan pemboran sampai kedalaman yang diperlukan (tanah baik) dan untuk keruntuhan tanah pada dinding lubang, ditambahkan adonan bentonit. Setelah pemboran selesai, tulangan dipasang. Kemudian corong pipa cor ("tremie") dipasang dan dilakukan pengecoran. Tiang bor selesai dicor.

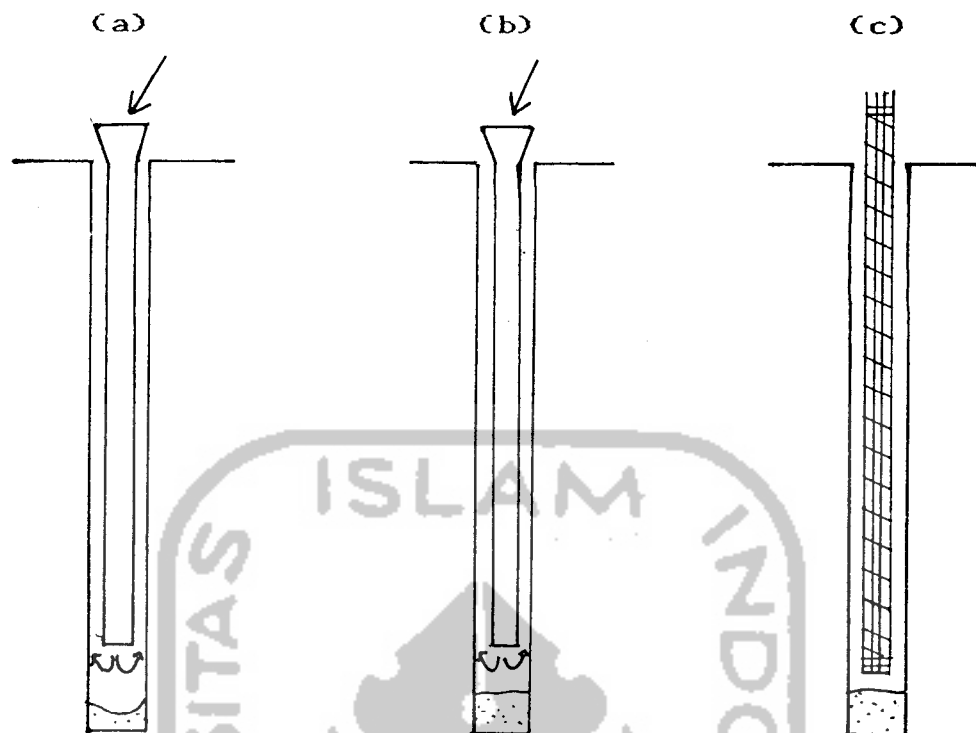
Menurut Poulos dan Davis (1980), pembuatan fondasi tiang bor pada tanah kohesif akan berpengaruh pada daya

lekat antara fondasi dengan tanah. Efek tersebut adalah karena pembuatan tiang bor akan melunakkan tanah di sekeliling lubang yang timbul karena:

1. Penyerapan air dari beton yang baru dicor,
2. Perpindahan air dari tanah kohesif di sekitar daerah yang tekanannya lebih rendah di sekitar lubang bor,
3. Air yang dituangkan ke alat pemboran untuk memudahkan pemboran.

Menurut Nakazawa dan Sosrodarsono (1983), efek lain pembuatan tiang bor di tanah kohesif adalah pengumpulan lumpur di dasar lubang. Lumpur ini harus dikeluarkan dari dasar lubang, karena pengerukan lumpur yang tidak sempurna akan menimbulkan kerugian-kerugian seperti merosotnya mutu beton sebab beton tercampur lumpur, tulangan tidak terpasang pada tempat yang seharusnya, beton tidak sampai pada tanah baik yang mengakibatkan penurunan tiang (lihat gambar 2.2).

Pelaksanaan pemboran fondasi tiang di tanah non kohesif dapat menyebabkan keruntuhan tanah di sekitarnya, karena tanah yang dibor selalu mempengaruhi keadaan tanah fondasi itu sendiri seperti tekanan tanah dan tekanan air tanahnya.

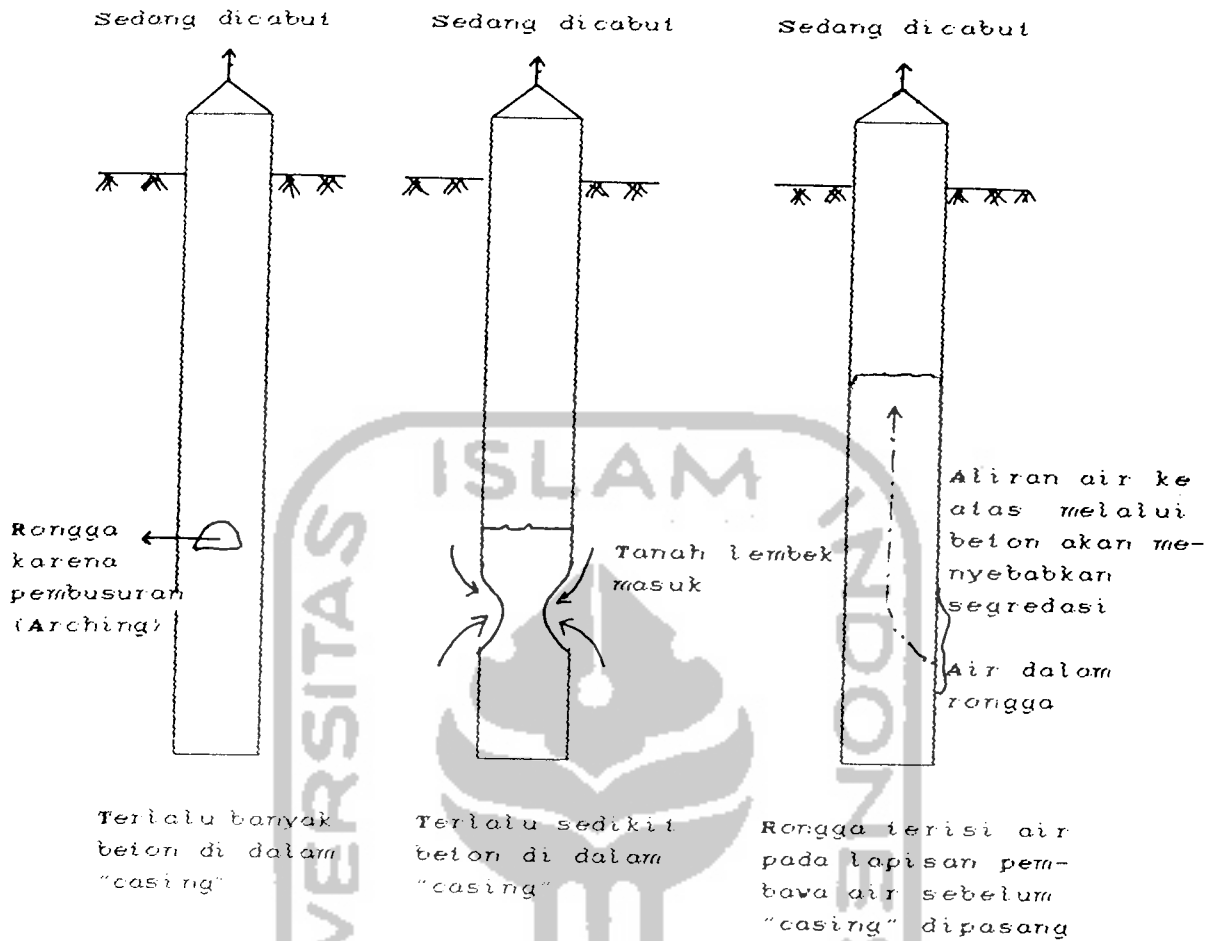


Gambar 2.2. Kerugian akibat pengerukan lumpur tidak sempurna  
 (A) beton mengandung lumpur  
 (B) beton tidak sampai tanah baik,  
 (c) penulangan terapung.

Akibat pemboran tersebut, permukaan dinding lubang bor kehilangan keseimbangannya dan dapat runtuh. Cara mengatasi keruntuhan permukaan dinding lubang tersebut adalah:

1. Penggunaan "casing" selama pemboran,
2. Menstabilkan tanah yang dibor dengan bahan stabilisator seperti bentonit.

Menurut Ellison (1975), masalah lain yang dapat terjadi adalah akibat penggunaan "casing" sementara. Apabila pencabutan selongsong tidak dilakukan dengan benar, maka hal ini dapat menimbulkan persoalan-persoalan seperti pada gambar 2.3.



Gambar 2.3. persoalan-persoalan yang timbul pada pemakaian "casing" sementara.

Mengatasi masalah air tanah selama pemboran dan pengecoran bukan merupakan masalah yang mudah, apabila aliran-aliran air tanah besar, dapat membawa butiran-butiran tanah sehingga membahayakan kestabilan lubang bor.

Untuk mengeluarkan air tanah dari lubang dilakukan pemompaan, akan tetapi pemompaan ini dapat merusak susunan lapisan tanah di bawah lubang bor dan dapat menyebabkan penurunan muka air sekitarnya. Penurunan muka air tanah di sekitar lokasi dapat membahayakan bangunan-bangunan lain di sekitarnya. Cara menanggulangi masalah tersebut adalah:



1. Menggunakan "casing" permanen atau sementara pada lapisan tanah yang permeabel,
2. Menggunakan bubur bentonit.

### 2.3.2. Fondasi Sumuran

Fondasi sumuran juga termasuk fondasi dalam. Umumnya dipakai jika tanah keras terletak antara 4 sampai 8 meter dari muka tanah dan tidak ada problem air tanah. Bahan sumuran umumnya terdiri dari beton siklop (campuran semen, pasir, kerikil dengan perbandingan 1:3:5 ditambah 65 % batu besar sehingga membentuk suatu adukan yang rapat).

Fondasi sumuran dan fondasi tiang bor pada prinsipnya sama, hanya pada fondasi sumuran tanah digali secara manual. Apabila tanah yang digali mudah longsor, untuk memudahkan penggalian tanah dapat digunakan pipa beton untuk menahan longsor selama tanah digali.

Fondasi sumuran banyak dipakai karena pertama; sumuran dapat digali sampai mencapai lapisan yang dikehendaki dan lapisan tanahnya dapat diketahui. Kedua; fondasi sumuran tidak menyebabkan perubahan sifat tanah di sekitarnya, yang ketiga; fondasi sumuran tidak menimbulkan getaran dan keributan.

### 2.4. Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah adalah merupakan salah satu tahapan dalam perencanaan struktur bangunan, terutama struktur bawah. Penyelidikan tanah dilakukan untuk:



1. Mendapatkan informasi tanah dan sifat-sifatnya yang berkaitan dengan desain fondasi dan metode pelaksanaannya,

2. Mengetahui letak muka air tanah.

Dengan mengetahui jenis dan sifat-sifat tanah serta letak muka air tanah, maka kedalaman dan jenis fondasi dapat ditentukan.

Langkah-langkah penyelidikan tanah adalah sebagai berikut ini.

- a. Persiapan merupakan langkah pertama dari suatu penyelidikan tanah. Kegiatan yang dilakukan antara lain mengumpulkan informasi sebanyak mungkin yang relevan dengan lokasi bangunan yang akan dibangun dan mempelajari gambar-gambar rencana bangunan.
- b. Peningjaan lokasi bangunan. Hal-hal yang perlu diteliti antara lain: kesulitan-kesulitan yang mungkin timbul dalam pelaksanaan pembangunan, tanah permukaan, dan bangunan yang ada.
- c. Penyelidikan pendahuluan, terutama untuk pekerjaan struktur di lokasi yang belum pernah dilakukan penyelidikan tanah.
- d. Penyelidikan tanah yang definitif. Pada tahap ini dilakukan penyelidikan secara terperinci untuk memperoleh data tanah yang diperlukan guna perencanaan fondasi.

Penyelidikan tanah meliputi penyelidikan tanah di lapangan dan pengujian sampel tanah di laboratorium. Dari penyelidikan tanah di lapangan akan diperoleh data tanah

asli yaitu daya dukung tanah dan kekerasan atau kepadatan tanah. Pengujian sampel di laboratorium akan diperoleh data:

- a. Sifat indek tanah yaitu batas cair, batas plastis, indeks plastisitas,
- b. Sifat fisik tanah seperti kadar air, porositas, angka pori dan berat butir tanah,
- c. Sifat mekanik tanah yaitu kuat geser, konsolidasi, dan kuat tekan tanah.

Penyelidikan tanah terdiri atas pengeboran dan pengujian penetrasi yaitu penetrasi statis dan penetrasi dinamis.

Pengeboran dapat dilakukan secara manual dan mekanis. Pengeboran dengan bor tangan banyak dipakai karena ringan, sederhana dan ekonomis, tetapi hanya cocok untuk pekerjaan kecil dan tidak bisa dipakai pada tanah yang tidak stabil serta ada problem air tanah. Untuk pengeboran sampai kedalaman yang sangat besar umumnya dipakai bor yang digerakan secara mekanik. Tujuan pengeboran adalah:

1. Menentukan profil tanah,
2. Menentukan tebal dan jenis tanah, dan
3. Untuk pengambilan sampel tanah terusik dan sampel tak terusik.

Secara empiris, pengujian penetrasi digunakan untuk menentukan kepadatan atau kekerasan tanah dan lapisan-lapisannya. Untuk itu diperlukan alat yang dikenal sebagai penetrometer.

Menurut Wesley (1977), penetrometer dibagi menjadi dua macam yaitu penetrometer statis dan penetrometer dinamis.

- a. Penetrometer statis, disebut statis karena ditekan dengan tekanan konstan. Prinsip kerjanya adalah menekan ujungnya ke dalam tanah pada kecepatan tertentu dan gaya perlawanannya diukur,
- b. Penetrometer dinamis, disebut dinamis karena adanya pukulan yang digunakan untuk menekan konis menembus tanah. Prinsip kerjanya adalah sebagai berikut: ujung konis dimasukkan ke dalam tanah dengan pukulan yang dilakukan dengan menjatuhkan beban. Beban dijatuhkan dengan tinggi jatuh tertentu dan jumlah pukulan yang diperlukan untuk mendorong ujung konis menembus ke dalam tanah dihitung.

#### 2.4.1. Pengujian Sondir

Pengujian sondir disebut juga dengan "Cone Penetration Test" (CPT). Pengujian ini pertama kali berkembang di Belanda dan banyak dipakai di Indonesia.

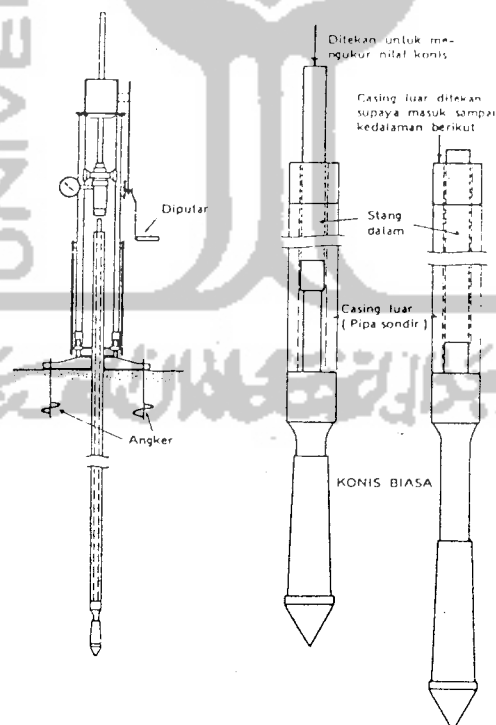
Tujuan mula-mula dari pengujian ini adalah untuk mengetahui perubahan-perubahan lapisan tanah terutama kekerasan dan kepadatannya. Dengan penelitian para ahli sifat dan jenis tanah, daya dukung serta kedalaman fondasi dapat ditentukan secara empiris.

Pengujian sondir dilakukan tanpa didahului dengan pengeboran. Mata sondir yang berupa kerucut bersudut  $60^{\circ}$  dan

luas penampangnya  $10 \text{ cm}^2$  langsung ditekan kedalam tanah dengan kecepatan konstan  $2 \text{ cm/det}$ .

Menurut Wesley (1977), ada dua macam mata sondir yang dapat dipakai yaitu:

1. Konis biasa, hasil yang diperoleh adalah perlawanan ujung atau nilai konis ( $q_c$ ). Nilai ini diperoleh dengan menekan stang dalam dan otomatis akan menekan konis ke bawah. Seluruh pipa sondir tetap diam. Tekanan yang dibutuhkan untuk menekan konis menembus tanah dibaca pada manometer. Sondir dengan konis biasa dapat dilihat pada gambar 2.4. di bawah ini.



Gambar 2.4. Alat sondir dengan konus biasa

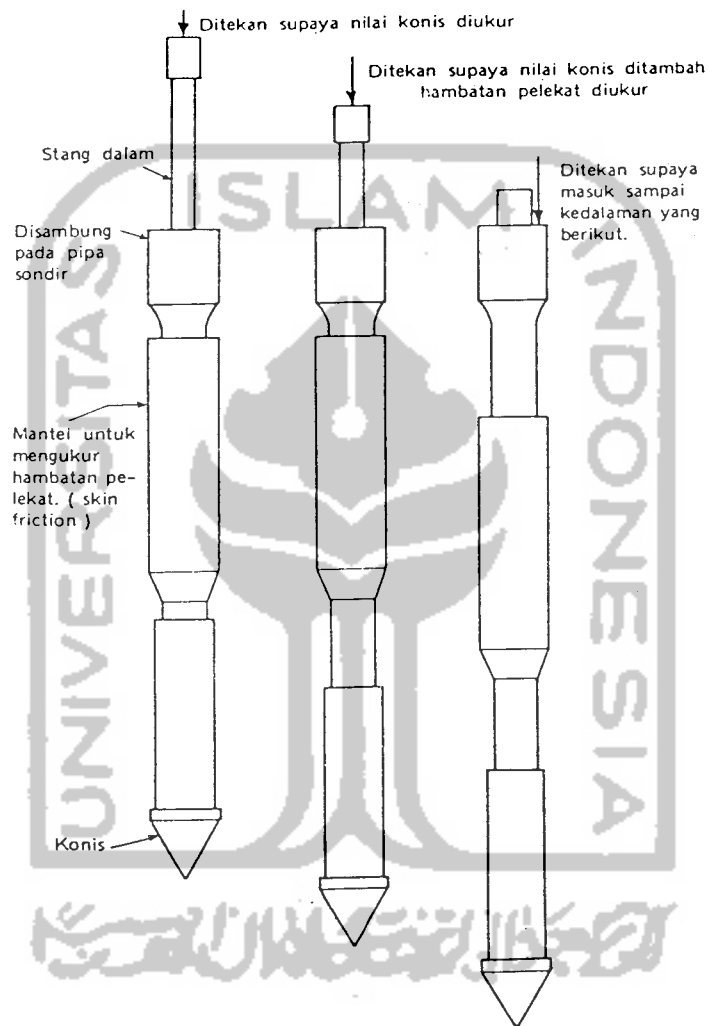
2. Bikonis, nilai yang diperoleh ada dua macam yaitu nilai konus ( $q_c$ ) dan nilai gesekan ( $f_s$ ). Nilai  $q_c$  dan nilai  $f_s$  didapat dengan cara menekan stang dalam seperti pada sondir dengan konis biasa. Pada permulaan hanya konis yang ditekan bergerak ke bawah, dengan demikian hanya nilai konis yang diukur. Setelah konus bergerak sejauh 4 cm, maka selubung gesek ikut bergerak juga, sehingga nilai konus dan nilai gesekan diukur bersama-sama. Nilai gesekan ini diperoleh dengan mengurangi nilai keseluruhan dengan nilai konus lalu dikalikan dengan koefisien yang merupakan perbandingan antara luas selubung gesek. Sondir bikonis dapat dilihat pada gambar 2.5.

Biasanya pengukuran dilakukan setiap 20 cm sehingga keadaan tanah dapat diketahui secara kontinyu. Pada pengujian ini alat yang banyak dipakai adalah sondir bikonis.

Berdasarkan kemampuannya, terdapat dua macam alat sondir yaitu sondir ringan dengan kapasitas 2,5 ton dan sondir berat dengan kapasitas 10 ton. Untuk tanah lempung cukup digunakan sondir ringan, sedangkan pada tanah yang keras digunakan sondir berat.

Hasil pengujian CPT berupa nilai konis ( $q_c$ ), nilai gesekan ( $f_s$ ) dan kedalaman tanah. Hasil pengujian tersebut kemudian dibuat grafik yang menghubungkan antara nilai konus ( $q_c$ ), gesekan ( $f_s$ ) dengan kedalamannya. Dari grafik tersebut

daya dukung fondasi pada kedalaman tertentu dapat dihitung dengan melihat berapa nilai  $q_c$  dan  $f_s$  nya. Dengan rumus yang dijelaskan pada bab berikutnya daya dukung fondasi bisa dihitung.



Gambar 2.5. Alat sondir dengan bikonis

Keuntungan dari pengujian sondir adalah cepat memperoleh hasil, praktis dan murah, tetapi pengujian ini juga mempunyai kelemahan yaitu:

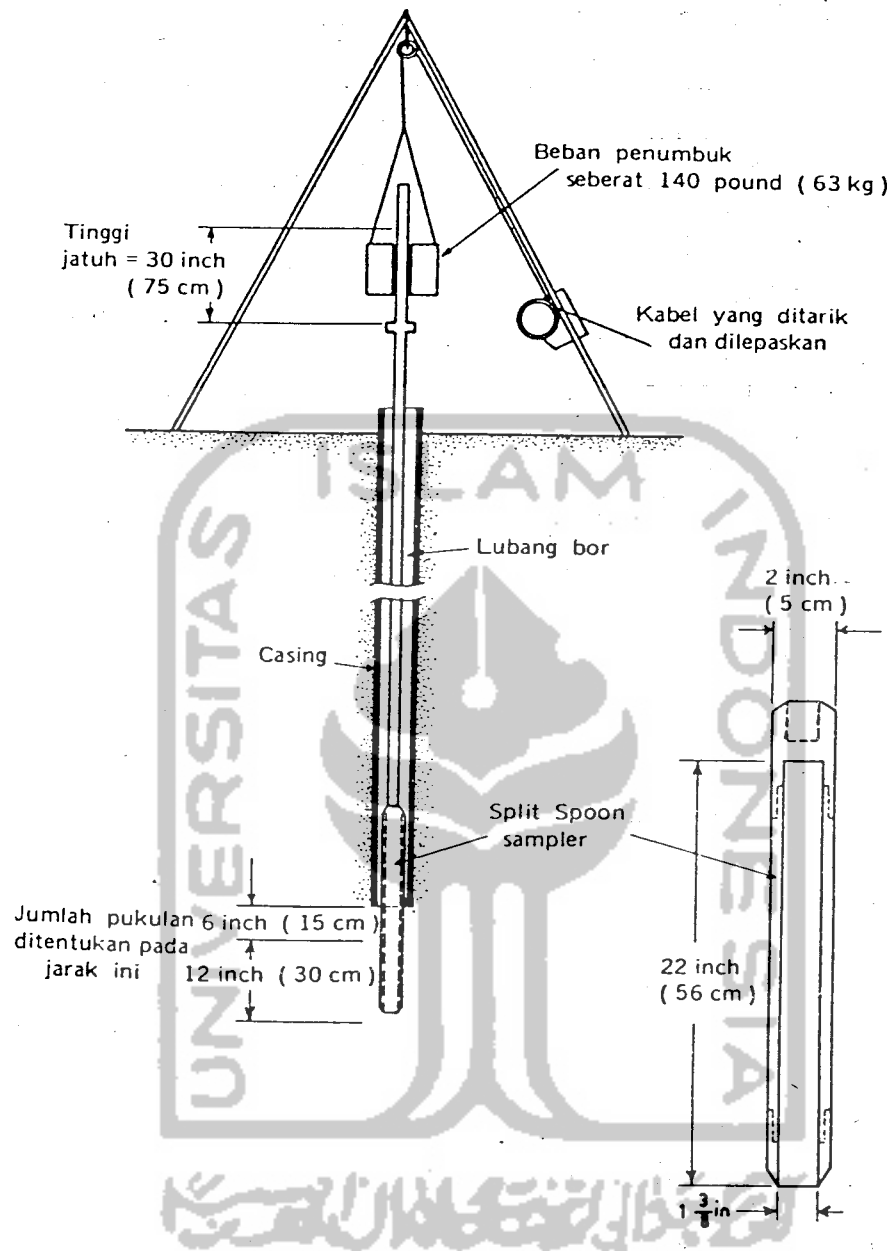
1. Apabila dijumpai batuan lepas, pengujian sondir tidak bisa diteruskan dan kadang-kadang memberi indikasi sudah mencapai tanah baik,
2. Tidak bisa mengambil sampel tanah.

#### 2.4.2. Pengujian penetrasi standar (SPT = "Standard Penetration Test")

Pengujian penetrasi standar dilakukan bersama-sama dengan pengeboran. Setiap pengeboran mencapai kedalaman 0,75 - 1,5 meter dilakukan SPT. Cara melakukan pengujian penetrasi ini diuraikan dalam alinea berikut.

Tabung contoh standar diletakkan pada dasar lubang bor yang telah dibersihkan dari material lepas, kemudian ditumbuk menembus tanah. Tabung contoh standar ditumbuk dengan beban penumbuk seberat 63,5 kg (140 lb) yang dijatuhkan dari ketinggian sekitar 76 cm (30 in) sampai masuk sedalam 15 cm. Setelah itu ditumbuk lagi sampai tabung contoh tersebut masuk sedalam 30 cm dan jumlah pukulan yang diperlukan dihitung. Jumlah pukulan ini disebut nilai N. Alat serta cara melakukan pengujian dapat dilihat pada gambar 2.6.





Gambar 2. 6. "Standard Penetration Test"  
(Wesley, 1977)



Hasil SPT dapat dihubungkan secara empiris dengan beberapa sifat tanah seperti kepadatan relatif, sudut gesek internal, berat satuan tanah, kuat tekan bebas. Hubungan antara sudut gesek internal, kepadatan relatif, berat satuan tanah dengan jumlah pukulan dapat dilihat pada tabel 2.1. dan hubungan kuat tekan bebas dan berat satuan tanah dengan nilai N dapat dilihat pada tabel 2.2.

Hasil selama pengujian SPT dikumpulkan untuk kemudian dibuat grafik yang menjelaskan hubungan antara jumlah tumbukan dan jenis tanah dengan kedalamannya. Dari grafik tersebut pula kita dapat mengetahui jenis tanah pada kedalaman tertentu. Untuk menghitung daya dukung fondasi bisa diambil data hasil SPT dengan melihat berapa jumlah tumbukan pada kedalaman dimaksud dan jenis tanahnya. Kemudian dengan rumus-rumus empiris dihitung daya dukungnya.

Tabel 2.1. Hubungan  $\phi$ ,  $D_r$ ,  $\gamma$  dengan N untuk pasir

Diskripsi	sudut gesek internal, $\phi$	Kepadatan relatif, $D_r$	Berat Satuan Tanah, $\gamma$ ( $\text{KN/m}^3$ )	N
sangat lepas	25 - 30		11 - 16	
Lepas	27 - 32	0,15	14 - 18	5-10
Sedang	30 - 35	0,35	17 - 20	8-15
Padat	35 - 40	0,65	17 - 22	10-40
Sangat padat	38 - 43	0,85	20 - 23	20-70
		1,00		>35

Tabel 2.2. Hubungan  $\gamma$ ,  $q_u$ , dan nilai N untuk lempung

Diskripsi	$\gamma$ jenuh	Kuat tekan bebas $q_u$	N
sangat lunak	16-19	25	2
lunak			
Sedang	17-20	50	4
kenyal		100	8
sangat kenyal		200	16
keras	19-22	400	32

#### 2.4.3. "Korelasi Standard Penetration Test" dan "Cone Penetration test"

Di beberapa negara seperti Amerika dan Inggris telah banyak dikembangkan suatu penelitian untuk mengetahui hubungan antara SPT dan CPT, tetapi menurut Mayerhof (1965) hubungan antara SPT dan CPT suatu negara belum tentu cocok dapat di terapkan pada tanah di negara lain.

Dari penelitian yang dilakukan dan mempertimbangkan data penelitian yang dilakukan di beberapa negara, Scherman (1970) memberikan hubungan antara nilai tekanan ujung dari CPT( $q_c$ ) dan nilai N dari SPT sebagai berikut:

$$q_c = n \cdot N \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

$$\text{atau} \quad n = \frac{q_c}{N} \quad \dots\dots\dots(2.2)$$

Hubungan antara  $q_c$  dan N dapat dilihat pada tabel 2.3.

Tabel 2.3 Hubungan antara nilai tekanan ujung ( $q_c$  dalam kPa) dengan nilai N dari SPT

Jenis Tanah	$n = q_c/N$
Lumpur, pasir berlanau, campuran pasir lanau	200
Pasir halus sampai sedang, pasir dengan sedikit lanau	300-400
Pasir kasar dan pasir berkerikil	500-600
Kerikil berpasir dan kerikil	800-1000

## 2.5. Pengujian Pembebanan Tiang

Metoda yang paling dipercaya untuk mengetahui kapasitas dukung fondasi tiang di lapangan adalah dengan pengujian pembebanan. Ada beberapa macam pengujian pembebanan berdasarkan tinjauan beban (Teng, 1965) yaitu:

- a. Pengujian terhadap beban aksial,
- b. Pengujian terhadap beban lateral, dan
- c. Pengujian terhadap gaya angkat ke atas.

Tipe pengujian yang banyak dilakukan adalah pengujian terhadap beban aksial.

Menurut Poulos (1980), pengujian pembebanan didasarkan atas beberapa tujuan, yaitu:

1. Sebagai kontrol terhadap fondasi tiang sebelum beban batas yang dipilih tercapai.
2. Menentukan daya dukung, sebagai suatu tinjauan terhadap daya dukung yang diperoleh dari pendekatan teoritis maupun empiris.

3. Menunjukkan perilaku beban-penurunan tiang terutama di tempat yang menerima beban kerja.

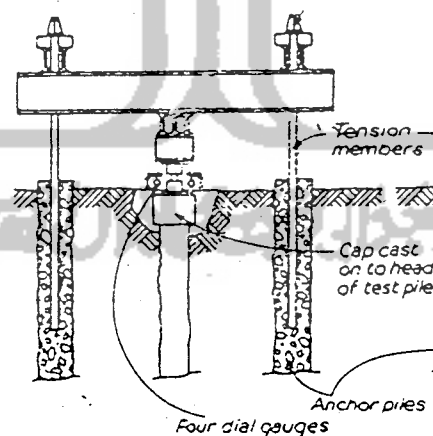
4. Untuk memperlihatkan kekuatan struktural tiang.

#### 1. Metoda Pembebanan

Metoda yang dipakai untuk meletakkan beban pada tiang uji ada beberapa macam, yaitu:

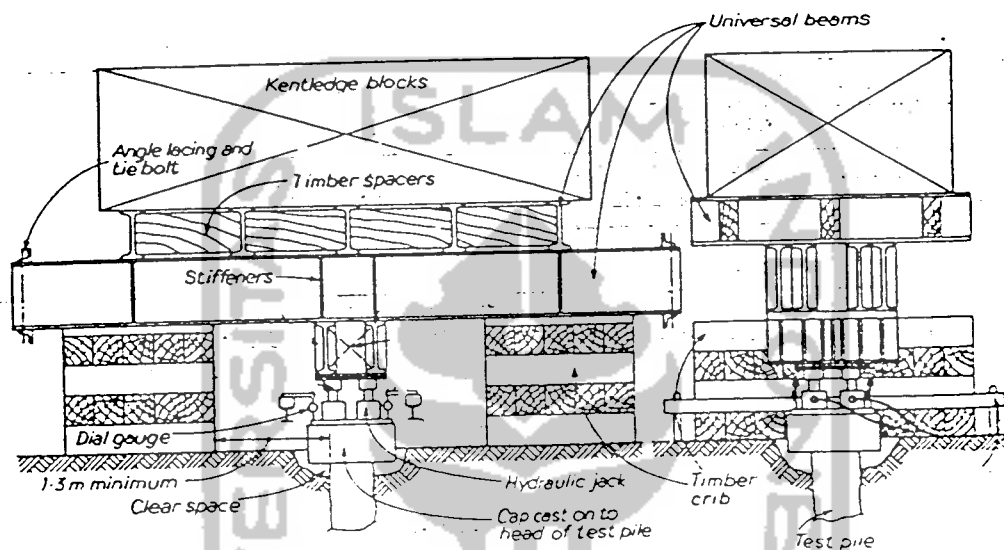
a. Tiang anker, ditujukan untuk menahan gaya tarik ke atas yang diakibatkan oleh dongkrak. Tiang anker ini didirikan pada tiap sisi tiang uji. Dengan sebuah balok yang diikatkan pada kedua kepala tiang anker, balok ini direntangkan di atas kepala tiang uji.

Dongkrak hidrolik di atas kepala tiang uji berfungsi untuk menerapkan beban pada tiang uji. Pengujian pembebanan tiang anker dapat dilihat pada gambar 2.7.



Gambar 2.7 Pengujian beban tiang dengan tiang anker

b. Meja beban, merupakan suatu plat yang dipasang pada bagian atas kepala tiang uji dan berfungsi sebagai tempat meneruskan beban kontra ke tiang uji. Pengujian dengan beban kontra dapat dilihat pada gambar 2.8.



Gambar 2.8 Pengujian pembebanan dengan beban kontra

Pada pengujian ini tiang yang digunakan dapat berupa tiang uji khusus (tiang yang tidak dapat dipakai sebagai fondasi) atau salah satu tiang yang akan dipakai sebagai fondasi. Pelaksanaan pembebanan dapat dilakukan dengan pembebanan bertahan maupun pembebanan berulang. Pada pembebanan bertahan, setelah beban maksimum terpakai beban secara berangsur-angsur dikurangi, sedangkan pada

pembebanan berulang setiap akhir pembebanan beban dihilangkan dahulu kemudian di lanjutkan tahap pembebanan berikutnya.

## 2. Prosedur Pengujian

Pengujian bertahap merupakan cara yang biasa dipakai pada pengujian pembebanan. Prosedur pada metoda ini adalah dengan memberikan beban tiang uji, kemudian beban dinaikkan secara bertahap. Beban pada tiap tahap dipertahankan dalam keadaan konstan selama waktu tertentu sampai nilai penurunan yang dicapai benar-benar berhenti atau berada di bawah kecepatan penurunan yang disyaratkan sebelum diikuti pembebanan berikutnya.

Tahap pembebanan dan besarnya prosentasi penambahan beban serta lamanya waktu beban bertahan pada tiap tingkat pembebanan dapat dilihat pada tabel 2.4.



Tabel 2.4 Prosedur pembebanan mengikuti prosedur ASTM D. 1143-

BEBAN = 500 TON  
 ALAT = ENERPAC CLR 10006, A = 1463,61 CM<sup>2</sup> (227 Sq<sup>2</sup>)

BEBAN			PEMBACAAN
%	TON	Kg/cm	
0	0.00	0.00	0' - 2'
25	62.50	42.70	A 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20' MAX. 2JAM
50	125.00	85.41	A 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20' MAX. 2JAM
25	62.50	42.70	B 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20'
0	0.00	0.00	B
50	125.00	85.41	A
75	187.50	128.11	A
100	250.00	170.81	A
75	187.50	128.11	B
50	125.00	85.41	B
25	62.50	42.70	B
0	0.00	0.00	B
50	125.00	85.41	B
100	250.00	170.81	A
125	312.50	213.51	A
150	375.00	256.22	A
125	312.50	213.51	B
100	250.00	170.81	B
75	187.50	128.11	B
50	125.00	85.41	B
25	62.50	42.70	B
0	0.00	0.00	B
50	125.00	85.41	B
100	250.00	170.81	B
150	375.00	256.22	A
175	437.50	298.92	A
200	500.00	341.62	C 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20' MAX. 24JAM
175	437.50	298.92	D 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20' 60 MENIT
150	375.00	256.22	D
125	312.50	213.51	D
100	250.00	170.81	D
75	187.50	128.11	D
50	125.00	85.41	D
25	62.50	42.70	D
0	0.00	0.00	C 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20' MAX. 24JAM
A : Pembacaan min. 1 jam dan 0.25 mm/jam max. 2 jam B : Pembacaan 20 menit C : Pembacaan min. 12 jam dan 0,25 mm/jam max. 24 jam D : Pembacaan 1 jam			

Hasil dari pengujian dibuat grafik hubungan antara besarnya beban yang diberikan dengan penurunan yang terjadi. Kemudian dari data hasil "loading test" dicari besar daya dukungnya dengan menggunakan metoda grafis.





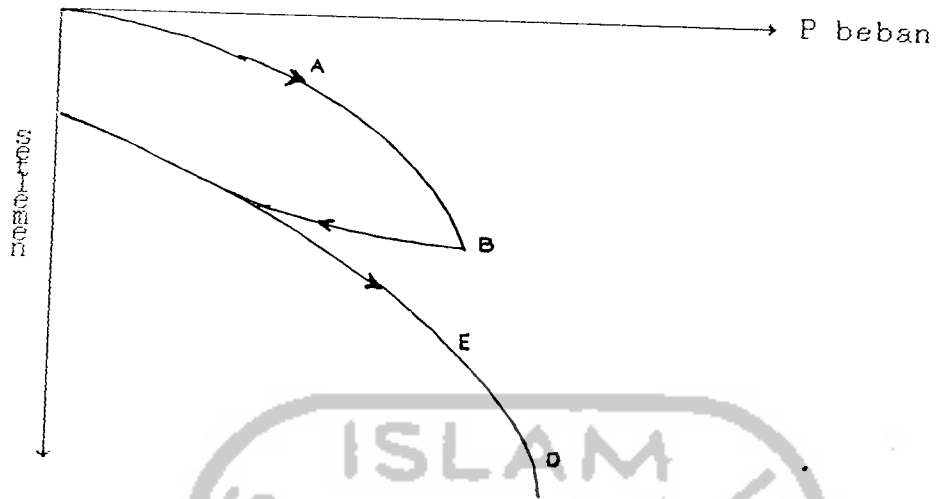
## B A B III

### DAYA DUKUNG FONDASI TIANG BOR TUNGGAL

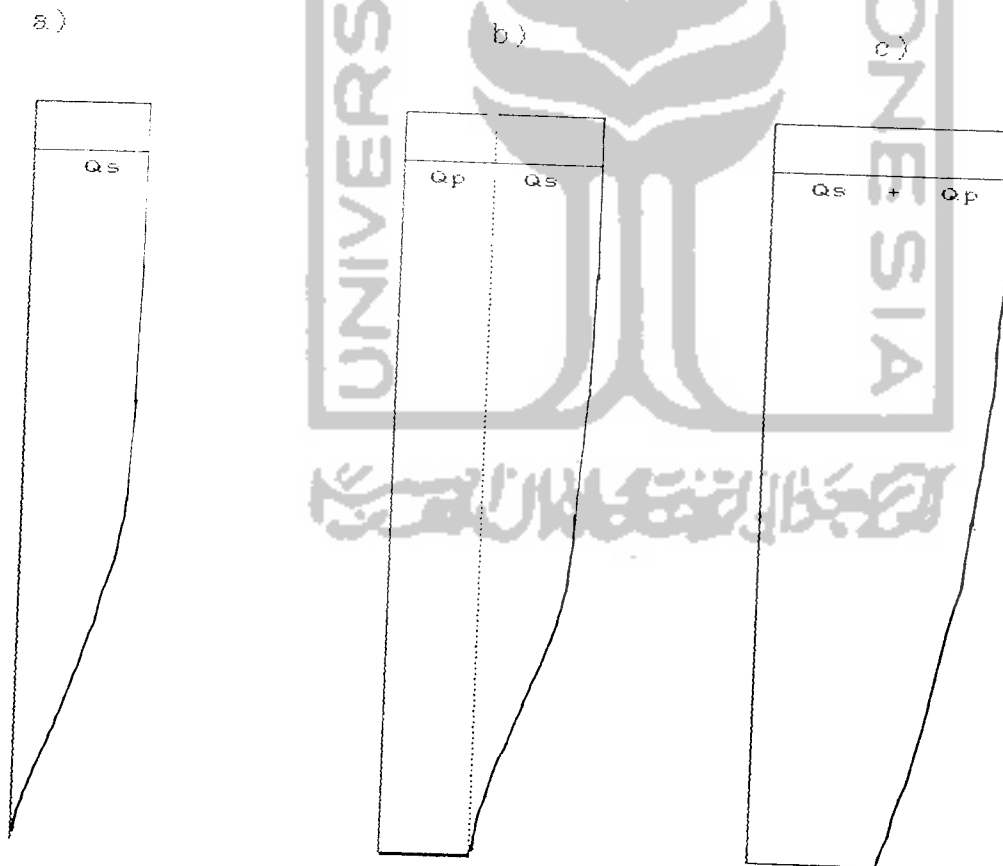
#### 3.1. Daya Dukung Tiang

Ada tiga faktor perlawanan dari tanah yang berperan terhadap kemampuan dukung fondasi tiang. Whitaker (1972) menyebutkan faktor-faktor tersebut sebagai berikut ini.

1. Gerskan tiang ke bawah menyebabkan timbulnya gaya pada permukaan di sekeliling tiang yang melawan gerakan tersebut. Gaya perlawanan ini diberikan oleh lekatan atau gesekan antara tanah di sekeliling permukaan tiang dengan permukaan tiang.
2. Jika sebuah tiang ditekan kebawah, maka tanah yang berada tepat dibawah ujung tiang dan disisi ujungnya akan memberikan perlawanan ujung pada tiang.
3. Tiang mengisi suatu rongga di dalam tanah. Berat dari volume tanah yang digantikan oleh tiang dengan luas penampang tiang  $A_b$ , ke dalam tiang  $D$ , dan unit tanah  $\gamma$  atau sama dengan  $\gamma \cdot D \cdot A_b$ . Selisih antara berat tiang dengan berat tanah yang digantikan oleh tiang harus didukung tanah.



Gambar 3.1. Kurva beban vs penurunan pada uji beban tekan tiang ("pile loading test").



Gambar 3.2. Transper beban dari kepala tiang sampai ujung tiang.

Pada gambar 3.1., pembebanan pada titik A dimana beban didukung oleh tahanan kulit sepanjang selimut tiang pada saat itu hanya sedikit bahkan tidak ada beban yang dipindahkan pada ujung tiang (gambar 3.2.a).

Pada gambar 3.1. pembebanan sampai titik B tahanan kulit maksimum telah dicapai dan sebagian beban ditransper ke ujung tiang (gambar 3.2.b).

Pada gambar 3.1. pembebanan pada titik D tahanan kulit dan tahanan ujung telah mencapai harga maksimum (gambar 3.2.c). Dari evaluasi di atas, Tomlinson (1977) memberikan persamaan dasar statis daya dukung ultimit fondasi tiang sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_s - (w_p + W) \dots \dots \dots (3.1)$$

dimana:

$Q_b$  = Tahanan ultimit ujung tiang

$Q_s$  = Tahanan ultimit kulit tiang

$w_p$  = Berat tiang

$W$  = Berat tanah yang digantikan tiang ( $\gamma \cdot D \cdot A_b$ )

Besarnya  $w_p$  dan  $W$  diabaikan, karena memberikan hubungan yang sangat kecil pada  $Q_{ult}$  (Tomlinson, 1977).

$$Q = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots \dots \dots (3.2)$$

dimana:

$Q_{ult}$  = Kapasitas daya dukung ultimit tiang

SF = safety faktor

Tomlinson (1977) memberikan nilai SF sama dengan 2,5 untuk pencapaian setlemen yang tidak akan lebih dari 10 mm (0,4 inc) pada beban kerja.

### 3.2. Daya dukung Tiang Bor Menurut Rumus Teoritis

#### 3.2.1. Daya Dukung Tiang Bor Tunggal Teoritis Pada Tanah Kohesif.

Pada tanah kohesif, sudut gesek internal tanah  $\phi$ , dianggap sama dengan nol ( $\phi = 0$ ).

a. Kapasitas daya dukung ujung ("end bearing resistance").

Pada tanah kohesif, kapasitas daya dukung ujung menurut Tomlinson (1977) adalah sebagai berikut:

$$Q_{b \text{ ult}} = N_c \cdot C_b \cdot A_b \dots \dots \dots (3.3)$$

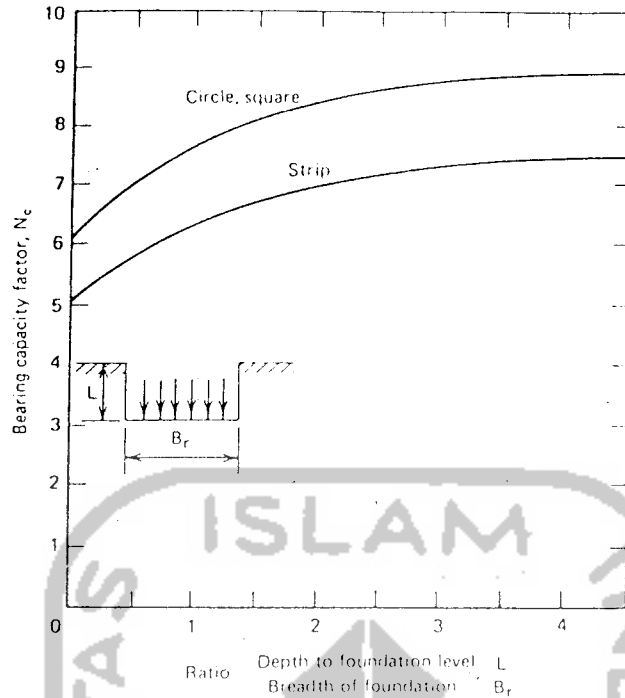
dimana:

$N_c$  = Faktor daya dukung (lihat gambar 3.3)

$C_b$  = Kohesi undrained ( $c_u$ ) pada ujung tiang

$A_b$  = Luas potongan melintang dari ujung tiang  
( $1/4 \cdot \pi \cdot D^2$ )

Untuk kedalaman tiang lebih besar atau sama dengan 4 kali diameter, Mayerhof (Tomlinson, 1977) memberikan harga  $N_c = 9$ . Tomlinson mengusulkan faktor reduksi sebesar 0,75 untuk nilai ujung tiang bor pada tanah lempung.



Gambar 3.3. Harga  $N_c$  untuk tiang di dalam tanah lempung

b. Kapasitas tahanan kulit.

Dari hubungan empiris antara gesekan kulit dan cohesi undrain tanah di sekeliling tiang, Tomlinson (1977) memberikan persamaan sebagai berikut:

$$Q_{s \text{ ult}} = \alpha \cdot \bar{C}_u \cdot A_s \dots \dots \dots (3.4)$$

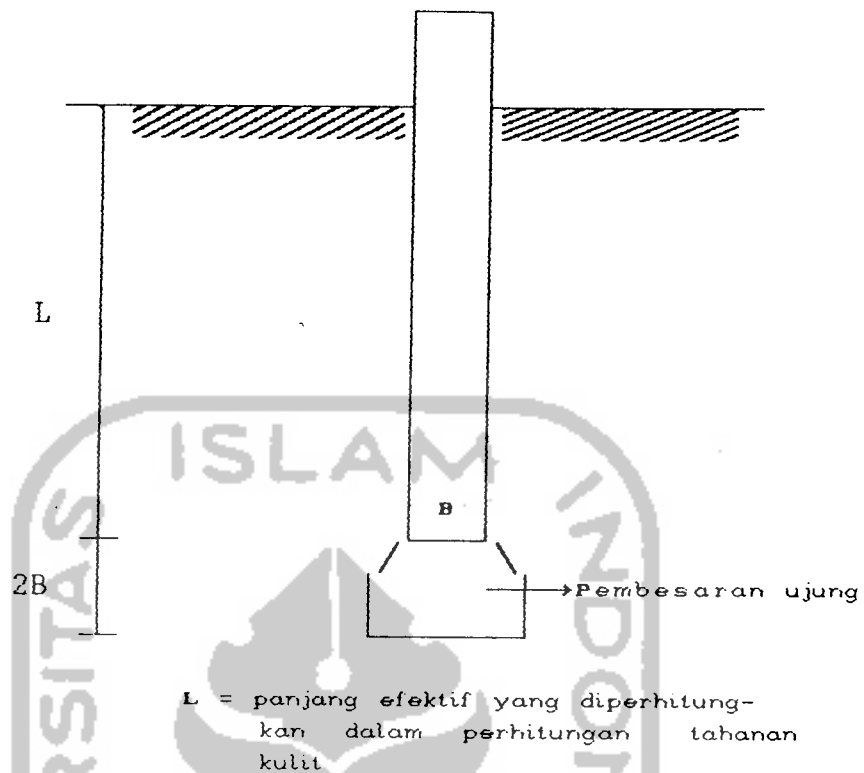
dimana:

$\bar{C}_u$  = Cohesi undrain rata-rata di sekeliling tiang

$A_s$  = Luas permukaan tiang (selimut tiang)

$\alpha$  = Faktor adhesi (0,3-0,6)

Skempton (Tomlinson, 1977) untuk tiang bor menyarankan memakai harga faktor adhesi ( $\alpha$ ) sama dengan 0,45. Untuk tiang dengan pembesaran di bawah ("under reamed pile") Tomlinson (1977) menyarankan panjang efektif dari selimut tiang adalah seperti gambar di bawah ini.



Gambar 3.4. Panjang efektif pada kulit tiang untuk perhitungan tahanan kulit pada "under-reamed pile".

### 3.2.2. Daya Dukung Tiang Bor Tunggal Teoritis Pada Tanah Non Kohesif

Formula klasik untuk menghitung daya dukung tiang bor pada tanah non-kohesif mengikuti bentuk persamaan 3.1. Dengan menganggap nilai kohesi undrained ( $C_u = 0$ ), Tomlinson (1977) memberikan persamaan daya dukung tiang sebagai berikut:

#### a. Daya dukung ujung

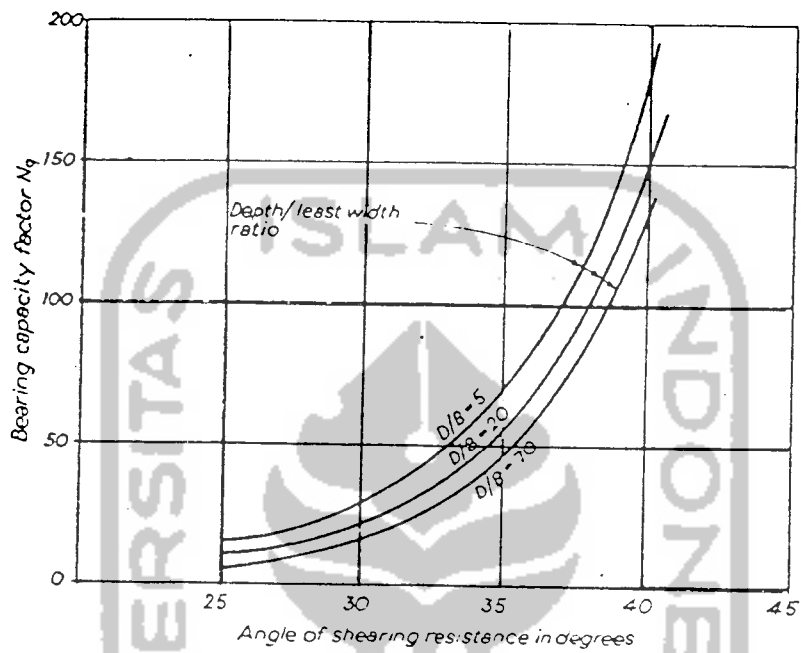
$$Q_{p \text{ ult}} = N_q P_d A_b \dots \dots \dots (3.5.)$$

dimana:

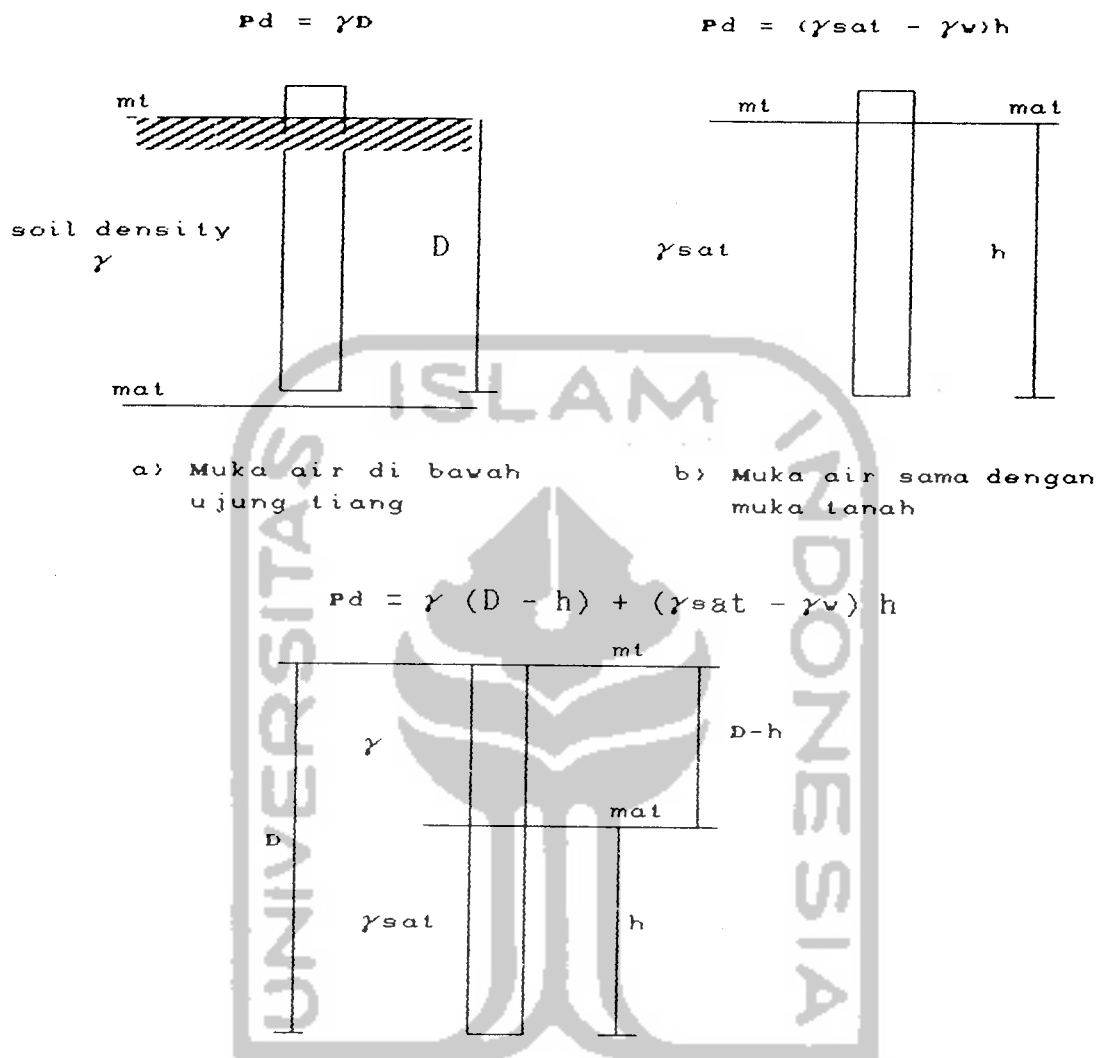
$N_q$  = Faktor daya dukung (lihat pada gambar 3.5)

$P_a$  = Tekanan tanah efektif (lihat gambar 3.6)

$A_b$  = Luas potongan ujung tiang



Gambar 3.5. Bearing capacity factors  $N_q$



Gambar 3.6. Berbagai kondisi pada penentuan tekanan tanah efektif.

Tomlinson 1977, mengusulkan untuk memberi batasan kapasitas daya dukung ujung pada pasir sebesar  $107,6391 \text{ kg/cm}^2$ .

b. Tahanan kulit ( $Q_s$ )

$$Q_s \text{ ult} = 1/2 \cdot k_s \cdot p_d \cdot \text{tg } \delta \cdot A_s \dots \dots \dots (3.6.)$$

dimana:

$P_d$  = Tekanan tanah efektif (lihat gambar 3.6)



$K_s$  = Koefisien tekanan tanah (Touma dan Reese memberikan nilai 0,7 untuk tiang bor)

$\delta$  = Sudut gesek antara tanah dan tiang (Touma dan Reese memberikan harga  $\delta = \phi$  pada tiang bor)

$A_s$  = Luas permukaan selimut tiang bor

Tomlinson 1977, mengusulkan untuk berbagai kondisi, daya dukung perencanaan untuk tahanan kulit sebesar  $= 1,0764 \text{ kg/cm}^2$ , dan daya dukung tahanan ujung sebesar  $107,6391 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.2.3. Daya Dukung Tiang Pada Tanah Antara Pasir dan Tanah Lempung

Pada tanah ini dimana mempunyai nilai kohesi dan sifat gesek ( $c - \phi$ ) seperti pada sandy clay, sandy silt dan silty atau clayey sand. Daya dukung ujung dihitung berdasarkan koefisien  $N_c$  dan  $N_q$  dari Terzaghi dan Peck untuk persamaan di bawah ini (Tomlinson, 1977)

$$Q_b = A_p [1,3 c N_c + p_o (N_q - 1) + a_y \gamma B N_q] \dots \dots \dots (3.7)$$

Dimana:

$A_p$  = Luas ujung tiang  $\text{cm}^2$

$c$  = Nilai kohesi undrained tanah ( $\text{kg/cm}^2$ )

$p_o$  = Tegangan efektif tanah sampai ujung tiang ( $\text{kg/cm}^2$ ) dihitung seperti gambar

$\gamma$  = Berat jenis tanah ( $\text{kg/cm}^3$ )

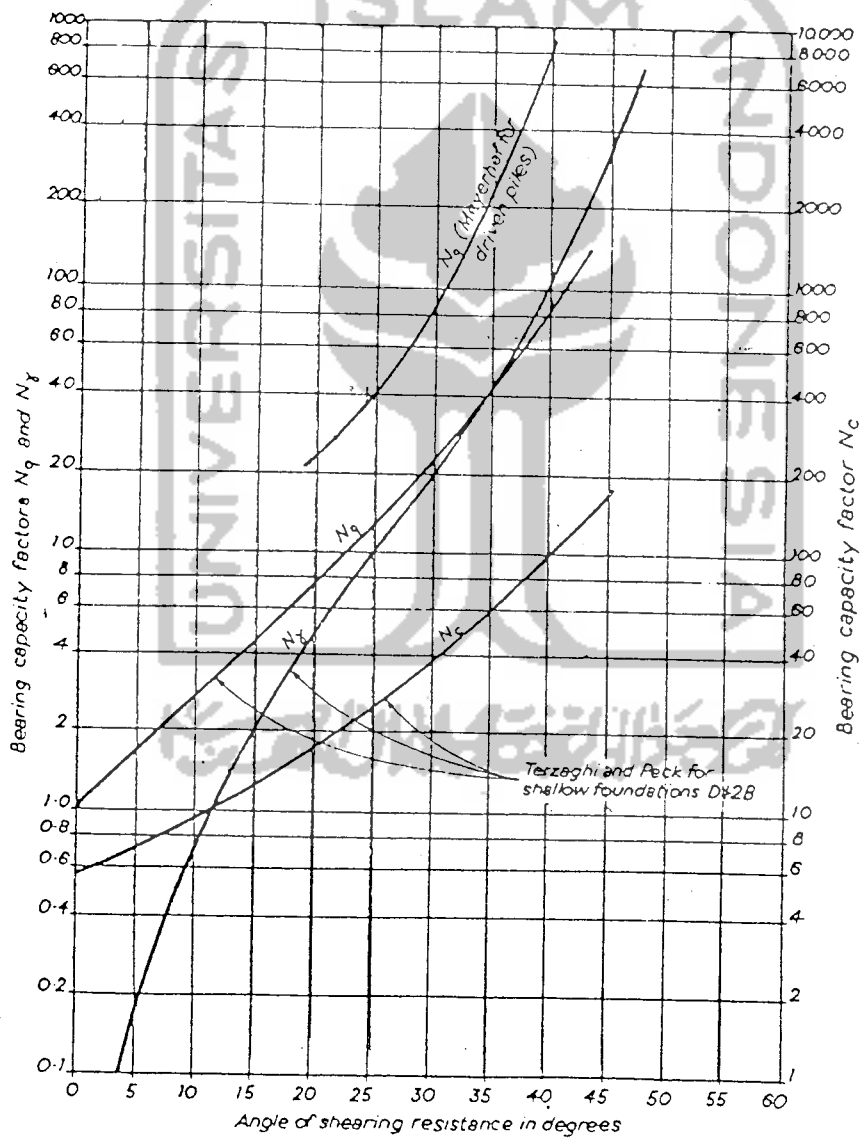
$a_y$  = faktor penampang:

- persegi  $a_y = 0,4$
- bulat  $a_y = 0,3$

$B$  = Diameter tiang

$N_c, N_q, N_\gamma$  = koefisien daya dukung Terzaghi (gambar 3.7)

Tomlinson memberikan batasan untuk daya dukung ini, harga kapasitas dukung ultimitnya tidak melebihi  $100 \text{ T/ft}^2$  ( $107,6391 \text{ kg/cm}^2$ ).



Gambar 3.7. Koefisien daya dukung Terzaghi

### 3.3. Daya Dukung Menurut Rumus Empiris

#### 3.3.1. Daya Dukung Tiang Berdasarkan Hasil Pengujian "Cone Penetration Test" (CPT)

Penentuan daya dukung tiang berdasarkan grafik pengujian sondir, dapat dipakai beberapa metode sebagai berikut:

##### 1. Rumus Wesley

Rumus yang digunakan Wesley merupakan rumus yang banyak dipakai di Indonesia. Daya dukung ultimit tiang adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q &= Q_p + Q_s \\ &= p \cdot A + f \cdot o \dots\dots\dots(3.8) \end{aligned}$$

Dimana:

$Q_p$  = Daya dukung ultimit ujung tiang (kN)

$Q_s$  = Daya dukung ultimit tiang karena gesekan atau lekatan (kN)

$p$  = Nilai konis rata-rata ( $\text{kN/m}^2$ )

$A$  = Luas tampang tiang ( $\text{m}^2$ )

$f$  = Jumlah total hambatan pelekat pada ujung pondasi ( $\text{kN/m}$ )

$o$  = Keliling tiang (m)

Daya dukung tiang ijin,  $\bar{Q}$

$$\bar{Q} = \frac{p \cdot A}{SF_1} + \frac{f \cdot o}{SF_2} \dots\dots\dots(3.9)$$

Dengan:

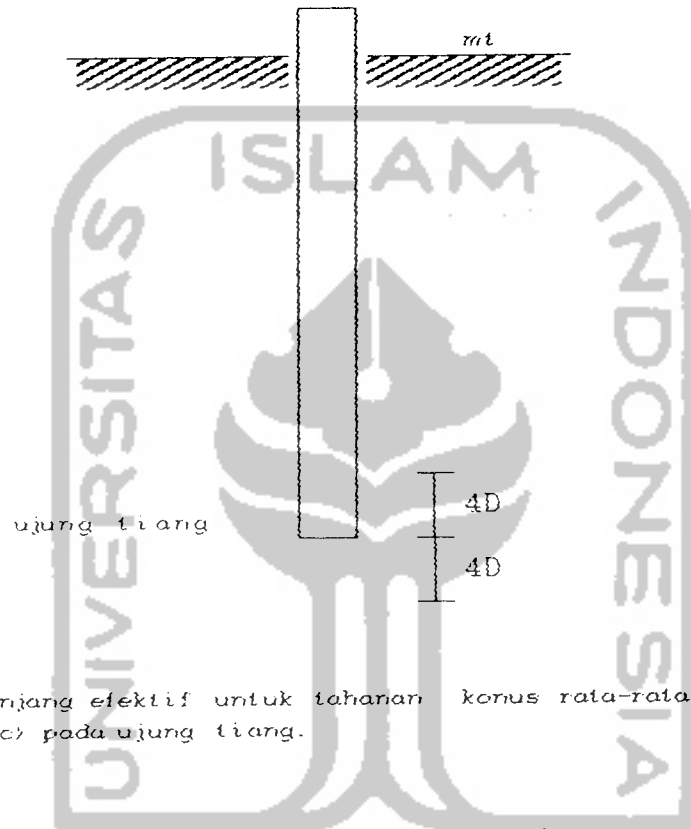
untuk pasir murni  $SF_1 = 3$

$SF_2 = 5$

untuk lempung  $SF_1 = 5$

$SF_2 = 10$

Untuk tahanan konus rata-rata ( $p$ ) pada ujung tiang diambil sebesar  $4D$  di atas ujung tiang dan  $4D$  di bawah ujung tiang (lihat gambar 3.8).



Gambar 3.8 Panjang efektif untuk tahanan konus rata-rata ( $q_c$ ) pada ujung tiang.

## 2. Metode Tomlinson modifikasi NV. Nayak

Metode Tomlinson yang dimodifikasi NV. Nayak menghitung kapasitas daya dukung tiang dari data CPT berdasarkan data tahanan konus ( $Q_c$ ), dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_{up} = C_{dk} A_p + \frac{C_{dk}}{200} A_s \dots\dots\dots(3.10)$$

$$Q_{ap} = \frac{Q_{up}}{3} \dots\dots\dots(3.11)$$

dimana:

$Q_{up}$  = Kapasitas daya dukung ultimit (kN)

$Q_{ap}$  = Kapasitas daya dukung ijin (kN)

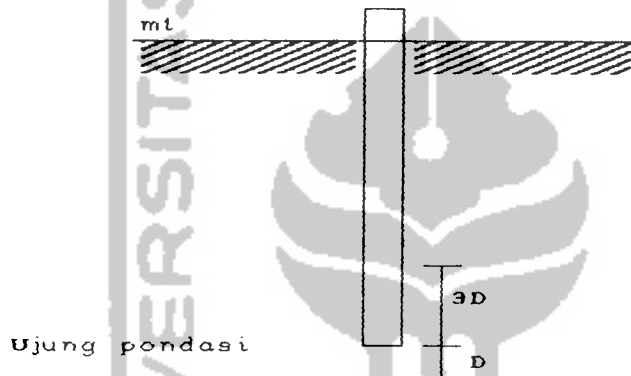
Ckd = Tahanan konus ujung rata-rata ( $\text{kN/m}^2$ )

Ap = luas penampang ujung tiang ( $\text{m}^2$ )

Cdk = Tahanan konus rata-rata sepanjang tiang  
( $\text{kN/m}^2$ )

As = Luas selimut tiang ( $\text{m}^2$ ).

Tahanan konus ujung rata-rata diambil 3D diatas ujung tiang pondasi dan 1D di bawah ujung tiang pondasi (lihat gambar 3.9)



Gambar 3.9 nilai tahanan konus ujung rata-rata

### 3. Metode Rusia

Metode Rusia memberikan persamaan kapasitas daya dukung tiang berdasarkan nilai tahanan konus ( $q_c$ ) dan berdasarkan nilai gesekan lokal sepanjang tiang, sebagai berikut:

$$Q_{up} = Q_c A + U D F_s \dots\dots\dots(3.12)$$

$$Q_{ap} = \frac{Q_{up}}{4} \dots\dots\dots(3.13)$$

Dimana:

$Q_{up}$  = Tahanan daya dukung ultimit (ton)

$Q_{ap}$  = Tahanan daya dukung ijin (ton)

$Q_c$  = Tahanan konus ujung rata-rata ( $\text{kg/cm}^2$ )

$A$  = Luas penampang ujung pondasi ( $\text{cm}^2$ )

$U$  = Keliling penampang pondasi (cm)

$D$  = Kedalaman pondasi (cm)

$F_s$  = Rata-rata gesekan lokal sepanjang tiang ( $\text{kg/cm}^2$ ).

Tahanan konus ujung rata-rata diambil 4D di atas ujung pondasi dan 1D di bawah ujung pondasi (lihat gambar 3.9).

### 3.2.2. Daya Dukung Tiang Berdasarkan Hasil Pengujian "Standard Penetration test" (SPT)

Untuk menghitung daya dukung berdasarkan data pengujian SPT digunakan rumus sebagai berikut:

#### 1. Metode langsung (N V Nayak, 1982)

$$Q_{up} = 40 N A_p + \frac{\bar{N} A_s}{5} \dots \dots \dots (3.14)$$

$$Q_{ap} = \frac{Q_{up}}{4} \dots \dots \dots (3.15)$$

dimana:

$Q_{up}$  = daya dukung ultimit tiang (ton)

$N$  = nilai  $N$  (SPT) rata-rata pada ujung tiang sampai 2D di bawah ujung tiang

$\bar{N}$  = nilai  $N$  (SPT) rata-rata sepanjang tiang

$A_p$  = luas potongan melintang ujung tiang ( $\text{m}^2$ )

$A_s$  = luas selimut tiang sepanjang tiang ( $\text{m}^2$ )

$Q_{ap}$  = daya dukung izin tiang

2. Menurut L. Decourt (1982), Daya dukung ultimit tiang dapat dihitung sebagai berikut:

a. Daya dukung ujung,  $Q_p$

Untuk memperkirakan daya dukung ujung diambil rata-rata 3 nilai  $N$  di atas ujung tiang fondasi.

$$\bar{N}_p = \frac{\sum N}{3}$$

Daya dukung ultimit ujung dinyatakan dengan:

$$Q_p = \bar{N}_p K A_p \dots\dots\dots(3.15)$$

Dimana:

$\bar{N}_p$  = rata-rata nilai  $N$

$K$  = koefisien tanah (lihat tabel 3.1.)

Tabel 3.1 Koefisien tanah menurut L. Decourt

Jenis tanah	$K$ (kpa)	$K$ ( $t/m^2$ )
Tanah lempung	118	12
Lanau berlempung	196	20
Lanau berpasir	245	25
Pasir	392	40

b. Kapasitas gesekan tiang

Untuk mencari kapasitas gesekan tiang perlu mempertimbangkan rata-rata nilai  $N$  sepanjang tiang. Besar gesekan sepanjang tiang ( $f_s$ ) adalah sebagai berikut:

$$f_s = \bar{N}/3 + 1$$

Dimana:

$\bar{N}$  = rata-rata jumlah pukulan sepanjang tiang,  $N/n$

$n$  = jumlah titik yang ditinjau

Daya dukung akibat gesekan,  $Q_s$

$$Q_s = f_s p l \dots\dots\dots(3.17)$$

dengan:

$f_s$  = gesekan sepanjang tiang

$p$  = keliling tiang

$l$  = kedalaman

Daya dukung ijin ( $Q_{ap}$ )

$$Q_{ap} = \frac{Q_p + Q_s}{3} \dots\dots\dots(3.18)$$

Menurut Terzaghi dan Peck (1948), untuk lanau dan pasir jenuh dengan nilai  $N$  lebih besar dari 15 maka nilai  $N$  harus dikoreksi menjadi:

$$N = 15 + 1/2 (N' - 15) \dots\dots\dots(3.19)$$

Dimana:

$N$  = Nilai  $N$  yang terkoreksi

$N'$  = Nilai  $N$  lapangan

### 3.3.3. Interpretasi daya dukung tiang tunggal berdasarkan data uji pembebanan ("Pile Loading Test")

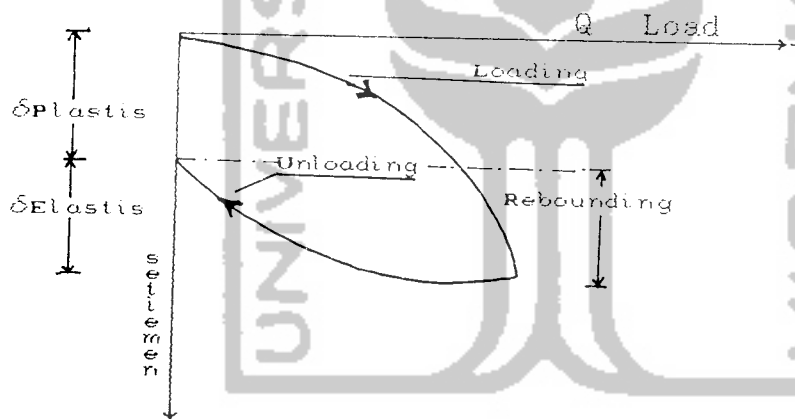
#### 1. Umum

Seperti telah dibicarakan pada sub bab 2.3, prosedur pembebanan umumnya dilakukan dengan memberikan beban secara bertahap. Tahap pembebanan dilakukan dengan cara penambahan



dan pengurangan beban pengujian pada meja beban. Pembebanan yang dilakukan biasanya sampai 200% dari beban perencanaan.

Dengan penambahan dan pengurangan beban uji sebesar 25%, prosedur yang umum adalah dengan meningkatkan beban uji sampai jumlah tertentu lalu mengurangi beban uji hingga tanpa beban uji sampai kenaikan atau reaksi elastik tanah ("rebound") berhenti. Tiang kemudian dibebani lagi sampai beban kerja kemudian sampai beban maksimum (200% beban rencana). Penambahan dan pengurangan ini merupakan siklus pembebanan atau disebut sebagai pembebanan cyclic ("Cyclic Loading Test").



Gambar 3.10. Grafik pembebanan terhadap penurunan

Pengurangan beban dilakukan tahap demi tahap dengan diberi waktu jeda tiap tahap, selanjutnya hingga reaksi tanah ("rebound") berhenti sebelum pengurangan beban selanjutnya.

Prosedur penambahan dan pengurangan beban secara tepat sering dispesifikasikan oleh kode bangunan atau satu

organisasi konstruksi. Pada pengujian ini prosedur pembebanan dengan sistim cyclic ("Cyclic Loading Test") yang dispesifikasikan ASTM D 1143-89 untuk beban rencana 250 ton.

## 2. Metode Mazurkowick

Metoda ini dilakukan dengan cara membagi jarak penurunan total secara sembarang menjadi bagian-bagian yang sama dan memotong kurva beban vs penurunan. Dari perpotongan ini kemudian ditarik garis ke atas tegak lurus sumbu beban sehingga memotong garis sumbu beban. Kemudian dari titik-titik perpotongan garis beban dengan sumbu beban, dibuat garis dengan sudut  $45^{\circ}$  sehingga memotong garis-garis beban yang lain. Dari titik-titik perpotongan tersebut dibuat garis lurus dan titik dimana garis itu berpotongan dengan sumbu beban merupakan besar dari beban runtuh  $P_u$ .

## B A B IV

### ANALISIS DAYA DUKUNG FONDASI TIANG BOR TUNGGAL (STUDI KASUS)

#### 4.1. Umum

Pada bab sebelumnya telah dibicarakan daya dukung dan penurunan tanah yang harus diperhatikan dalam perencanaan fondasi tiang. Daya dukung fondasi dapat dicari dengan rumus teoritis dan rumus empiris. Dari data penyelidikan lapangan "Cone Penetration Test" (CPT) dan "Standard Penetration Test" (SPT) akan dihitung kapasitas daya dukung dari fondasi tiang bor berdasarkan metoda-metoda perhitungan empiris yang telah dibicarakan di muka.

Hasil dari perhitungan tersebut, dibandingkan dengan beban rencana yang akan bekerja dan dievaluasi dengan analisis hasil pengujian pembebanan ("Loading Test") tipe tekan. Sebagai contoh analisis digunakan kasus pada Proyek komplek perkantoran Bank Indonesia pusat di Jakarta. Dari 5 titik bor dan 4 titik sondir yang masing-masing saling berdekatan (dapat dilihat pada peta lokasi titik sondir dan titik bor pada lampiran 1).

Pada grafik sondir, diagram SPT dan pengujian pembebanan pada proyek ini adalah memakai sistim Metrik, oleh karena itu dalam perhitungan tetap dipakai satuan asal.

#### 4.2. Data Penyelidikan Tanah

Data tanah diambil dari data penyelidikan tanah pada proyek perkantoran Bank Indonesia pusat di Jalan MH. Thamrin

No 2 Jakarta Pusat. Pada areal ini dibangun gedung perkantoran yang terdiri dari 26 lantai dan 2 Basement. Luas bangunan keseluruhan  $\pm 115.962 \text{ m}^2$  dengan luas tanah  $\pm 2 \text{ Ha}$ . Kondisi permukaan tanah relatif datar. Penyelidikan tanah dipercayakan kepada Lembaga Teknologi Fakultas Teknik Universitas Indonesia Jakarta yang dilakukan mulai tanggal 26 November 1989 sampai tanggal 29 Januari 1990.

#### 4.2.1. Lingkup Pekerjaan Penyelidikan Tanah

a. Test permesabilitas

Dilakukan untuk mencari faktor koefisien permesabilitas tanah  $K_v$  (koefisien kecepatan rembesan tanah).

b. Bor dalam ("Deep Boring")

Dilakukan untuk mendapatkan contoh tanah asli ("Undisturb") dari lapangan serta mengklasifikasikan tanah secara visual di lapangan. Pekerjaan bor dilakukan pada 14 (empat belas) titik bor di lokasi sampai dengan kedalaman 60 meter dari permukaan tanah. Dari tiap lubang bor diambil contoh tanah asli dengan interval pengambilan 2 meter untuk keperluan test laboratorium.

c. "Standard Penetration Test" (SPT).

Pengujian SPT ini dilakukan bersama-sama dengan bor dalam pada interval 1,5 meter. Uji SPT dilakukan dengan menumbukkan Split Spoon Sampler ke dalam tanah dengan hammer seberat 63,5 kg tinggi jatuh 76 cm.

d. "Cone Penetration Test" (CPT).

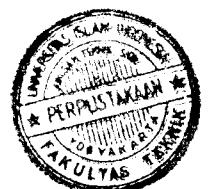
Uji CPT dilakukan sebanyak 21 (dua puluh satu) titik sondir dengan menggunakan alat sondir berat 10 ton pada interval pembacaan 200 mm (20 cm). Penembusan ditentukan setelah ditemukan lapisan tanah keras dengan nilai konus  $q_c \geq 300 \text{ kg/cm}^2$  atau sudah mencapai kedalaman 40 meter. Pada pengujian ini dipakai type bikonus, dengan tabung friksi dari Bogeman.

e. Pemeriksaan contoh tanah di laboratorium

Contoh tanah yang didapat pada waktu uji pemboran diperiksa di laboratorium untuk memperoleh parameter-parameter tanah yang akan dipakai untuk menghitung kapasitas dukung fondasi secara teoritis dan identifikasi tanah secara tepat.

#### 4.3. Data Fondasi Tiang Bor

Pada proyek ini, melihat keadaan lokasi sekitarnya banyak terdapat bangunan bertingkat tinggi yang dipakai sebagai gedung perkantoran, maka dipakai jenis fondasi tiang bor, dimana dalam pelaksanaannya tidak banyak mengganggu, baik ditinjau dari kebisingan maupun getaran yang ditimbulkannya. Tiang bor yang digunakan berdiameter 100 cm dengan daya dukung izin 250 ton untuk setiap tiang. Mutu beton yang digunakan K-225, mutu baja U39 dengan kedalaman yang bervariasi antara 40 sampai dengan 45 meter dari muka tanah.



#### 4.4. Muka Air Tanah

Berdasarkan penyelidikan lapangan sondir dan bor dalam, muka air tanah ("Ground water level") tertinggi -0,30 meter dari permukaan tanah, dan yang terdalam -1,50 meter dari muka tanah asli.

#### 4.5. Data Loading Test

Tiang bor yang dipilih oleh Konsultan Pengawas dan Perencana dibebani dengan beban maksimum  $2 \times 250 \text{ ton} = 500 \text{ ton}$ . Pembebanan dilakukan dengan sistim beban kontra yang terdiri dari blok-blok beton. Pembebanan pada ujung tiang dilakukan dengan perantaraan tekanan "hydraulic jack" mengikuti Standard ASTM D-1143 "Cyclic Load" (pembebanan siklus). Adapun hasil pengamatan secara ringkas sebagai berikut:

1. Total settlement = 11,7263 mm  
(Pembebanan 200 % = 500 ton)
2. Net settlement = 2,8473 mm  
(Pembebanan 0 % = 0 ton)
3. Rebounding (1 - 2) = 8,8790 mm

Untuk lebih lengkapnya dapat dilihat catatan hasil uji pembebanan pada lampiran 13.

#### 4.6. Tahanan Kulit Tiang dan Kedalaman dengan Metoda Prediksi dari Data SPT dan CPT

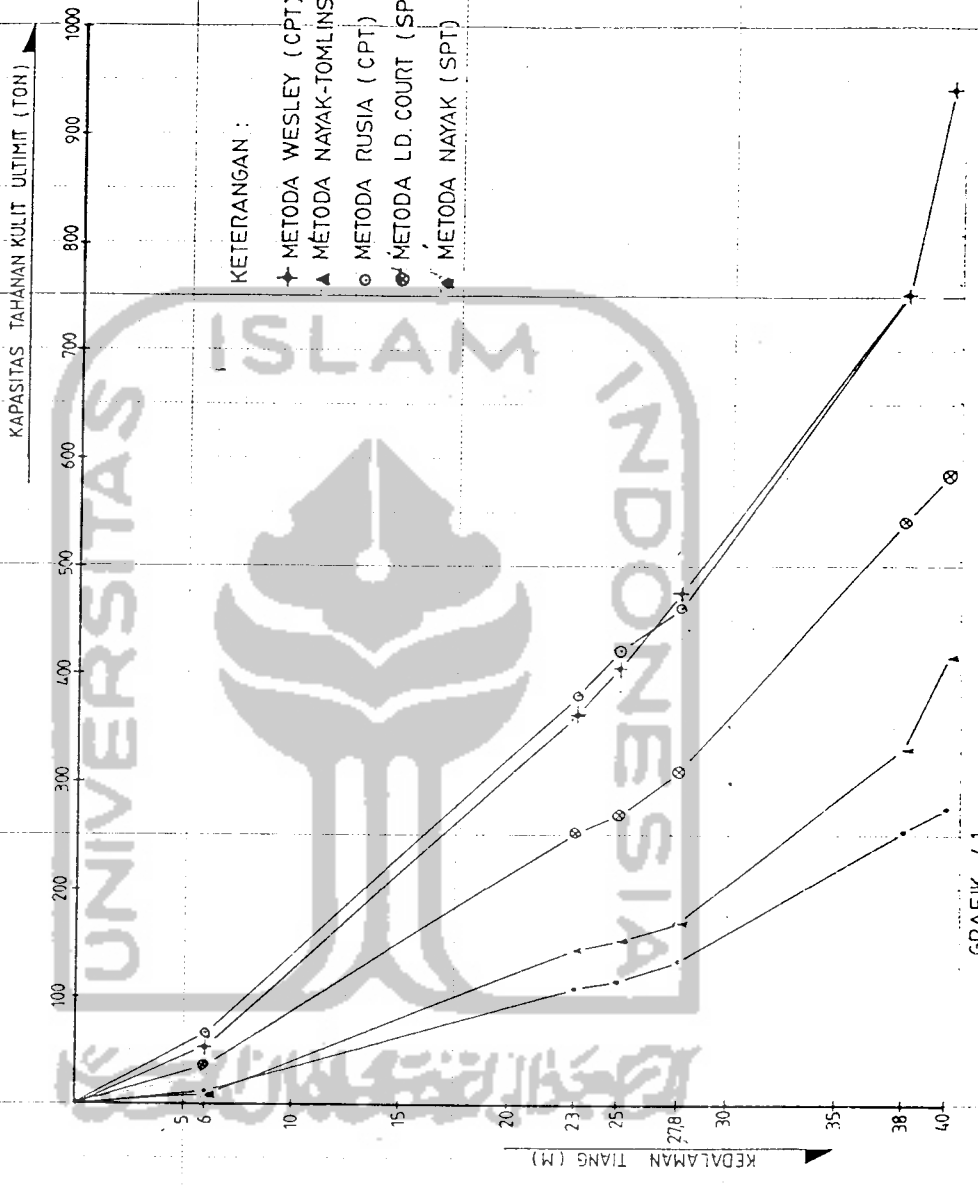
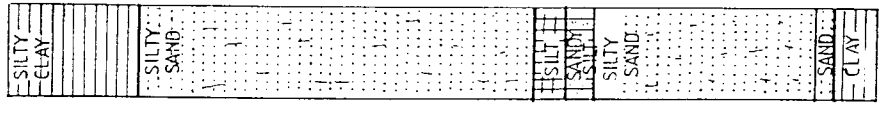
Dalam pondasi tiang dikenal dua perilaku transfer gaya aksial tiang pondasi terhadap tanah pendukungnya. Melalui tahanan gesek sepanjang permukaan kulit tiang dan transfer

tahanan tumpuan melalui ujung tiang. Tahanan total yang dapat ditahan tanah terhadap beban yang bekerja pada pondasi tiang tersebut adalah jumlah dari tahanan kulit tiang dan tahanan ujung tiang.

Metoda prediksi kulit dengan data grafis sondir dapat dilihat pada persamaan 3.8 sampai dengan persamaan 3.13, mengambil tiga parameter yang berbeda dari grafik sondir. Nayak mengambil nilai rata-rata sepanjang tiang ( $\bar{q}_c$ ) dan dibagi dengan nilai 200 untuk memprediksikan nilai tahanan gesek tanah sepanjang tiang. Metoda Rusia mengambil nilai gesek lokal rata-rata ( $f_s$ ) untuk prediksi tahanan gesek tanah sepanjang tiang dan Wesley mengambil nilai friksi total ( $F_t$ ) sedalam tiang sebagai prediksi tahanan gesek tanah.

Sedangkan prediksi tahanan kulit dari data SPT, LD Court mengambil nilai  $N$  pukulan rata-rata sepanjang tiang dibagi tiga, kemudian ditambah satu untuk pendekatan empiris tahanan gesek tanah sepanjang tiang (dapat dilihat pada persamaan 3.16 sampai dengan 3.19) dan Nayak memberikan nilai empiris tahanan gesek tanah sepanjang tiang dengan nilai  $N$  rata-rata sepanjang tiang dibagi lima. Dengan mengambil prediksi tahanan kulitnya saja yang dihitung dengan persamaan 3.8 sampai dengan 3.19, hasil hitungan dapat dilihat pada grafik 4.1, 4.2, dan 4.3 di bawah ini. Ketiga grafik tersebut adalah grafik yang menggambarkan hubungan antara nilai prediksi tahanan kulit ultimit sepanjang tiang dan kedalaman tiang.

BOHRING LOG  
NO. 1

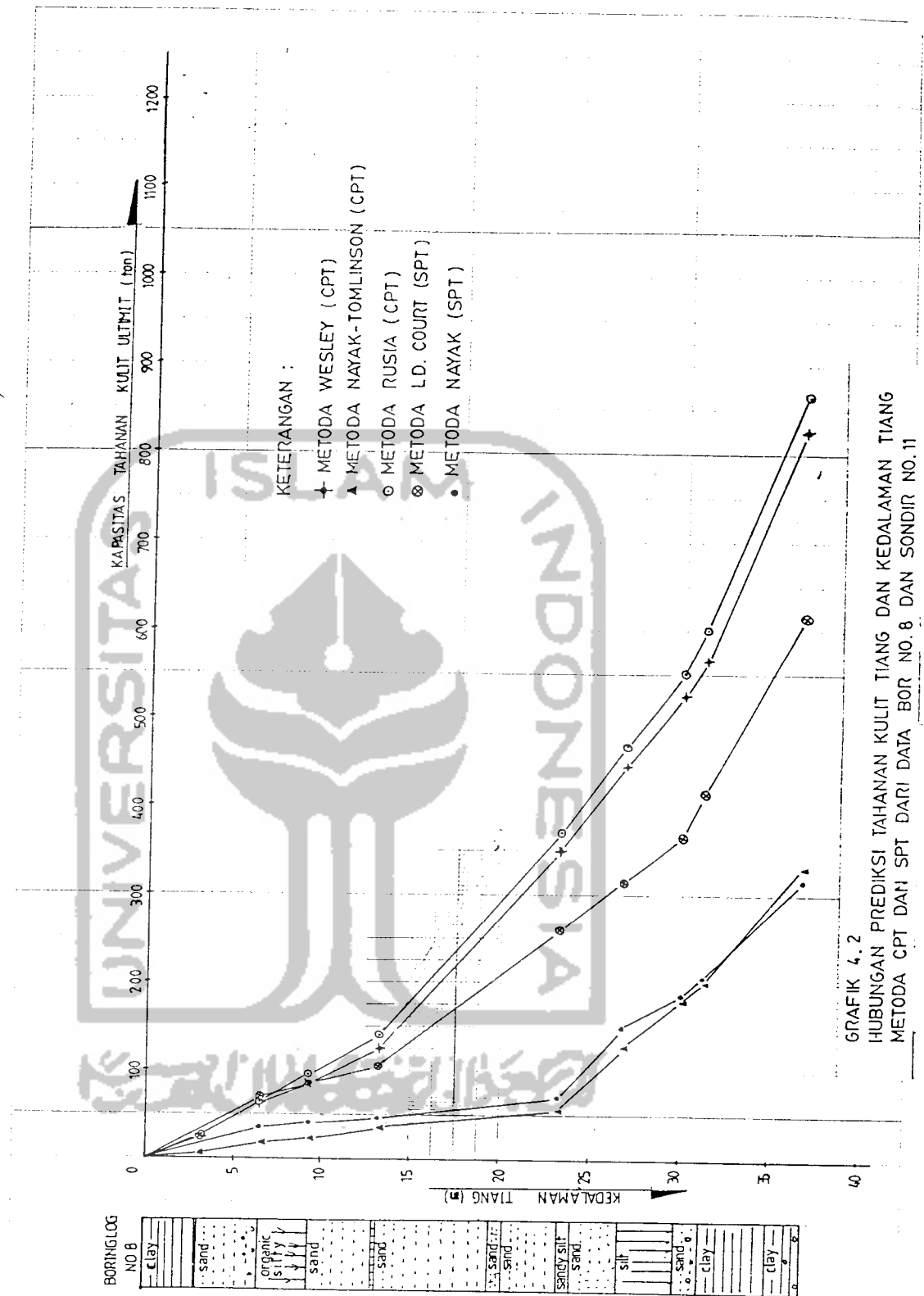


GRAFIK 4.1  
HUBUNGAN PREDIKSI TAHANAN KULIT TIANG DAN KEDALAMAN TIANG.  
METODA CPT DAN SPT DARI DATA BOR NO. 1 DAN SONDIR NO. 1



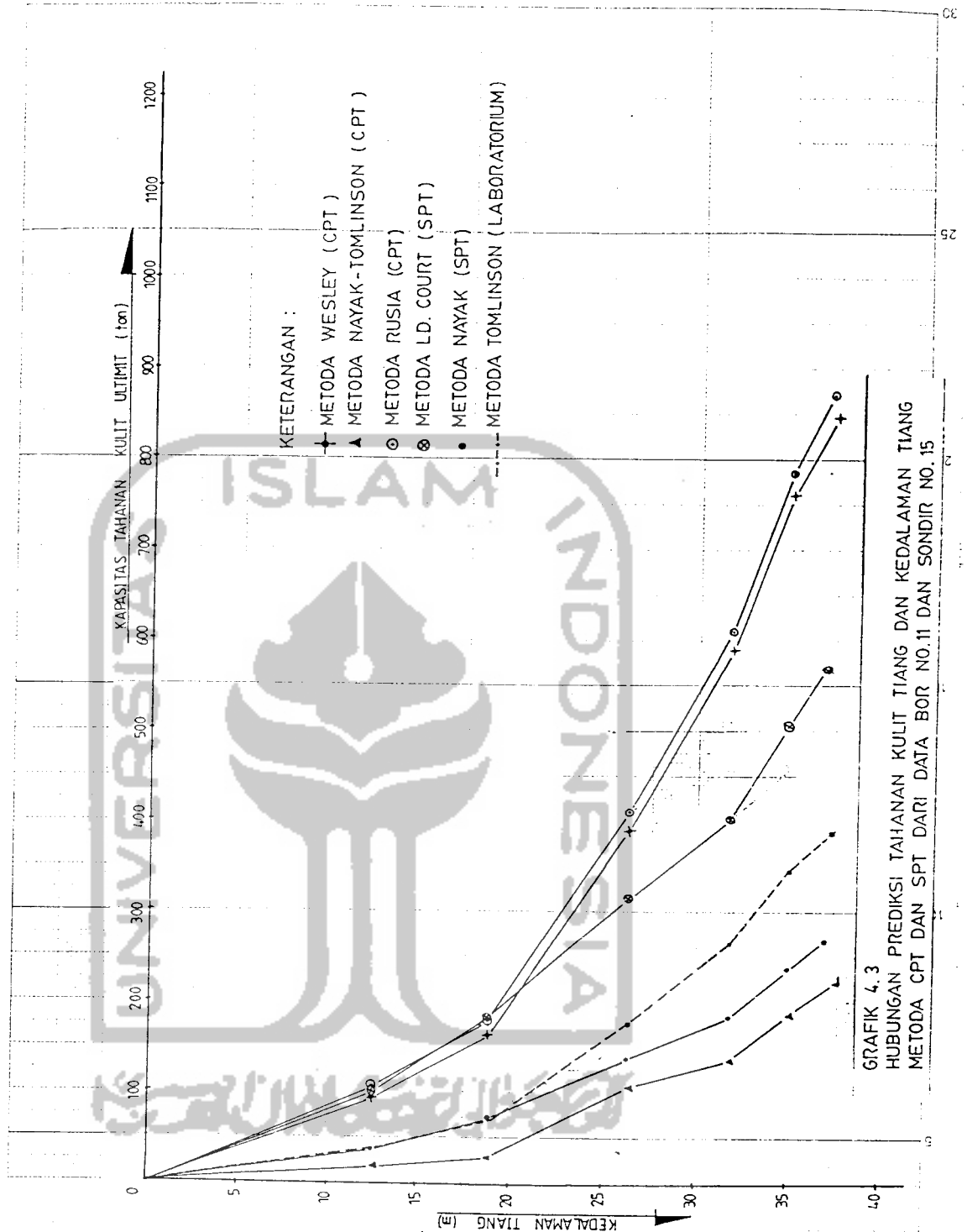
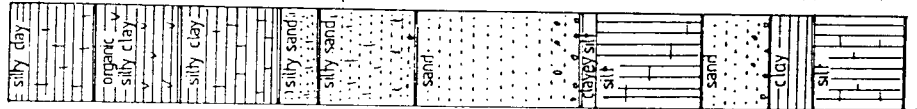
Dari grafik 4.1. terlihat bahwa kurva metoda prediksi data CPT Wesley dan Rusia mulai dari permukaan tanah sampai kedalaman 26,5 m menunjukkan bahwa prediksi metoda Rusia lebih besar. Perbedaan prediksi yang terjadi 5,55 %. Dari kedalaman 26,5 m sampai 40 m perbedaan prediksi semakin kecil bahkan dari kedalaman 38 m sampai 40 m kurva berimpit. Kurva metoda prediksi data CPT NV. Nayak-Tomlinson memperlihatkan bahwa daya dukung yang dihasilkan jauh lebih kecil dibanding dengan metoda Wesley dan Rusia. Pada metoda Wesley dan Rusia kecilnya perbedaan prediksi tersebut disebabkan penggunaan rumus dukungan kulit ( $q_s$ ) mengambil nilai dari rata-rata jumlah hambatan pelekat total dan jumlah hambatan lokal. Sedangkan pada metoda NV. Nayak-Tomlinson penggunaan rumus dukungan kulit mengambil nilai rata-rata hambatan ujung ( $q_c$ ).

Untuk metoda dari data SPT, kurva metoda L Décourt dari permukaan tanah sampai kedalaman 40 m menunjukkan hasil prediksi daya dukung yang lebih besar dibanding dengan metoda prediksi NV. Nayak. Kedua metoda SPT tersebut mengambil  $N$  rata-rata sebagai data untuk memprediksikan daya dukung kulit ( $q_s$ ). Perbedaan yang terjadi disebabkan karena pengambilan angka pembagi yang berlainan. Bila mengamati hasil dari metoda CPT No. 1 dan SPT No. 1 tersebut dapat dikatakan bahwa metoda Wesley dan Rusia memberikan prediksi yang optimis, sedangkan metoda NV. Nayak memberikan prediksi yang konservatif.



Dari grafik 4.2. tampak kurva dari LD. Court, Wesley dan Rusia sampai dengan kedalaman 13,05 m menggambarkan prediksi yang tidak terlalu berbeda, bahkan untuk prediksi Wesley dan Rusia hampir berimpit pada kedalaman 6,4 m dan prediksi LD. Court dan Wesley hampir berimpit pada kedalaman 9,3 m. Prediksi LD. Court, Wesley dan Rusia seolah membentuk suatu kelompok kurva sampai kedalaman 13,05 m. Dari kedalaman 13,05 m sampai 37 m kurva LD. Court terpisah, hanya kurva Wesley dan Rusia yang tetap saling berdekatan dengan letak kurva Rusia konsisten berada di atas Wesley dengan perbedaan prediksi terbesar sampai kedalaman 37 m sekitar 5 %. Sedangkan kurva LD. Court dengan Rusia berbeda sekitar 30 %. Untuk kurva NV. Nayak (SPT) dan kurva Nayak Tomlinson sampai kedalaman 30 m, Kurva NV. Nayak (SPT) berada di atas Nayak-Tomlinson. Tetapi pada kedalaman 33 m kurva Nayak-Tomlinson berada di atas Nayak (SPT). Dari grafik 4.2. tampak kedua kurva Nayak (SPT) dan Nayak (CPT) masing-masing memprediksikan tahanan kulit yang terkecil dibanding dengan metoda Wesley, Rusia dan LD. Court.

BORING LOG  
NO 11



GRAFIK 4.3  
HUBUNGAN PREDIKSI TAHANAN KULIT TIANG DAN KEDALAMAN TIANG  
METODA CPT DAN SPT DARI DATA BOR NO.11 DAN SONDIR NO.15

Dari grafik 4.3. tampak kurva prediksi Court, Wesley dan Ruisa saling berdekatan menunjukkan nilai prediksi yang tidak terlalu jauh berbeda dan seolah-olah membentuk kelompok kurva sampai kedalaman 18,9 m. Kemudian kurva Court turun dan berada di bawah kurva Wesley dan Rusia. Sampai kedalaman 37 m hanya kurva Rusia dan Wesley tetap saling berdekatan dan kurva Rusia tetap berada di atas kurva Wesley. Adapun untuk kurva Nayak-Tomlinson (CPT) dan Nayak (SPT) keduanya berada di bawah kurva Wesley, Court dan Rusia. Untuk bor 11 dan sondir 15 dari kelima kurva prediksi, ternyata prediksi Nayak-Tomlinson memberikan hasil yang terkecil. Untuk lebih jelasnya pada halaman berikutnya diberikan tabel 4.1 prediksi tahanan kulit dengan prosentase beda prediksi dari grafik 4.1. dibandingkan dengan prediksi metoda teoritis yang memakai parameter-parameter tanah dari data laboratorium oleh formula Tomlinson (lihat persamaan 3.5 sampai dengan 3.7 dan perhitungan pada lampiran 12). Apabila hasil prediksi daya dukung NV. Nayak-Tomlinson dibandingkan dengan prediksi teoritis data dari laboratorium dari Tomlinson(perhitungan lihat lampiran 12) kurva Nayak (SPT) berada cukup dekat sampai kedalaman 18,9 m dan selanjutnya sampai kedalaman 37 kurva Nayak (SPT) berada di bawah kurva prediksi laboratorium.

Dari tabel prediksi kulit ultimit, kalau dibandingkan kelima prediksi empiris dengan prediksi dari rumus statis data laboratorium, adalah metoda prediksi kulit NV. Nayak yang paling dekat untuk kasus ini, beda prediksi antara -31% sampai dengan +4,162%.

TABEL 4.1

PREDIKSI TAHANAN KULIT ULTIMIT DARI DATA CPT NO.15 DAN SPT NO.11

KEDA-LAMAN (#)	DARI DATA LAB. TOMLINSON	METODA CPT						METODA SPT			
		NAYAK-TOMLINSON		WESLEY		RUSIA		NAYAK		LO. COURT	
		Result(T)	BEDA %	Result(T)	BEDA %	Result(T)	BEDA %	Result(T)	BEDA %	Result(T)	BEDA %
12.7	39,0862	16,4899	-57,810	94,2396	141,107	105,5308	169,995	37,2250	-4,761	101,9799	160,910
18.9	71,2663	29,7806	-58,212	163,3471	129,206	180,1895	152,889	74,2329	4,162	183,1442	156,985
26.4	178,6318	105,4227	-40,983	369,5412	118,069	410,6548	129,888	638,7612	-22,319	315,5017	76,621
31.9	264,9730	137,7393	-48,017	590,6028	112,891	612,3877	131,113	182,8220	-31,003	404,9532	52,828
35	346,0446	189,9577	-45,280	760,2453	119,699	785,0983	126,873	239,3078	-30,845	508,8384	47,043
37	369,5183	221,2743	-43,192	848,2099	117,758	874,1952	124,429	268,8387	-30,981	564,3378	44,880

Dari grafik 4.1, 4.2, dan 4.3 tersebut dapat diketahui masing-masing prediksi membentuk suatu kurva lengkung yang menunjukkan semakin dalam pondasi semakin bertambah daya dukungnys. Hal itu dapat dimengerti bshwa semakin dalam tiang, tentunya akan semakin luas permukaan bidang gesek tiang dengan tanah. Tetapi dari ketiga kurva prediksi pada grafik tersebut, tak satupun dari kurva itu yang memberikan perbedaan tahanan kulit yang konsisten antara satu kurva dengan kurva yang lainnya.

Untuk kurva metoda prediksi tahanan kulit dengan data CPT dan dengan tanpa melihat nilai SF (safety faktor) dapat dikatakan metoda dari Nayak-Tomlinson yang paling konservatif dalam memprediksi dan over optimist untuk metoda Rusia. Sedangkan prediksi paling kecil dari data SPT adalah metoda dari Nayak. Dari grafik 4.1, 4.2, dan 4.3 dapat dilihat kurva Rusia dan kurva Wesley saja yang tetap saling berdekatan.

#### 4.7. Daya Dukung Ujung Tiang Metoda Prediksi dari Data SPT dan CPT

Daya dukung ujung tiang tidak selalu akan bertambah besar untuk setiap penambahan kedalaman tiang. Hal ini akan terlihat dari grafik sondir, dimana nilai perlawanan tanah untuk setiap penambahan kedalaman tidak selalu memberikan indikasi penambahan nilai perlawanan tanah. Begitu pula dari diagram N SPT, jumlah N pukulan tidak selalu bertambah banyak untuk setiap penambahan kedalaman. Tentunya keadaan ini berlaku pula untuk daya dukung ujung tiangnya. Ketiga

metoda prediksi dukung ujung dari data CPT, memberikan nilai dukung ujung sama dengan nilai rata-rata perlawanan tanah terhadap konus ( $\bar{q}_c$ ) sekitar ujung tiang dikalikan dengan luas potongan melintang ujung tiangnya. Perbedaan yang ada, hanya pertimbangan pengambilan rata-rata nilai  $\bar{q}_c$  di sekitar ujung tiang. Metoda Rusia, Tomlinson-Nayak mempertimbangkan nilai  $\bar{q}_c$  setebal 3D di atas ujung tiang dan 1D dibawah ujung tiang. Wesley mempertimbangkan rata-rata nilai  $\bar{q}_c$  sekitar ujung tiang masing-masing setebal 4D di atas ujung tiang dan 4D di bawah ujung tiang, dapat dilihat pada persamaan 3.8 sampai dengan 3.13, sedangkan untuk prediksi dari data SPT LD Court membedakan nilai setiap dukung ujung tiap jenis lapisan tanah dengan nilai empiris K dapat dilihat pada tabel 3.1, kemudian dikalikan dengan nilai rata-rata N SPT sekitar ujung tiang sampai dengan 3 nilai N di atas ujung tiang. Nayak memprediksikan nilai dukung ujung  $40N$  rata sekitar ujung tiang sampai 2D di bawah ujung tiang. Pada halaman berikutnya diberikan tabel 4.2 beda prediksi daya dukung tanah pada ujung tiang (unit base resistance) dari metoda-metoda data SPT dan CPT, dibandingkan dengan prediksi daya dukung tanah pada ujung tiang dari data Laboratorium dengan memakai persamaan 3.3 dan 3.5 dari Tomlinson. (dapat dilihat pada lampiran 11 dan lampiran 12).

Dari keempat metoda prediksi empiris daya dukung tanah pada ujung tiang (unit base resistance), dapat dilihat pada tabel 4.2, untuk jenis tanah pasir (sand) rata-rata prediksi empiris memberikan nilai perbedaan minus dengan nilai beda prediksi sekitar -48,65% sampai -78,26%.



TABEL 4.2

DAYA DUKUNG UJUNG ULTIMIT TIANG BOR DARI DATA CPT No. 15 DAN SPT No. 11

KEDAR- LAMAM (m)	DARI DATA LAB.		METODA CPT				METODA SPT				VISUAL SOIL KLASIFIKATION (BOR No.11)
	TOMLINSON	UNIT BASE RE- SISTENCE(kg/cm2)	RUSIA-MAYAK- TOMLINSON		WESLEY		L.D. COURT		NAYAK		
			QC(Kg/cm2)	BEDA %	QC(kg/cm2)	BEDA %	N.K(kg/cm2)	BEDA %	40N(kg/cm2)	BEDA %	
10	2,763		7,166	159,36	10,000	261,92	9,333	237,78	28,000	913,99	SILTY CLAY
16	4,584		14,569	217,82	20,750	352,66	20,000	336,30	50,999	1012,54	SILTY SAND
22	131,647		59,098	-35,11	56,655	-56,96	37,999	-71,13	45,999	-65,05	SAND
25	149,571		76,810	-48,65	52,770	-64,72	51,999	-65,23	64,000	-57,21	SAND
28	18,338		47,565	159,37	49,610	170,53	23,666	29,05	55,000	199,92	SILT
33	322,675		69,990	-75,46	76,580	-76,26	75,333	-76,65	105,000	-67,46	SAND
36	13,837		112,000	709,42	118,710	757,92	27,200	96,57	109,000	687,74	CLAY
39	52,850		149,315	171,17	*	*	55,666	5,32	124,000	134,63	CLAYEY SILT
45	510,473		*	*	*	*	117,999	-76,88	111,000	-78,26	SAND

#### 4.8. Prediksi Daya Dukung Total Ijin dan Kedalaman Tiang yang Diperlukan dari Data Grafik Sondir

Dari data penyelidikan tanah grafik sondir dapat diketahui besar dari tahanan perlawanan tanah dan dari diagram N SPT dapat dilihat jumlah N pukulan untuk memperkirakan kekerasan tanah. Hubungan nilai N SPT,  $q_c$  dan perkiraan dari kekerasan tanah dapat dilihat pada tabel 2.1 dan tabel 2.2.

Tomlinson, Nayak dan Davis memberikan nilai batas untuk daya dukung tahanan gesek tanah dan tahanan dukung tanah pada ujung tiang pondasi. Pada instalasi tiang bor akan menimbulkan efek pelunakan sekeliling lubang dan pada dasar lubang bor, sehingga nilai-nilai parameter yang didapat sebelumnya dari penyelidikan tanah akan berubah setelah dilakukan instalasi tiang. Dengan pertimbangan itu, Tomlinson, Nayak dan Davis untuk prediksi daya dukung tiang perencanaan diberikan nilai batas kurang atau sama dengan  $1 \text{ ton/ft}^2$  ( $\leq 1,076 \text{ kg/cm}^2$ ) untuk tahanan gesek tanah, dan nilai daya dukung tanah terhadap ujung tiang untuk perencanaan tidak boleh melebihi  $100 \text{ ton/ft}^2$  ( $\leq 107,639 \text{ kg/cm}^2$ ).

##### a. Data Pengujian Sondir pada Titik No.13

Grafik sondir No.13 dapat dilihat pada lampiran No.3 kedalaman pengujian sampai dengan kedalaman 40 m di bawah muka tanah. Nilai konus terendah  $< 10 \text{ kg/cm}^2$  dan terbesar sekitar  $360 \text{ kg/cm}^2$ . Tanah keras dijumpai mulai kedalaman antara 34 m sampai 35 m di bawah muka tanah. Friksi total sampai 40 m di bawah muka tanah sebesar 5250

kg/cm. Pada kasus Proyek Bank Indonesia ini, dibuat basemen sampai pada elevasi -8,2 m dengan tebal pile cap 3,5 m, untuk itu tiang diperhitungkan mulai kedalaman -12 m dari muka tanah asli.

#### 1) Metoda Wesley

Tanah keras yang cukup tebal dijumpai mulai sekitar kedalaman 34 m di bawah muka tanah. Pada kasus ini tiang dibuat sampai kedalaman 36 m di bawah muka tanah sehingga bisa memenuhi kriteria ketebalan 4D di atas ujung tiang dan 4D di bawah ujung tiang dari metoda Wesley, dan diharapkan ketebalan tanah keras setebal 4D di bawah ujung tiang akan mampu mendukung beban yang ditransfer ujung tiang. Metoda Wesley dapat dilihat pada persamaan 3.8 dan 3.9.

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$\bar{Q} = \frac{P \cdot A}{SF_1} + \frac{f \cdot \sigma}{SF_2}$$

Dari grafik sondir diperoleh ;

Q rata-rata 4D di atas ujung tiang sampai 4D di bawah ujung tiang (P)

$$P = \frac{30+40+30+80+230+280+350+360+360+350+315}{11}$$

$$= 220,454 \text{ kg/cm}^2$$

Friksi total sampai kedalaman 36 m (ujung tiang)  $f_t = 3040 \text{ kg/cm}$ .

Friksi total sampai kedalaman -12 m (cut of level)  
= 400 kg.

$$\begin{aligned}\bar{Q} &= \frac{P A}{SF_1} + \frac{f o}{SF_2} \\ &= \frac{845,395}{5} + \frac{811,285}{10} \\ &= 250,207 \text{ ton} \\ \bar{Q} &\geq Q_{rencana} = 250 \text{ ton}.\end{aligned}$$

## 2) Metoda Rusia

$$Q_{up} = Q_c A + U D f_s$$

$$Q_{sp} = Q_{up}/3$$

Dapat dilihat pada persamaan 3.12 dan 3.13. Dengan kasus yang sama diambil panjang tiang 24 m, dari grafik sondir diperoleh:

Nilai rata-rata pada tanah keras setebal 3D di atas ujung tiang pondasi dan 1D di bawah ujung tiang pondasi

$$Q_c = \frac{40+30+80+230+280+350+360+360}{8} = 216,250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Luas potongan melintang ujung pondasi } A = 7853,982 \text{ cm}^2$$

Daya dukung ujung tiang ultimit

$$\begin{aligned}Q_c \cdot A &= 216,250 \cdot 7853,982 \\ &= 1698,424 \text{ ton}\end{aligned}$$

Periksa dukung ujung tiang dengan nilai prediksi rencana ultimit dukung ujung dari Tomlinson, Nayak dan Davis

$$Q_{batas} = 845,359 \text{ ton}$$

$$Q_c \cdot A > 845,359 \text{ ton}$$

Diambil dukung ujung =  $Q_{batas} = 845,359 \text{ ton}$ .

$$\text{Keliling tiang pondasi } U = 2 \cdot \pi \cdot r = 314,159 \text{ cm}$$

Nilai gesek lokal rata-rata sepanjang tiang dari grafik diperoleh ( $f_s$ ):

$$\begin{aligned}\bar{Q} &= \frac{P A}{SF_1} + \frac{f o}{SF_2} \\ &= \frac{845,395}{5} + \frac{811,285}{10} \\ &= 250,207 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\bar{Q} \geq Q_{rencana} = 250 \text{ ton.}$$

## 2) Metoda Rusia

$$Q_{up} = Q_c A + U D f_s$$

$$Q_{ap} = Q_{up}/3$$

Dapat dilihat pada persamaan 3.12 dan 3.13. Dengan kasus yang sama diambil panjang tiang 24 m, dari grafik sondir diperoleh:

Nilai rata-rata pada tanah keras setebal 30 di atas ujung tiang pondasi dan 10 di bawah ujung tiang pondasi

$$Q_c = \frac{40+30+80+230+280+350+360+360}{8} = 216,250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Luas potongan melintang ujung pondasi } A = 7853,982 \text{ cm}^2$$

Daya dukung ujung tiang ultimit

$$\begin{aligned}Q_c \cdot A &= 216,250 \cdot 7853,982 \\ &= 1698,424 \text{ ton}\end{aligned}$$

Periksa dukung ujung tiang dengan nilai prediksi rencana ultimit dukung ujung dari Tomlinson, Nayak dan Davis

$$Q_{batas} = 845,359 \text{ ton}$$

$$Q_c \cdot A > 845,359 \text{ ton}$$

$$\text{Diambil dukung ujung} = Q_{batas} = 845,359 \text{ ton.}$$

$$\text{Keliling tiang pondasi } U = 2 \cdot \pi \cdot r = 314,159 \text{ cm}$$

Nilai gesek lokal rata-rata sepanjang tiang dari grafik diperoleh ( $f_s$ ):

$$f_s = (0,2+0,2+0,6+0,4+0,3+0,3+0,4+0,3+0,8+0,3+0,4+0,7+1 + 1,6+0,6+1,2+1+1,5+0,7+1+1,4+0,6+2,2+0,7+1,6+0,7+1 + 0,3+1+1,6+1,4+1,6+0,8+1,4+0,9+1+1,4+1,8+0,6+0,2+0,5 +0,4+0,5 +1,3+0,3+0,5+1+1+0,6+1+0,3+0,8+1,6+0,8+1,4 +2,5+4+3,2+5)/58 = 1,075 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Daya dukung kulit tiang} &= U \cdot D \cdot f_s \\ &= 314,159 \cdot 24 \cdot 100 \cdot 1,075 \\ &= 810530,220 \text{ kg} \\ &= 810,530 \text{ ton} \end{aligned}$$

Periksa dengan nilai batas tahanan kulit dari Tomlinson, Nayak dan Davis 810,530 Ton < Q<sub>sbatas</sub> = 811,285 Ton.

$$\begin{aligned} Q_{up} &= Q_c \cdot A + U \cdot D \cdot f_s \\ &= 845,395 + 810,530 \\ &= 1655,925 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{ap} = 1655,925/4 = 413,981 \text{ ton} > Q_{rencana} = 250 \text{ ton}$$

3) Metoda NV Nayak - Tomlinson

$$Q_{up} = ckd \cdot A_p + \frac{cdk}{200} \cdot A_s$$

$$Q_{ap} = Q_{up}/3$$

Dapat dilihat pada persamaan 3.10 dan 3.11

Grafik No. 13, diambil kedalaman tiang sampai 36 m di bawah muka tanah. Dari grafik sondir No. 13 diperoleh nilai rata-rata konus sepanjang tiang

$$\begin{aligned} cdk &= (8+14+8+10+24+14+16+55+68+38+40+35+60+55+60+170+40+ 30+40+120+44+38+24+18+36+20+30+60+60+50+30+38+30+80+ 230+280+350+360+360)/39 = 78,025 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Luas penampang melintang ujung tiang dengan diamete 1 m

$$A_p = 1/4 \cdot \pi \cdot 100^2 = 7853,982 \text{ cm}^2$$

Luas selimut tiang  $\phi$  1 m sepanjang 24 m

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot l$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot 50 \cdot 24 \cdot 100 = 753982,2369 \text{ cm}^2 = 75,398 \text{ m}^2$$

$$\text{Tahanan kulit tiang} = \frac{cdk}{200} A_s \text{ (kN)}$$

$$= \frac{78,025 \cdot 9,807}{200 \cdot (1/100)^2 \cdot 1000} \cdot 75,398 \text{ m}^2$$

$$= 2260,173 \text{ kN}$$

$$= 230,465 \text{ ton}$$

Periksa tahanan kulit dengan nilai tahanan kulit dari Tomlinson, Nayak dan Davis untuk  $\phi$  1 m dengan panjang tiang 24 m  $Q_{\text{batas}} = 811,285 \text{ ton}$

$$230,465 \text{ T} < Q_{\text{batas}} = 811,285 \text{ ton}$$

Prediksi dukung ujung ultimit dari Nayak-Tomlinson sama dengan prediksi dukung ujung ultimit dari metoda Rusia.

Pada metoda Rusia daya dukung ujung = 845,395 Ton.

$$Q_{\text{up}} = 845,395 + 230,465$$

$$= 1075,860 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{ap}} = \frac{1075,860}{3} = 358,620 \text{ Ton} > Q_{\text{rencana}} = 250 \text{ Ton.}$$

Tabel prediksi daya dukung (Ton) metoda CPT untuk data sondir No. 13

Kedalaman (m)	ijin total Nayak-Tomlinson	ijin total Rusia	ijin total Wesley
36	358,620	413,981	250,207

Untuk titik-titik sondir yang lainnya dengan cara pengambilan data dan perhitungan yang sama SPT pada

perhitungan prediksi daya dukung CPT No. 13 diberikan dalam bentuk pada tabel di bawah ini

Tabel prediksi daya dukung tiang untuk data CPT No. 15 dalam ton

Prediksi kedalaman (m)	Nayak-Tomlinson			R u s i a		
	Qsu	Qbu	Qt ijin	Qsu	Qbu	Qt ijin
36	205,095	845,395	350,163	811,285	845,395	414,170
39	240,532	845,395	361,976	912,695	845,395	439,523

Prediksi kedalaman (m)	W e s l e y			Daya Dukung Rencana 250 Ton
	Qsu	Qbu	Qt ijin	
36	716,283	845,395	240,707	Prediksi Wesley kurang dari daya dukung rencana

Sampsi dengan kedalaman 36 m, sondir No. 15 untuk prediksi daya dukung total ijin dari metoda Wesley kurang dari daya dukung total rencana 250 Ton. Untuk kedalaman selanjutnya setelah kedalaman 36 m, perhitungan tidak bisa memenuhi kriteria Wesley yang menghitung dukung ujung tiang dari nilai rata-rata konus ( $Q_c$ ) sampai 4D di bawah ujung tiang. Nilai konus pada ujung tiang (Peak Value) hanya  $80 \text{ kg/cm}^2$ . Dari metoda Nayak-Tomlinson dan Ruisia, akan lebih aman untuk menempatkan ujung tiang pada kedalaman 38 m dimana nilai konus pada puncak tiang sebesar  $120 \text{ kg/cm}^2$  dan sampai 2D di bawah tiang memberikan indikasi pertambahan nilai konus.



Tabel prediksi daya dukung tiang untuk data CPT No. 11

Prediksi kedalaman (m)	Nayak-Tomlinson			R u s i a		
	Qsu	Qbu	Qt ijin	Qsu	Qbu	Qt ijin
36	210,257	845,395	351,884	811,285	845,395	414,170

Prediksi kedalaman (m)	W e s l e y		
	Qsu	Qbu	Qt ijin
36	811,285	845,645	250,257

Tabel prediksi daya dukung tiang untuk data CPT No. 1

Prediksi kedalaman (m)	Nayak-Tomlinson			R u s i a		
	Qsu	Qbu	Qt ijin	Qsu	Qbu	Qt ijin
36	279,067	708,858	329,308	653,703	706,858	340,140
39	319,384	845,359	383,260	729,101	845,395	393,624

Prediksi kedalaman (m)	W e s l e y		
	Qsu	Qbu	Qt ijin
36	672,301	845,395	236,309 < 250 T

Untuk grafik sondir No. 1, sampai kedalaman 36 m metoda Wesley memprediksikan daya dukung total ijin kurang dari 250 Ton. Nilai konus ujung tiang fondasi < 100 kg/cm<sup>2</sup>. Dengan metoda Nayak-Tomlinson dan metoda Rusia dihitung sampai kedalaman 28 m di bawah muka tanah, nilai konus di ujung fondasi 180 kg/cm<sup>2</sup>. Variasi nilai konus terkecil di bawah ujung tiang 140 kg/cm<sup>2</sup>.

Dari perhitungan diatas, ada 2 titik sondir yang tidak memenuhi daya dukung rencana jika dihitung dengan metoda prediksi dari Wesley, yaitu pada sondir 15 dan sondir no 1. Prediksi ijin dari Wesley untuk tanah lempung konservatif dibanding dengan prediksi Nayak-Tomlinson dan metoda Rusia, dimana pencapaian nilai konus rata-rata pada ujung tiang  $\geq 107,639$  kg/cm (nilai batas ujung), metoda Wesley untuk tanah non pasir dengan  $SF_1 = 5$  dan  $SF_2 = 10$  masih memerlukan sumbangan tahanan kulit dengan friksi total ( $F_t$ ) untuk  $\varnothing$  1m sebesar =

$$Q_{ijin} = \frac{Q_b}{5} + \frac{Q_s}{10}$$

$$\left( Q_{ijin} - \frac{Q_b}{5} \right) 10 = Q_s$$

$$\left( 250 \cdot 10^3 - \frac{107,639 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 100^2}{5} \right) 10 = Q_s$$

dimana  $Q_s = 2 \cdot \pi \cdot 50 \cdot F_t$

maka di dapat  $F_t = 2575,797$  Kg/cm

Sedangkan untuk prediksi ijin total dari Nayak, pencapaian nilai rata-rata pada ujung tiang  $\geq 107,639$  kg/cm<sup>2</sup> daya dukung ijin rencana sebesar 250 ton akan terpenuhi hanya dengan tahanan ujungnya saja. Dengan menghilangkan tahanan kulit, untuk beban ijin rencana sebesar 250 ton dan  $SF = 3$ , diperlukan pencapaian nilai konus rata-rata sebagai berikut;

$$Q_c = \frac{250 \cdot 10^3 \cdot 3}{0,25 \cdot \pi \cdot 100^2} = 95,493 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.9. Prediksi Daya Dukung Total Ijin Dari diagram SPT

"Standart Penetration Test" yang telah dibicarakan di muka, untuk prediksi daya dukung tiang diagram N SPT ini,

telah berkembang metoda empiris prediksi daya dukung tiang yang diusulkan oleh NV Nayak dan LD Court.

Untuk menghitung daya dukung dari nilai N SPT ini Terzaghi dan Pech mengusulkan nilai N koreksi pada tanah lanau dan pasir yang jenuh untuk nilai  $N > 15$ . Nilai N terkoreksi menjadi  $N = 15 + 1/2 (N' - 15)$ . Dimana  $N'$  adalah nilai N dari lapangan

a. Data diagram N SPT dari No. bor 1

Tiang dibuat sampai kedalaman 42 m di bawah muka tanah, Nilai N lapangan pada ujung tiang 50 dan di bawah ujung masih mempunyai nilai  $N = 23$  dengan konsistensi pasir mampat (dense sand). Diagram N SPT No. 1 dapat dilihat pada lampiran 10.

Tabel 4.3 N terkoreksi dari bor 1

Kedalaman (m)	$N'$ Lapangan	N koreksi
1,50	4	4
3,60	0	0
5,60	2	2
7,60	6	6
9,60	2	2
11,60	8	8
13,60	7	7
15,60	5	5
17,60	13	13
19,60	12	12
21,00	14	14
23,00	14	14
25,00	5	5
27,80	12	12
30,00	27	21
32,00	13	13
34,00	14	14
36,00	40	27,5
38,00	24	24
40,00	20	17,5
42,00	50	32,5
44,00	31	23

1. Metoda NV Nayak

$$Q_{up} = 40 N A_p + \frac{N A_s}{5} \quad (\text{lihat persamaan 3.14})$$

$$Q_{ap} = \frac{Q_{up}}{4} \quad (\text{lihat persamaan 3.15})$$

Kedalaman Tiang sampai kedalaman 42 m, kepala tiang di buat dari kedalaman -12 m, maka nilai rata-rata N dihitung mulai kedalaman -12 m dari muka tanah asli.

Dari tabel 4.3, didapat nilai  $\bar{N}$  rata-rata sepanjang tiang

$$\bar{N} = (8+7+5+13+12+14+14+5+12+21+13+14+27,5+24+17,5+32,5)/15 = 15,133$$

N rata-rata pada ujung tiang sampai 2D di bawah ujung tiang

$$N = \frac{23 + 32,5}{2} = 27,75$$

Luas penampang melintang ujung pondasi  $\phi$  1 m

$$A_p = \frac{1}{4} \pi 1^2 = 0,785$$

luas selimut tiang sampai 30 m tiang pondasi  $\phi$  1 m

$$A_s = 2 \pi 0,5 \cdot 30 = 94,248 \text{ m}^2$$

Dari persamaan 3.14

$$\begin{aligned} Q_{up} &= 40 \cdot N \cdot A_p + \frac{\bar{N} A_s}{5} \\ &= 40 \cdot 27,75 \cdot 0,7853 + \frac{15,133 \cdot 94,248}{5} \\ &= 1156,934 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Kontrol tahanan kulit dengan tahanan kulit batas

$Q_s$  batas untuk  $\phi$  1m dengan panjang tiang 30 m didapat

$$Q_s \text{ batas} = 1,076 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 50 \cdot 30 \cdot 100$$

$$= 1014106,109 \text{ kg}$$

$$= 1014,106 \text{ ton}$$

$$Q_s = 285,250 \text{ ton} < Q_s \text{ batas} = 1014,106 \text{ ton.}$$

Dari persamaan 3.15

$$Q_{ap} = \frac{Q_{up}}{4} = \frac{1156,934}{4} = 289,233 \text{ Ton}$$

## 2. Metoda LD Court

$$Q_u = Q_s + Q_p$$

$$Q_p = \bar{N}_p \cdot k \cdot A_p$$

$$\bar{N} = \frac{\sum N}{3}$$

$$Q_s = f_s \cdot p \cdot l$$

$$f_s = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \text{ (lihat persamaan 3.17)}$$

$$Q_{ap} = \frac{Q_u}{3}$$

Untuk kasus yang sama dibuat tiang sampai dengan kedalaman 42 m. Dari tabel IV.1 dan diagram N SPT No. 1 didapat:

Nilai rata-rata di ujung tiang sampai 3N di atas ujung tiang  $\bar{N} = \frac{32,5 + 17,5 + 19,5}{3} = 23,167$

Luas penampang melintang untuk tiang pondasi  $\phi$  1 m

$$A_p = 1/4 \pi 1^2 = 0,7853 \text{ m}^2$$

Dari bor log No 1, lapisan tanah pada dasar pondasi pasir (sand stone), dari tabel 3.1 diperoleh nilai  $k = 40 \text{ T/m}^2$ .

Dari persamaan 3.16

$$Q_p = \bar{N}_p \cdot k \cdot A_p$$

$$= 23,167 \cdot 40 \cdot 0,7853 = 724 \cdot 444 \text{ Ton}$$

Keliling tiang untuk tiang pondasi  $\phi$  1 m

$$p = 2 \pi r = 2 \pi 0,5 = 3,142 \text{ m}$$

Panjang tiang  $l = 30 \text{ m}$

N rata-rata sepanjang tiang

$$\bar{N} = (8+7+5+13+12+14+14+5+12+21+13+14+27,5+24+17,5 + 32,5)/15 = 15,133$$

Dari persamaan 3.17

$$f_s = \frac{\bar{N}}{3} + 1 = \frac{15,133}{3} + 1 = 6,051$$

$$Q_s = f_s p l = 4,952 \cdot 3,142 \cdot 30 = 570,367 \text{ Ton}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 724,444 + 570,367$$

$$= 1294,811 \text{ Ton.}$$

$$Q_{ap} = \frac{Q_u}{3} = \frac{1294,811}{3} = 431,604 \text{ Ton.}$$

$$Q_{ap} > Q_{rencana} = 250 \text{ Ton.}$$

Kedalaman (m)	LD Court (T)			NV Nayak (T)		
	Qsu	Qbu	Qijin	Qsu	Qbu	Qijin
42	570,367	724,444	431,604	285,251	671,350	289,233

Untuk nomor-nomor bor lain, dengan cara pengambilan data dan perhitungan yang sama diberikan daya dukung ijin pada tabel prediksi di bawah ini

NO Bor	D (m)	LD Court (T)			NV Nayak (T)		
		Qsu	Qbu	Qijin	Qsu	Qbu	Qijin
10	45	681,071	379,609	353,560	346,439	845,395	297,959
8	40	598,159	400,553	332,904	306,117	801,106	276,806
7	43	680,250	845,395	508,548	349,716	816,814	291,632

#### 4.10. Evaluasi pengujian pembebanan ("Loading Test")

Pada kasus Proyek Bank Indonesia ini pengujian pembebanan yang dilakukan adalah cara penambahan beban berulang ("Cyclic"), yaitu pembebanan yang dilakukan dengan penambahan beban dan pengurangan beban secara bertahap. Pada saat akhir penambahan pembebanan dicatat penurunan yang terjadi dan saat akhir pengurangan pembebanan dicatat loncatan elastik tiang yang terjadi. Berdasarkan hitungan dari hasil penyelidikan tanah oleh Perencana ditetapkan beban yang akan bekerja adalah 250 ton untuk tiap tiang. Ketentuan yang disyaratkan menghendaki adanya beban uji minimal yang harus dipenuhi adalah 200% beban rencana. Pembebanan sebagai berikut:

Beban kerja = 250 ton

Beban uji 200% = 500 ton

Hasil pengujian digambarkan dalam bentuk grafik yang terdiri dari:

- a. Kurva hubungan antara beban dan penurunan,
- b. Kurva hubungan antara beban dan waktu,
- c. Kurva hubungan antara penurunan dan waktu.

Pembebanan dilakukan dengan sistim berulang, pada grafik akan diperoleh dua macam penurunan yaitu:

- 1) Penurunan total ; titik-titik yang menunjukkan penurunan maksimum pada setiap tahap penambahan beban uji dihubungkan satu sama lain, garis yang diperoleh menggambarkan besarnya penurunan total.
- 2) Penurunan elastis ; titik yang menunjukkan penurunan pada setiap pengurangan beban dan dihubungkan satu

sama lain, garis ini menggambarkan besarnya penurunan elastis. Penurunan elastis ini dianggap sebagai selisih antara penurunan total dengan penurunan netto.

Evaluasi pengujian pembebanan berdasarkan beberapa spesifikasi yang ada adalah sebagai berikut:

a) Batas penurunan total

- Batas absolut menurut ASTM, New York City Code dan Holland = 2,54 cm,
- Batas relatif menurut Inggris = 10% diameter pondasi.

Mengamati dari hasil loading test (lihat lampiran), pada grafik beban dengan penurunan didapat bahwa penurunan total yang terjadi dengan beban 500 ton (200% beban rencana) adalah 11,7813 mm.

Penurunan total 1,1781 cm < batas absolut 2,54 cm,

< batas relatif 10% diameter  
100 cm = 10 cm.

Dengan hasil penurunan total 1,1781 cm, berarti pondasi tersebut memenuhi spesifikasi batas penurunan total.

b) Batas ratio  $\frac{\text{penurunan total}}{\text{beban total}}$

- Batas total ratio menurut Chicago dan California = 0,01 inci/ton

Mengamati dari hasil loading test (lihat lampiran), pada grafik beban dengan penurunan didapat penurunan total yang terjadi 11,7813 mm (0,4639 inci) pada beban total 500 ton (200% beban rencana).





$$\begin{aligned} \text{Batas ratio} &= \frac{0,4638 \text{ inci}}{500 \text{ ton}} \\ &= 9,276 \cdot 10^{-4} \text{ inci/ton} < 0,01 \text{ inci/ton} \end{aligned}$$

Dengan hasil tersebut berarti pondasi memenuhi spesifikasi batas ratio.

Dari hasil hitungan di atas dapat dikatakan bahwa pondasi No. 416 yang diuji beban tekan memenuhi syarat untuk direncanakan menahan beban 250 ton.

#### 4.11. Evaluasi Hasil Daya Dukung Dari Data SPT dengan Hasil Uji Pembebanan ( Loading Test )

Perhitungan daya dukung pondasi digunakan formula yang mengambil data tanah dari pengujian boring (SPT). Hitungan daya dukung dari rumus-rumus empiris tersebut ternyata mendapat hasil daya dukung yang berbeda-beda. Karena itu perlu dilakukan suatu test beban yang bisa memberikan keterangan besar daya dukung aktual yang dapat ditahan oleh tiang tersebut. Pada kasus ini kemudian dicoba membandingkan daya dukung yang dihasilkan dari metoda empiris data SPT dengan data loading test. Titik pondasi yang diloaded No. 416, dengan loading tes tipe tekan, kedalaman tiang 45 meter. Untuk mendapatkan hasil perbandingan yang teliti maka diambil titik boring yang diperkirakan berdekatan dengan titik pondasi No. 416 yaitu titik boring No. 7 dan titik boring No. 11. Kemudian untuk menyesuaikan kedalaman tiang fondasi yang ditest, maka daya dukung dari data SPT dihitung sampai kedalaman 45 m juga.

Hitungan daya dukung ultimit dari data SPT menurut metoda Mayerhof (NV Nayak) dan metoda LD Court (lihat persamaan 3.14, 3.16 dan 3.17) pada titik boring No. 7 dan boring No. 11 didapat hasil sebagai berikut:

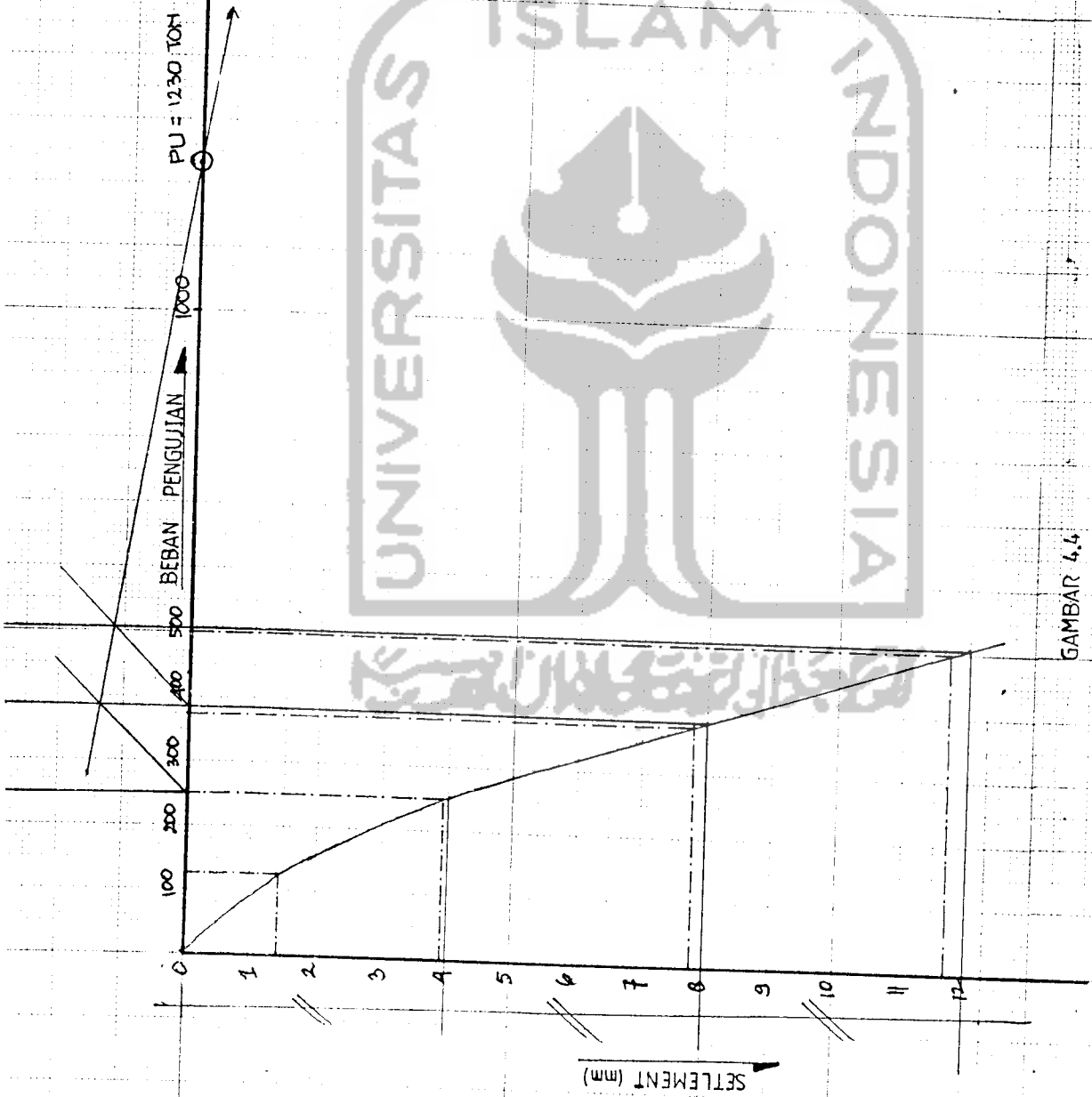
Q	Nayak (T)		LD Cout (T)	
	Bor No. 7	Bor No. 11	Bor No. 7	Bor No. 11
Q <sub>bu</sub>	863,830	816,712	795,770	900,478
Q <sub>su</sub>	429,162	453,322	856,641	896,861
Q <sub>u total</sub>	1292,991	1270,034	1652,417	1797,339

Perhitungan daya dukung ultimit dari data loading test metoda grafis yang dirumuskan oleh Mazurkowicz didapat daya dukung ultimit sebesar 1230 ton lihat gambar IV.5 pada halaman berikutnya.

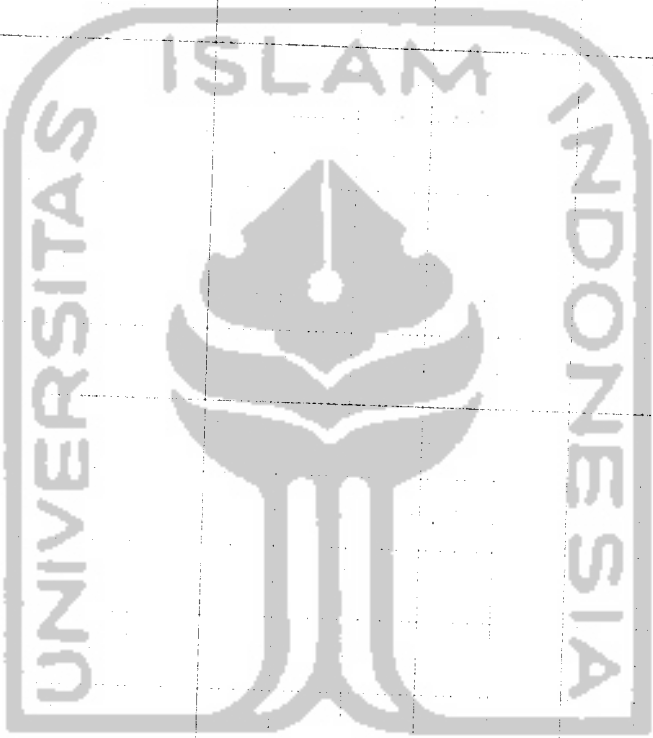
Apabila daya dukung ultimit dari data SPT dibandingkan terhadap hasil metoda Mazurkowicz didapat hasil sebagai berikut:

- Mazurkowicz (data loading test) =  $1230/1230 = 1$
- Mayerhof modifikasi Boring No. 7 =  $1292,991/1230 = 1,051$   
 NV. Nayak Boring No. 11 =  $1270,034/1230 = 1,032$
- LD Court Boring No. 7 =  $1652,411/1230 = 1,343$   
 Boring no. 11 =  $1797,339/1230 = 1,431$
- Tomlinson (Lab) Boring no. 11 =  $1464,838/1230 = 1.190$

Dari hasil perbandingan tersebut ternyata metoda Nayak lebih mendekati (optimist) sedangkan metoda LD Court memberikan hasil yang over-optimist.



GAMBAR 4.4  
 INTERPRETASI KAPASITAS ULTIMI DARI MAZURKOWICZ (1972)



Dari hasil perbandingan tersebut ternyata metoda Nayak lebih mendekati (optimist) sedangkan metoda LD Court memberikan hasil yang over-optimist.



## BAB V

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1. Kesimpulan.

Dari hasil pembahasan mengenai analisis daya dukung pondasi tiang bor tunggal berdasarkan hasil penyelidikan tanah grafik sondir dan diagram SPT serta didukung oleh hasil pengujian pembebanan pada kasus Proyek Bank Indonesia di Jakarta, kiranya dapat diambil beberapa kesimpulan:

1. Hasil dari berbagai metoda perhitungan daya dukung tiang dengan data SPT dan CPT, memberikan hasil prediksi daya dukung yang tidak sama. Hal ini disebabkan karena masing-masing metoda mengambil harga pendekatan empiris dari keadaan tanah yang berbeda, sehingga hasil prediksi daya dukungnya berbeda pula, dan metoda empiris disuatu tempat belum tentu cocok untuk digunakan pada tempat yang lainnya.
2. Perhitungan daya dukung kulit ( $Q_s$ ) menunjukkan bahwa semakin dalam pondasi, semakin besar juga daya dukungnya. Tetapi untuk daya dukung ujung ( $Q_b$ ) tidak selalu semakin dalam pondasi semakin besar daya dukung Ujungnya.
3. Dari hasil pengujian beban aksial tiang No. 416 dengan metoda "Cyclic", dimana pondasi dibebani sampai 200% beban rencana (500 T) penurunan total yang terjadi sebesar 11,7267 mm < 2,54 cm, batas ratio yang terjadi sebesar  $9,276 \cdot 10^{-4}$  inc/ton. Dengan penurunan total dan batas ratio penurunan sebesar itu, berarti pondasi

tersebut memenuhi spesifikasi yang disyaratkan ASTM, New York City Building code, Chicago dan California Building Code.

4. Prediksi tahanan kulit ultimit, metoda NV. Nayak dengan data SPT memberikan hasil yang mendekati prediksi tahanan kulit dari metoda teoritis formula Tomlinson.
5. Untuk metoda-metoda dari data SPT, yang dibandingkan dengan metoda grafis interpretasi hasil loading test dari Mazurkovic ternyata metoda dari NV. Nayak yang paling mendekati.

## 5.2. Saran

1. Pengujian tanah dengan menggunakan alat sondir kapasitas 10 ton dapat digunakan untuk perencanaan pondasi bangunan bertingkat banyak, hanya saja perlu ditambah kemampuan kedalaman penembusannya supaya bisa sama dengan kemampuan alat bor. Jarak pengujian CPT dan SPT perlu lebih rapat lagi satu sama lainnya. Dengan demikian diharapkan lebih bisa mendeteksi ketebalan lapisan tanah keras untuk memperkirakan penempatan ujung tiang fondasi.
2. Interval titik pengambilan contoh tanah yang akan diperiksa di Laboratorium perlu lebih dekat lagi sehingga sifat-sifat tanah yang diketahui lebih komplit dan lebih kontinyu untuk setiap lapisan tanah.
3. Kenyataan di lapangan pengujian beban tiang tidak dilakukan sampai tiang benar-benar mengalami kegagalan beban, sehingga daya dukung ultimit tiang sukar untuk

diketahui, dan penentuan daya dukung ultimit dari hasil pengujian pembebanan dengan skala grafis, sangat dipengaruhi subjektifitas dari orang yang menentukannya, karena itu perlu evaluasi yang lebih teliti dan dikembangkan lagi untuk Tugas Akhir yang akan datang.



## P E N U T U P

Puji syukur dengan mengucapkan alhamdulillah ke Hadlirat Allah SWT, yang telah memberikan rahmat serta hidayahnya kepada penyusun sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas akhir ini.

Dalam menyampaikan Tugas Akhir ini, penyusun telah berusaha dengan sebaik-baiknya. Mengingat keterbatasan waktu dan kemampuan yang ada, penyusun mengakui dengan segala kerendahan hati, tentunya dalam menyampaikan Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Untuk itu harap maklum adanya, kepada semua pihak yang mengerti bidang teknik sipil.

Akhir kata, penyusun mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada semua pihak yang telah banyak membantu, hingga terselessikannya penyusunan Tugas Akhir ini. Semoga amal baik yang telah diberikan kepada penyusun, diberikan balasan yang setimpal dari Allah SWT., Amin.

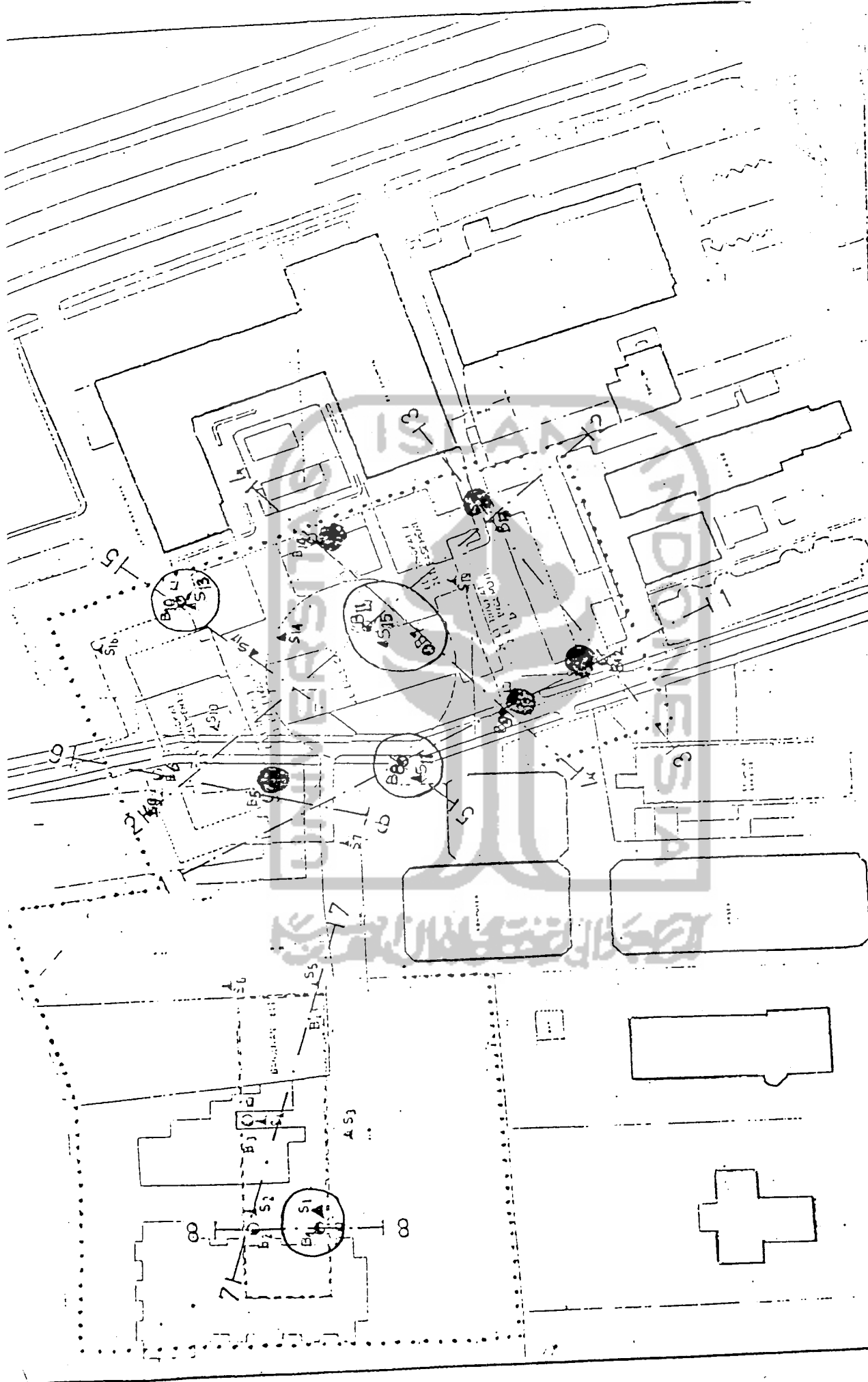


## DAFTAR PUSTAKA

1. Bowles, Joseph, E., 1983, *Analisa Dan Disain Pondasi Jilid 1*, Erlangga, Jakarta Pusat.
2. Bowles, Joseph, E., 1986, *Analisa Dan Disain Pondasi Jilid 2*, Erlangga, Jakarta 10420.
3. Nayak, N.V., 1982, *Foundation Design Manual For Practicing Engineers And Civil Engineering Students*, Dhanpat Rai and Sons Technical and Publishers 1682, Nai Sarak, Delhi.
4. Nakazawa, K., Sosrodarsono, S., 1983, *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, PT. Pradnya Paramita, Jakarta
5. Poulos, H.G., Davis, E.H., 1980, *Pile Foundation Analysis And Design*, Jhon Wiley and Sons, Canada.
6. Sanglerat, G., 1972, *The Penetrometer And Soil Exploration, Development in Geotechnical Engineering Vol 1*, Elsevier Publishing Company, Amsterdam, Netherland.
7. Subarkah Imam, Ir., 1986, *Teknik Pondasi Suatu Ikhtisar Praktis*, Idea Dharma, Bandung.
8. Tomlinson, M.J., 1977, *Pile Design And Construction Practice*, Cement and Association, 52 Grosvenor Gardens, London.
9. Teng, W.C., 1965, *Foundation Design*, Prentice Hall of India (Private) Ltd.
10. Wesley, L.D., 1977, *Mekanika Tanah*, Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta Selatan.

LAMPIRAN





LEMBAGA TEKNOLOGI FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS INDONESIA  
 KONSULTAN TEKNIK DAN MANAJEMEN PROYEK



KETERANGAN  
 ○ : TITIK EOR  
 ▲ : TITIK SQUIDIR  
 □ : BENTUK BUNYI SAMPLE



Fakultas Teknik  
Laboratorium Mekanika Tanah

Indonesi 011 - 5150100  
Telp: 7270029

Project : BAHK UNDUGESA

Location : Jember

CP No. : 515

Date : 19 Desember 1959

Ground Water Level : 10m

Elevation : 10.115

Depth  
(m)

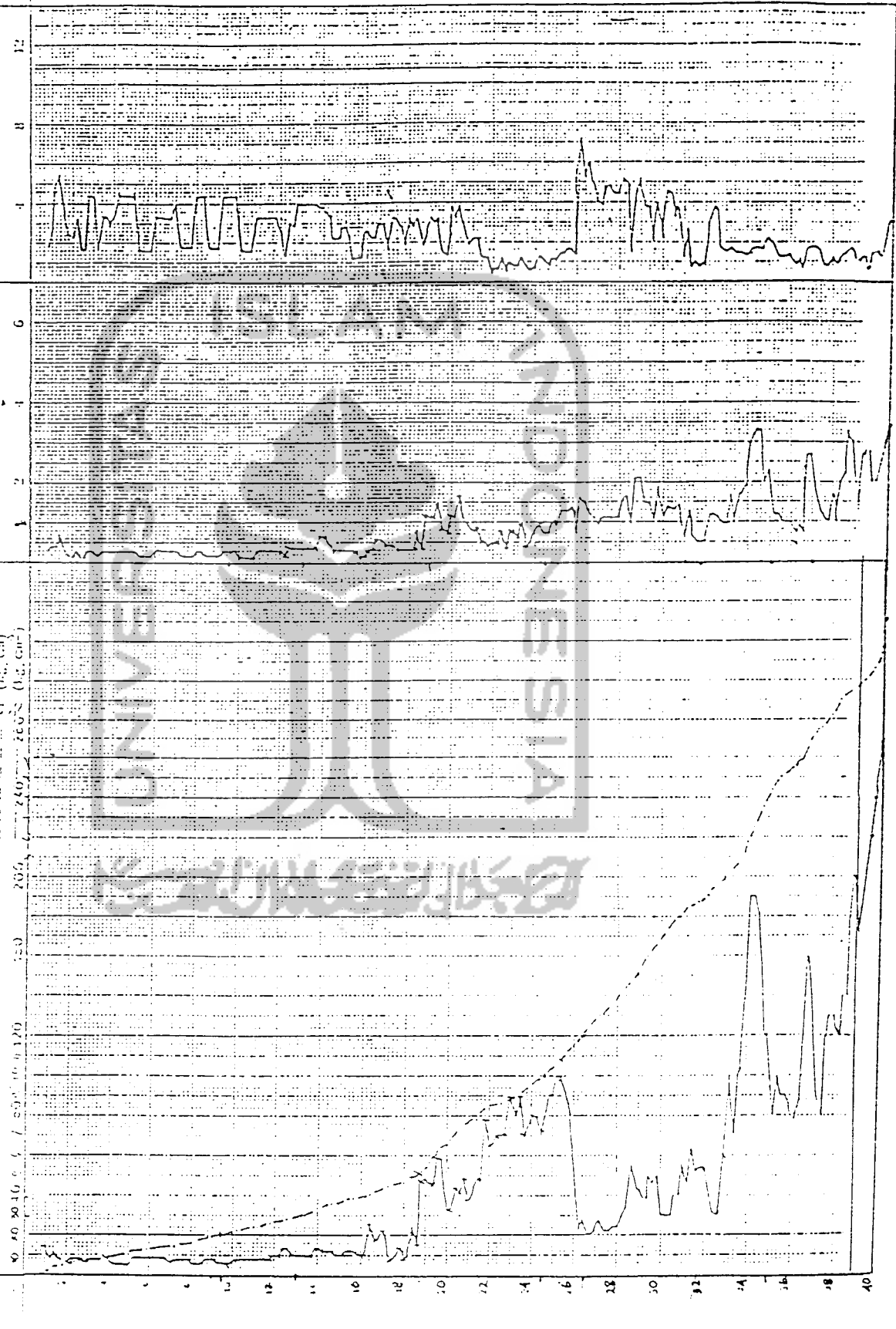
400 1000 1600 2000 2400 3000 3600 4200

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200

$\gamma_s$  (kg/cm<sup>3</sup>)

$U = \frac{f_s}{\gamma_s} (\%)$

ESTIMATED  
Soil Type



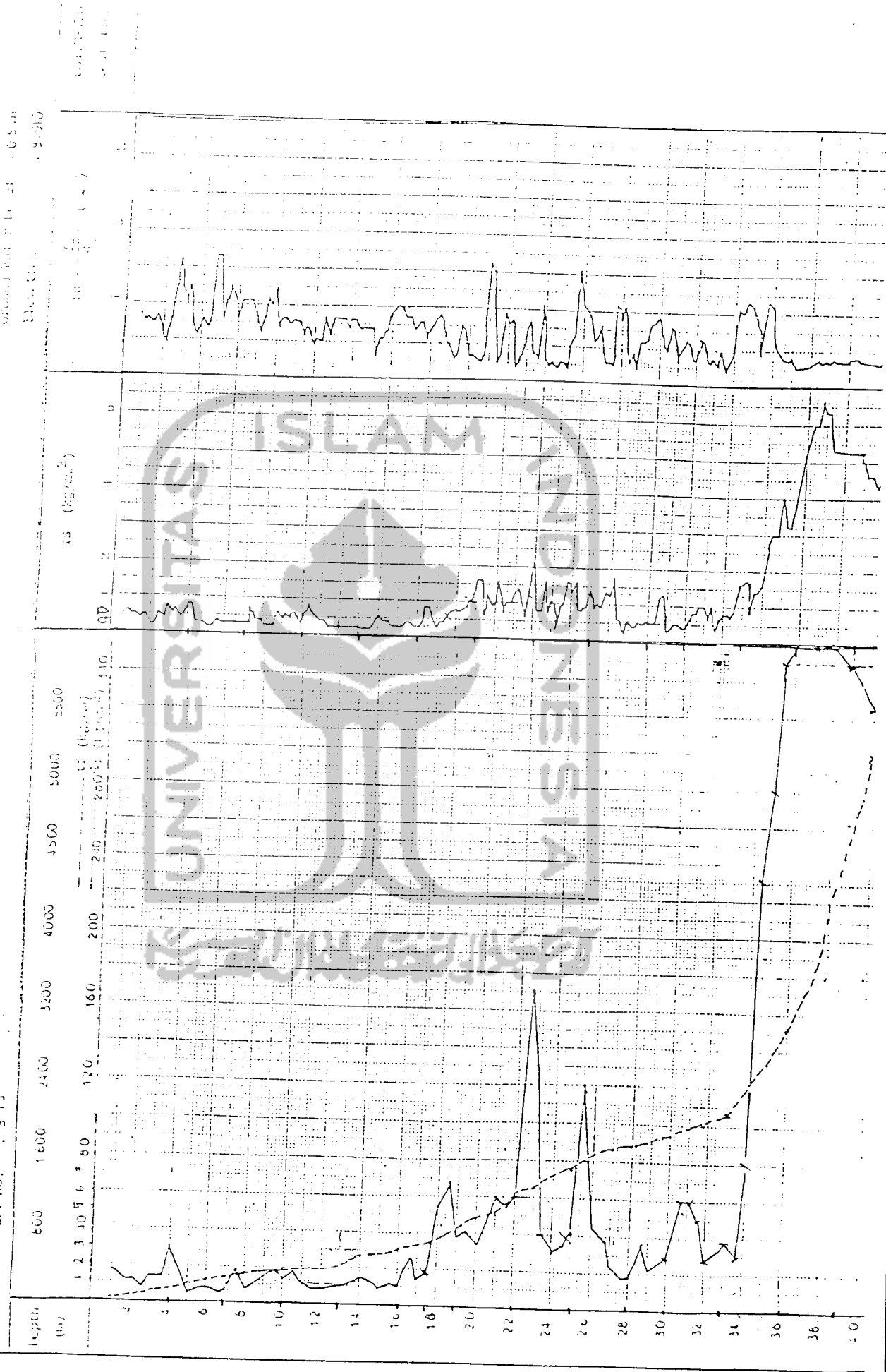
LAMPIRAN

UNIVERSITAS INDONESIA  
Fakultas Teknik  
Laboratorium Mekanika Tanah



Project : BANK INDONESIA  
Location : JL. THAMRIN  
Graf No. : 5 13

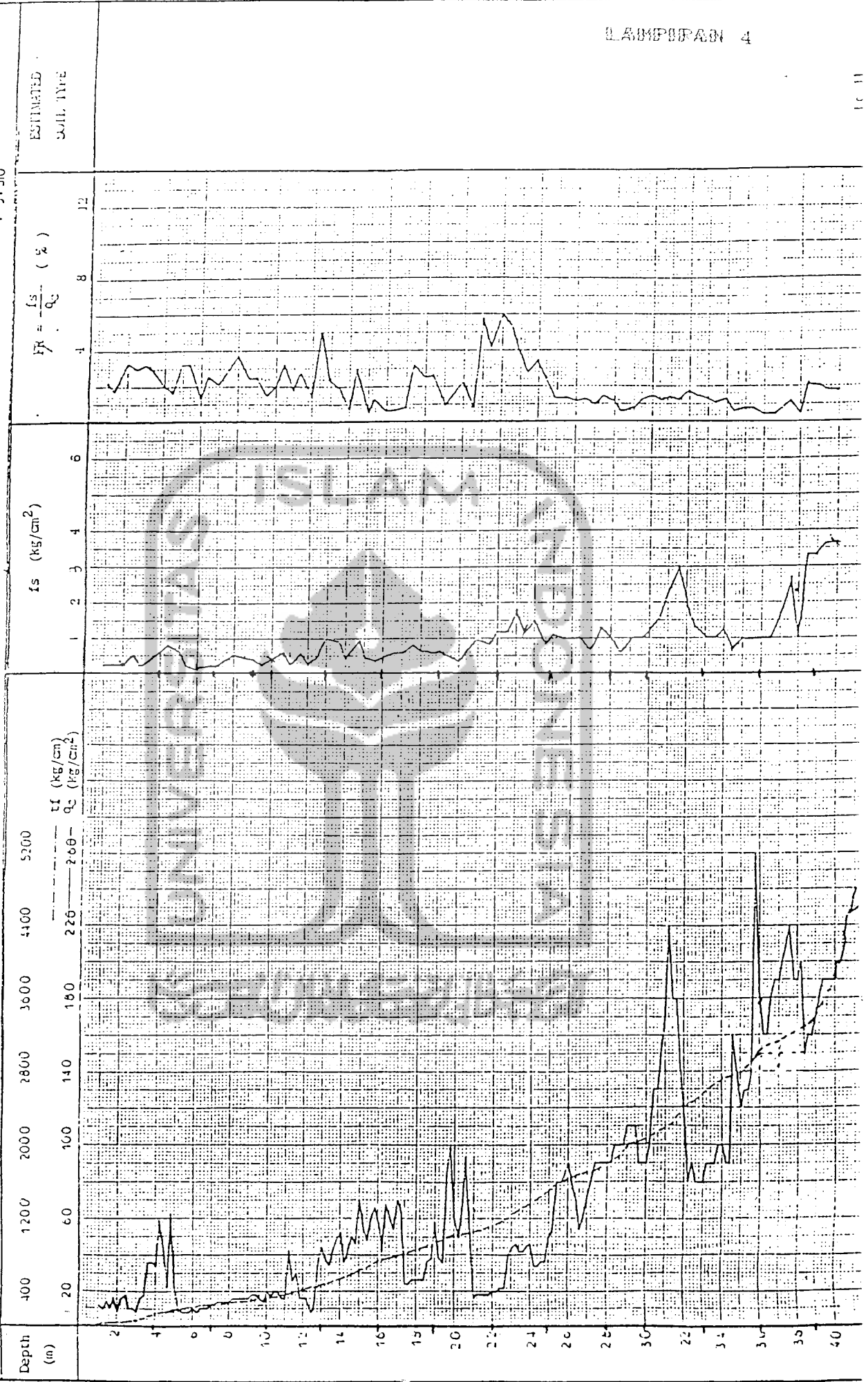
Date : 25 DESEMBER 1989  
Ground Water : 0.5 m  
Elevation : 19.910



laboratorium mekanika tanah  
 Telpom : 7276729

Date : 14 DESEMBER 1989  
 Ground Water Level : 0.40 m  
 Elevation : 9.510

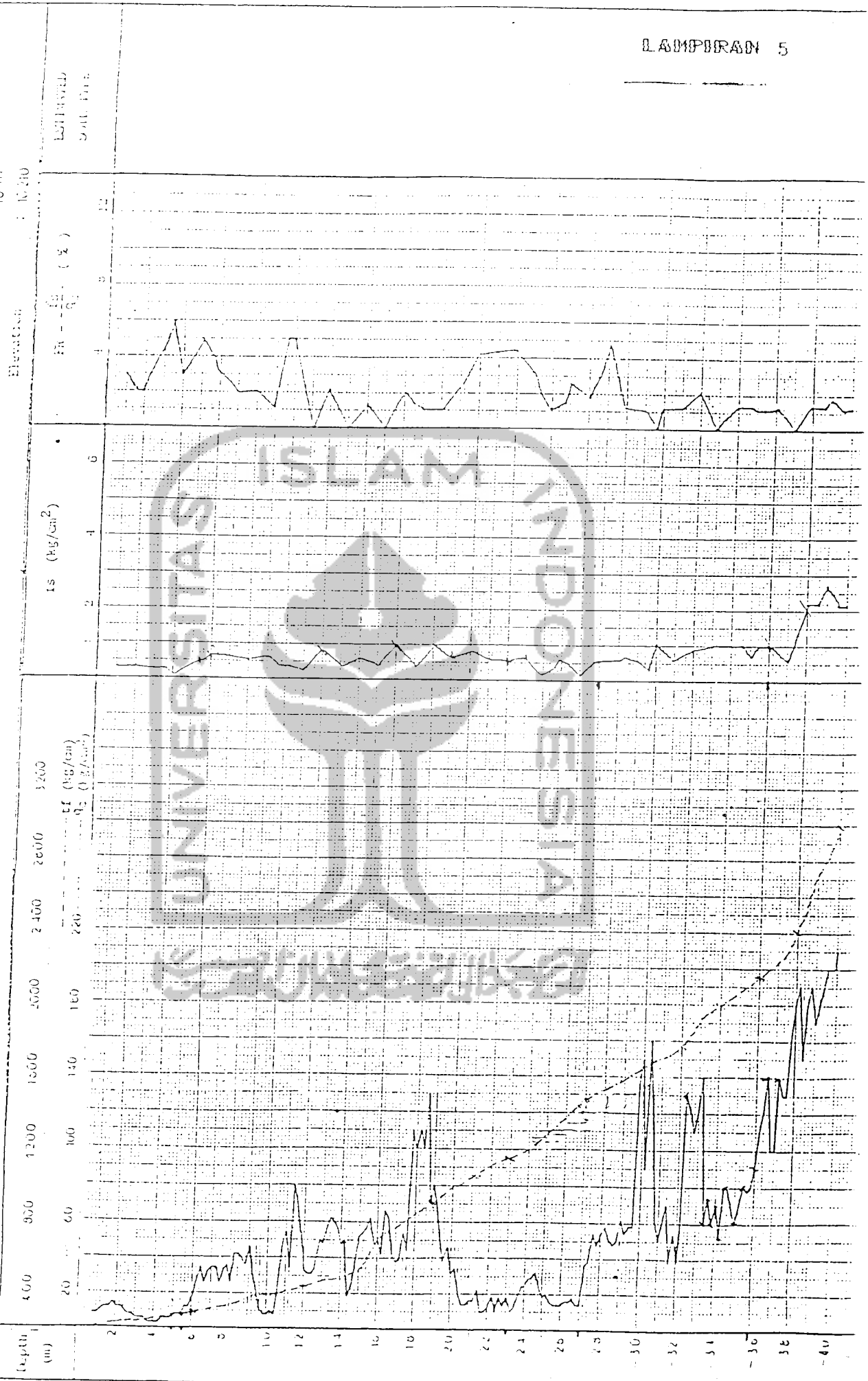
Project : SAIK INDONESIA  
 Location : JL. MAJLIS  
 CPT No. : S 11



Fakultas Teknik  
 Laboratorium Mekanika Tanah  
 Kampus U.I. - Depok  
 Telpun : 7200295

Project : BAHUK INDONESIA  
 Location : JL. HIAHRUH  
 CPT No. : 51

Date : 10 Februari 1987  
 Ground Water Level : 10 m  
 Elevation : 16,200



BORING LOG

LAMPURAN 6

SURVEYED BY: BANK INDONESIA GROUND ELEVATION: 355 DATE: 7-12-1989 — 5 12 1990  
 NO: BCR 8 GROUND WATER LEVEL: 355 SURVEYED BY: MARYUNADI

ELEVATION (METER)		SOIL		STANDARD PENETRATION TESTS						SOIL SAMPLES									
TOP	BOTTOM	SYMBOL	VISUAL CLASSIFICATION	COLOR	DESCRIPTION	DEPTH (m)	NO OF BLOWS AT EACH 10cm			N VALUE			NO OF DEPTHS	OF					
							10 cm	20 cm	30 cm	5	10	20	30	40	50	60	cm	ft	
1.20	1.20	[Symbol]	CLAY	BROWN GREY	TRACE SILT, TRACE SAND AND ORGANIC MATTER MEDIUM PLASTIC CLAY	-													
1.20	1.50	[Symbol]	SAND	BROWN GREY	FINE TO MEDIUM GRAINED WELL SORTED, SLIGHTLY TRACE UNWASHED FINEST GRAVEL (MAX 0.3 CM)	1.40	15	5	5								1	1.40	
1.50	1.70	[Symbol]	ORGANIC SILTY	DARK BROWN GREY	MUD REMAINS MEDIUM PLASTIC SOFT ORGANIC CONTENT INCREASING WITH DEPTH	1.65	1	10									2	1.65	
1.70	1.90	[Symbol]	SAND	BROWN	VERY FINE GRAINED SATURATED VERY LOOSE	1.80	6	30									3	1.80	
1.90	2.25	[Symbol]	SILT	BROWN	TRACE SAND + CLAY	2.05	3	10									4	2.05	
2.25	2.55	[Symbol]	SAND	BROWNISH GREY	MEDIUM GRAINED LOOSE PROBABLY DECOMPOSED INCREASING WITH DEPTH. SAND SOME CLAY AT DEPTH OF 2.55 - 2.60 m	2.50	7	30									5	2.50	
2.55	2.80	[Symbol]	SAND	BROWNISH GREY	SOME SILT - CLAY	2.75	28	30									6	2.75	
2.80	3.00	[Symbol]	SAND	BROWNISH GREY	FINE GRAINED PROBABLY GRADED W/ST. CONTACT	2.95	10	10									7	2.95	
3.00	3.20	[Symbol]	STONY SILT	BROWNISH GREY	SILT	3.10	16	30									8	3.10	
3.20	3.40	[Symbol]	SAND	BROWNISH GREY	MEDIUM - COARSE GRAINED TRACE GRAVEL	3.35	10	30									9	3.35	
3.40	3.60	[Symbol]	SAND	BROWNISH GREY	SOME SILT MEDIUM GRAINED, DARK	3.55	25	30									10	3.55	
3.60	3.80	[Symbol]	SILT	BROWN	FRAGILE VERY SOFT INDICATED NO STRIKE LINE	3.75	10	30									11	3.75	
3.80	4.00	[Symbol]	SAND	BROWNISH GREY	TRACE FINEST GRAVEL + CLAY	3.95	22	30									12	3.95	
4.00	4.20	[Symbol]	CLAY	GREENISH BROWN	TRACE TO FINE SILT MOST HIGHLY PLASTIC HARD	4.10	40	30									13	4.10	
4.20	4.40	[Symbol]	CLAY	LIGHT BROWN	TRACE SILT, HIGH PLASTICITY GRAVEL OF VERY FINE	4.30	28	30									14	4.30	
4.40	4.55	[Symbol]	SANDY SILT	BROWN	FRAGILE, VERY SOFT	4.45	10	30									15	4.45	
4.55	4.75	[Symbol]	CLAYEY SILT	GREENISH / LIGHT GREY	SLIGHTLY PLASTIC MOST HARD	4.60	35	30									16	4.60	
4.75	4.90	[Symbol]	SANDY CLAY	LIGHT BROWN	MEDIUM PLASTIC MOST HARD	4.85	27	30									17	4.85	
4.90	5.10	[Symbol]	CLAYEY SILT	LIGHT GREY	MEDIUM PLASTIC HARD CLAY SOME SILT AT DEPTH OF 4.95 - 5.00 m HIGHLY PLASTIC	5.00	22	30									18	5.00	
5.10	5.30	[Symbol]	SILT CLAY	LIGHT GREY	SOME SAND VERY SOFT	5.15	26	30									19	5.15	
5.30	5.40	[Symbol]	SAND	GREENISH GREY	TRACE CLAY DARK	5.35	10	30									20	5.35	
5.40	5.50	[Symbol]	SILT STONE	LIGHT BROWN	HEAVY GRANULAR	5.45	36	30									21	5.45	
5.50	5.60	[Symbol]	SILT	LIGHT GREY	FRAGILE, TRACE SILT HARD THIS LAYER VERY FINE GRAINED SAND AT 5.55 - 5.60 m	5.55	48	30									22	5.55	
5.60	5.70	[Symbol]	CLAY	GREY	SOME SILT MOST HIGHLY PLASTIC HARD	5.65	15	30									23	5.65	
5.70	5.80	[Symbol]	CLAY	BROWNISH GREY	TRACE TO COARSE SILT MOST HIGH PLASTICITY HARD	5.75	58	30									24	5.75	
5.80	6.00	[Symbol]	END OF BORING			5.85	58	30									25	5.85	
						5.95	58	30										26	5.95

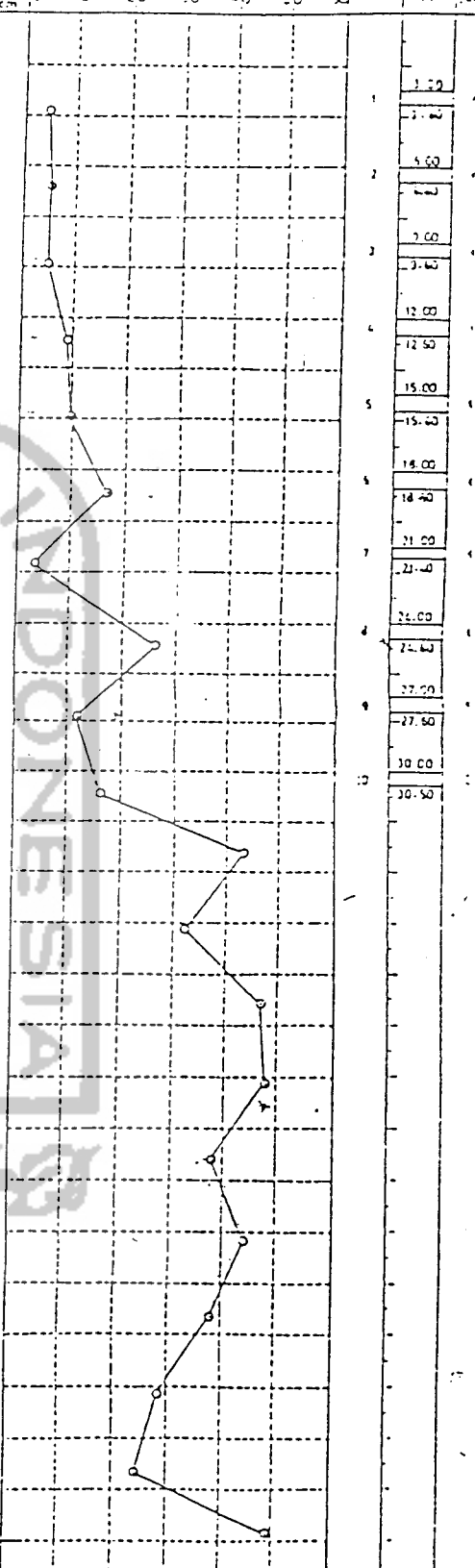
K 5

Lb 3

- SYMBOLS OF SAMPLER
- TIRIBWALL SAMPLER
  - SPLIT-SPoon SAMPLER
  - ⊙ DENISON-TYPE SAMPLER
  - ⊞ FOIL SAMPLER
  - × OTHER SAMPLER



LEVEL DESCRIPTION (M)	SYMBOL	VISUAL CLASSIFICATION	COLOR	DESCRIPTION	DEPTH (m)	STANDARD PENETRATION TESTS					NO OF DEPTH SAMPLE
						100 g/30 sec	NO OF BLOWS AT EACH 10cm	10	20	30	
1.40	[Symbol]	CLAYEY SILT	REDDISH BROWN	LOW PLASTICITY, MEDIUM STRENGTH	1.40	10	10	10	10	10	1
3.40	[Symbol]	SILTY CLAY	BLACK AND BROWN	MEDIUM PLASTICITY, SOFT MUD	3.40	10	10	10	10	10	2
5.40	[Symbol]	ORGANIC SILTY CLAY	BLACK	LITERATED MEDIUM TO HIGH PLASTICITY	5.40	10	10	10	10	10	3
7.40	[Symbol]	SILTY CLAY	DARK BROWN	LOW PLASTICITY, MEDIUM TO HIGH PLASTICITY PLACES WHO REMAINS PLUCK	7.40	10	10	10	10	10	4
11.40	[Symbol]	SILTY SAND TO SANDY SILT	BROWN	VERY FINE GRAINED, MEDIUM TO COARSE SAND	11.40	10	10	10	10	10	5
14.40	[Symbol]	SAND	BROWN	VERY FINE GRAINED, MEDIUM TO COARSE SAND	14.40	10	10	10	10	10	6
16.40	[Symbol]	SAND	BROWN	VERY FINE GRAINED, MEDIUM TO COARSE SAND	16.40	10	10	10	10	10	7
18.40	[Symbol]	SAND	GREY	VERY FINE GRAINED, MEDIUM TO COARSE SAND	18.40	10	10	10	10	10	8
21.40	[Symbol]	CLAYEY SILT	BROWN	LOW PLASTICITY, FRAGILE PARTICLE SAND STIFF	21.40	10	10	10	10	10	9
23.40	[Symbol]	SAND	BROWN	MEDIUM TO COARSE SAND	23.40	10	10	10	10	10	10
25.40	[Symbol]	SAND	GREY	MEDIUM TO COARSE SAND	25.40	10	10	10	10	10	11
27.40	[Symbol]	CLAY	BROWN	MEDIUM TO COARSE SAND	27.40	10	10	10	10	10	12
29.40	[Symbol]	SILT	WHITE GREY	SOME CLAY HARD	29.40	10	10	10	10	10	13
31.40	[Symbol]	CLAYEY SILT	LIGHT BROWN TO GREY	FRAGILE IN SOME PLACES, HARD	31.40	10	10	10	10	10	14
33.40	[Symbol]	SAND	BROWN TO GREY	MEDIUM TO COARSE SAND	33.40	10	10	10	10	10	15
35.40	[Symbol]	SILT	GREY/BROWN	FRAGILE HARD	35.40	10	10	10	10	10	16
37.40	[Symbol]	SILTSTONE	LIGHT BROWN TO GREY	HEAVY CEMENTED FRAGILE, HARD	37.40	10	10	10	10	10	17
39.40	[Symbol]	SILT	LIGHT BROWN	FRAGILE HARD	39.40	10	10	10	10	10	18
41.40	[Symbol]	CLAY	GREY	TRACE TO SOME SILT IN SOME PLACES, HIGHLY PLASTIC, VERY STIFF	41.40	10	10	10	10	10	19
43.40	[Symbol]	SILTY CLAY	BROWN	LOW PLASTICITY, MEDIUM	43.40	10	10	10	10	10	20
45.40	[Symbol]	END OF BORING			45.40	10	10	10	10	10	21



K.5

LB 11

SYMBOLS OF SAMPLER

- THINWALL SAMPLER
- SPLIT-SPOON SAMPLER

- ⊙ DENISON-TYPE SAMPLE
- ⊕ FOR SAMPLER
- × OTHER SAMPLER

BORING LOG

LAMPURAN 8

OF SURVEY IS LOCALITY BANK INDONESIA GROUND ELEVATION 3.905 m DATE 31-12-1989 - 1-1-1990

NO 202 10 WATER LEVEL 1.50 SURVEYED BY MARYUNADI

LEVEL DEPTH TION	DEPTH m	SYMBOL	SOIL			DEPTH m	STANDARD PENETRATION TESTS					SOIL SAMPLE				
			VISUAL CLASSIFICATION	COLOR	DESCRIPTION		NO OF BLOWS AT EACH 10cm	N VALUE					NO OF SAMPLE	DEPTH m		
1.00	0.30		SILT	BROWN	UNSATURATED											
1.30	0.30		SILT CLAY	BROWN	UNSATURATED											
1.60	0.30		SILT	BROWN	UNSATURATED											
1.90	0.30		SAND TO SILT SOME CLAY	RED	TRACE TO MEDIUM GRAINED TRACE FRAGMENTED WOOD SOME REMAINS	3.60	3						1	3.30		
2.20	0.30		SILT	BROWN	TRACE OF WOOD REMAINS	4.05	10							2	3.60	
2.50	0.30		SILT	BROWN	TRACE OF WOOD REMAINS	6.60	10							2	6.20	
2.80	0.30		SILT CLAY AND SAND TO SAND SOME CLAY	BROWN	TRACE OF WOOD REMAINS	7.05	10							2	6.60	
3.10	0.30		SAND	BROWN	VERY FINE TO FINE GRAINED SAND CONTAINING SILT CLAY	9.60	19						3	9.30		
3.40	0.30		SAND	BROWN	VERY FINE TO FINE GRAINED SAND CONTAINING SILT CLAY	10.05	30							3	9.60	
3.70	0.30		SAND	BROWN	VERY FINE TO FINE GRAINED SAND CONTAINING SILT CLAY	12.50	3						4	12.20		
4.00	0.30		CLAY	BROWN	TRACE TO SOME FINE MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	13.05	30							4	12.50	
4.30	0.30		CLAY	BROWN	TRACE TO SOME FINE MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	15.30	16						5	15.00		
4.60	0.30		SILT CLAY	BROWN	TRACE TO SOME FINE MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	16.05	30							5	15.30	
4.90	0.30		SILT	BROWN	TRACE CLAY AND WOOD REMAINS	18.60	10						6	18.00		
5.20	0.30		SILT	BROWN	TRACE CLAY AND WOOD REMAINS	19.05	30							6	18.30	
5.50	0.30		SAND	DARK GREY	AND TO COARSE GRAINED COMPACT SILT	21.50	26						7	21.00		
5.80	0.30		SAND	DARK GREY	AND TO COARSE GRAINED COMPACT SILT	22.05	30							7	21.30	
6.10	0.30		SAND	DARK GREY	AND TO COARSE GRAINED COMPACT SILT	24.00	15							7	23.70	
6.40	0.30		SAND	DARK GREY	AND TO COARSE GRAINED COMPACT SILT	24.45	30							7	24.00	
6.70	0.30		SAND	DARK GREY	AND TO COARSE GRAINED COMPACT SILT	27.00	7							7	26.70	
7.00	0.30		CLAY	BROWN	TRACE TO SOME FINE MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	27.45	30							7	27.00	
7.30	0.30		SAND	DARK GREY	MEDIUM TO COARSE GRAINED FRAGILE TRACE FRAGMENT SATURATED, COMPACT	29.00	10								7	28.70
7.60	0.30		SAND	DARK GREY	MEDIUM TO COARSE GRAINED FRAGILE TRACE FRAGMENT SATURATED, COMPACT	30.45	30								7	30.00
7.90	0.30		CLAYEY SILT	BROWN	LOW PLASTICITY, SOFT	33.00	20								7	32.70
8.20	0.30		SAND	DARK GREY	TRACE TO SOME FINE MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	33.45	30								7	33.00
8.50	0.30		CLAYEY SILT TO SILTY CLAY	FRESH GREEN	TRACE FRAGMENT, LOW PLASTICITY MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	36.00	17								7	35.70
8.80	0.30		SILT	VERY LIGHT GREEN	SOME SILT, LOW PLASTICITY - HARD	38.45	30								7	38.00
9.10	0.30		SILT SAND	GREENISH GREY	NEARLY CEMENTED OCCASIONALLY FRAGILE HARD	39.20	32								7	39.00
9.40	0.30		SILT SAND	GREENISH GREY	NEARLY CEMENTED OCCASIONALLY FRAGILE HARD	39.65	30								7	39.30
9.70	0.30		SAND	DARK BROWN	TRACE TO SOME FINE MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	42.50	25								7	42.00
10.00	0.30		SAND	DARK BROWN	TRACE TO SOME FINE MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	42.95	30								7	42.30
10.30	0.30		SILT SAND	GREENISH GREY	NEARLY CEMENTED OCCASIONALLY FRAGILE HARD	45.00	43								7	44.70
10.60	0.30		SILT SAND	GREENISH GREY	NEARLY CEMENTED OCCASIONALLY FRAGILE HARD	45.45	30								7	45.00
10.90	0.30		SAND	DARK GREY TO GREENISH GREY	TRACE TO COARSE GRAINED FRAGMENT TO SOME SILT AND CLAY REMAINS	48.00	18								7	47.70
11.20	0.30		SAND	DARK GREY TO GREENISH GREY	TRACE TO COARSE GRAINED FRAGMENT TO SOME SILT AND CLAY REMAINS	48.45	30								7	48.00
11.50	0.30		SAND	DARK GREY TO GREENISH GREY	TRACE TO COARSE GRAINED FRAGMENT TO SOME SILT AND CLAY REMAINS	51.00	19								7	50.70
11.80	0.30		SAND	DARK GREY TO GREENISH GREY	TRACE TO COARSE GRAINED FRAGMENT TO SOME SILT AND CLAY REMAINS	51.45	30								7	51.00
12.10	0.30		SILT	GREENISH GREY	FRAGILE HARD	54.00	29								7	53.70
12.40	0.30		CLAY	DARK BROWN	TRACE TO SOME FINE TO MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	54.45	30								7	54.00
12.70	0.30		CLAY	DARK BROWN	TRACE TO SOME FINE TO MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	57.00	38								7	56.70
13.00	0.30		CLAY	DARK BROWN	TRACE TO SOME FINE TO MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	57.45	30								7	57.00
13.30	0.30		CLAY	DARK BROWN	TRACE TO SOME FINE TO MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	59.55	43								7	59.00
13.60	0.30		CLAY	DARK BROWN	TRACE TO SOME FINE TO MEDIUM GRAINED WOOD REMAINS WET TEST	60.00	30								7	59.30
			END OF BORING													

SYMBOLS OF SAMPLER  
 ● THINWALL SAMPLER  
 ○ SPLIT-SPOON SAMPLER  
 ( ) DENISON-TYPE SAMPLER  
 ( ) FOIL SAMPLER  
 X OTHER SAMPLER

## BORING LOG

LAMPIRAN 9

OF SURVEY & LOCALITY: BANK DIDONESTA GROUND ELEVATION: 3.395 m DATE: 7-1-1990 - 17-1-1990  
 NO: BCR 7 GROUND WATER LEVEL: 0.50 m SURVEYED BY: MARYUNADI

ELEVATION			SOIL				STANDARD PENETRATION TESTS										SOIL SAMPLES	
FROM	TO	DEPTH OF STRIKE	SYMBOL	VISUAL CLASSIFICATION	COLOR	DESCRIPTION	DEPTH	NO OF BLOWS AT EACH 10cm	N VALUE					NO OF SAMPLE	DEPTH	NO OF SAMPLE		
									10 cm	20 cm	30 cm	10	20				30	40
1.15	1.35	1.35		CLAYEY SILT	BROWN	LOW PLASTICITY	1.35											
1.35	1.95	1.95		CLAY	GREY	SOME WOOD REMAINS	1.95											
1.95	3.00	3.00		CLAYEY SILT/CLAY AND SILT	BROWN	UNTRIGGERED, SPT	3.00											
3.00	3.25	3.25		SILT CLAY TO CLAYEY SILT	BROWN	SOME WOOD REMAINS	3.25											
3.25	3.35	3.35		SAND AND CLAYEY SILT	BROWN	VERY HARD	3.35											
3.35	3.60	3.60		SAND	GREY	TRACE TO CONC. SPT	3.60											
3.60	3.90	3.90		SAND	GREY	WELL SORTED, COMPACT	3.90											
3.90	4.05	4.05		SAND	GREY	TRACE TO CONC. SPT	4.05											
4.05	4.20	4.20		SAND	GREY	TRACE TO CONC. SPT	4.20											
4.20	4.75	4.75		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	4.75											
4.75	5.40	5.40		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	5.40											
5.40	75.85	75.85		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	75.85											
75.85	18.55	18.55		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	18.55											
18.55	19.00	19.00		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	19.00											
19.00	21.55	21.55		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	21.55											
21.55	1.95	1.95		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	1.95											
1.95	22.00	22.00		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	22.00											
22.00	24.00	24.00		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	24.00											
24.00	24.5	24.5		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	24.5											
24.5	25.50	25.50		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	25.50											
25.50	27.50	27.50		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	27.50											
27.50	27.95	27.95		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	27.95											
27.95	30.60	30.60		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	30.60											
30.60	31.00	31.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	31.00											
31.00	33.55	33.55		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	33.55											
33.55	34.00	34.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	34.00											
34.00	36.55	36.55		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	36.55											
36.55	37.00	37.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	37.00											
37.00	39.55	39.55		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	39.55											
39.55	42.00	42.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	42.00											
42.00	43.00	43.00		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	43.00											
43.00	43.45	43.45		SAND	GREY	POORLY GRADED, COMPACT	43.45											
43.45	46.00	46.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	46.00											
46.00	46.45	46.45		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	46.45											
46.45	49.00	49.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	49.00											
49.00	49.45	49.45		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	49.45											
49.45	52.00	52.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	52.00											
52.00	52.45	52.45		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	52.45											
52.45	55.00	55.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	55.00											
55.00	55.45	55.45		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	55.45											
55.45	58.00	58.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	58.00											
58.00	58.45	58.45		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	58.45											
58.45	60.00	60.00		SILT	GREY	LOW PLASTICITY	60.00											

5:

Lb 7

SYMBOLS OF SAMPLER

- ① THINWALL SAMPLER
- ② SPLIT-SPOON SAMPLER

③ DEPTH-SAMPLER

- ④ FOIL SAMPLER
- ⑤ OTHER SAMPLER

PROJECT LOCALITY BANK INDONESIA SURROUND ELEVATION 10.05 DATE 10-12-1989 11-1-1990

BOR :

SURROUND WATER LEVEL 1.25

SURVEYED BY MARYUNACI

DEPTH (m)	SYMBOL	SOIL			DEPTH (m)	STANDARD PENETRATION TESTS					SOIL SAMPLES		
		VISUAL CLASSIFICATION	COLOR	DESCRIPTION		NO. OF BLOWS AT EACH 10cm	N VALUE					NO. OF SAMPLES	DEPTH (m)
0.00						10	20	30	40	50	60	1	0.00
0.00						10	20	30	40	50	60	2	1.00
0.00						10	20	30	40	50	60	3	2.00
0.00						10	20	30	40	50	60	4	3.00
0.00						10	20	30	40	50	60	5	4.00
0.00						10	20	30	40	50	60	6	5.00
0.00						10	20	30	40	50	60	7	6.00
0.00						10	20	30	40	50	60	8	7.00
0.00						10	20	30	40	50	60	9	8.00
0.00						10	20	30	40	50	60	10	9.00
0.00						10	20	30	40	50	60	11	10.00
0.00						10	20	30	40	50	60	12	11.00
0.00						10	20	30	40	50	60	13	12.00
0.00						10	20	30	40	50	60	14	13.00
0.00						10	20	30	40	50	60	15	14.00
0.00						10	20	30	40	50	60	16	15.00
0.00						10	20	30	40	50	60	17	16.00
0.00						10	20	30	40	50	60	18	17.00
0.00						10	20	30	40	50	60	19	18.00
0.00						10	20	30	40	50	60	20	19.00
0.00						10	20	30	40	50	60	21	20.00
0.00						10	20	30	40	50	60	22	21.00
0.00						10	20	30	40	50	60	23	22.00
0.00						10	20	30	40	50	60	24	23.00
0.00						10	20	30	40	50	60	25	24.00
0.00						10	20	30	40	50	60	26	25.00
0.00						10	20	30	40	50	60	27	26.00
0.00						10	20	30	40	50	60	28	27.00
0.00						10	20	30	40	50	60	29	28.00
0.00						10	20	30	40	50	60	30	29.00
0.00						10	20	30	40	50	60	31	30.00
0.00						10	20	30	40	50	60	32	31.00
0.00						10	20	30	40	50	60	33	32.00
0.00						10	20	30	40	50	60	34	33.00
0.00						10	20	30	40	50	60	35	34.00
0.00						10	20	30	40	50	60	36	35.00
0.00						10	20	30	40	50	60	37	36.00
0.00						10	20	30	40	50	60	38	37.00
0.00						10	20	30	40	50	60	39	38.00
0.00						10	20	30	40	50	60	40	39.00
0.00						10	20	30	40	50	60	41	40.00
0.00						10	20	30	40	50	60	42	41.00
0.00						10	20	30	40	50	60	43	42.00
0.00						10	20	30	40	50	60	44	43.00
0.00						10	20	30	40	50	60	45	44.00
0.00						10	20	30	40	50	60	46	45.00
0.00						10	20	30	40	50	60	47	46.00
0.00						10	20	30	40	50	60	48	47.00
0.00						10	20	30	40	50	60	49	48.00
0.00						10	20	30	40	50	60	50	49.00
0.00						10	20	30	40	50	60	51	50.00
0.00						10	20	30	40	50	60	52	51.00
0.00						10	20	30	40	50	60	53	52.00
0.00						10	20	30	40	50	60	54	53.00
0.00						10	20	30	40	50	60	55	54.00
0.00						10	20	30	40	50	60	56	55.00
0.00						10	20	30	40	50	60	57	56.00
0.00						10	20	30	40	50	60	58	57.00
0.00						10	20	30	40	50	60	59	58.00
0.00						10	20	30	40	50	60	60	59.00

LB 1

- SYMBOLS OF SAMPLER
- MINIWALL SAMPLER
  - SPLIT-SPOON SAMPLER
  - ⊙ DENISON-TYPE SAMPLER
  - ⊖ FOIL SAMPLER
  - ⊗ OTHER SAMPLER

ESIA

HAMRIN - JAKARTA PUSAT

D. ANDIPORAN 11

B.11

0-9,60	12,00-12,60	15,00-15,60	18,0-18,60	21,0-21,40	24,00-24,60	27,00-27,60	33,65-34,300
90	2,566	2,664	2,620	2,743	2,821	2,764	2,830
0	0,20	0,2	0,225	0	0	16	0
0	9,50	14	6	38	41	16	42
7378	1,33668	1,502	1,417	1,778	1,88364	1,82750	1,902
7805	0,63434	0,900	0,787	1,281			1,530
770,947	106,49/0,89	56,80/90,78	60,03/90,02	38,26/93,4	34,37/97,2	65,93,3,7	29,4 / -
( 30 m )	9,94 x 10 <sup>-5</sup>	( 30 m )	1,46 x 10 <sup>-4</sup>	(40 m )	1,11 x 10 <sup>-4</sup>		
30-40,0	44,6-44,9	47,60-47,7	47,70-47,8	53,7-54,0	56,7-57,0		
60	2,25	0,996	1,060	3,65	2,03		
36	1,770	1,708	1,733	2,072	1,737		
42	1,220	1,297	1,316	1,615	1,282		
30	43,91	31,63	31,63	28,16	35,53		

PROJECT : BANK INDONESIA

LOCATION : JL. M.H. THAMRIN - JAKARTA PUSAT

Boring No.	B.11					
	Depth (meter)	3,00-3,50	6,00-6,60	9,00-9,60	12,00-12,60	15,00-15,60
Specific Gravity, $G_s$		2,638	2,492	2,590	2,566	2,664
Cohesion Apparent, $c$ ; $\text{kg/cm}^2$		0,20	0,05	0,10	0,20	0,2
Angle of Shearing Resistance, $\phi$ ; $^\circ$		15	9	9,00	9,50	14
Wet Density, $\gamma_{\text{wet}}$ ; $\text{gr/cm}^3$		1,55607	1,19807	1,47378	1,33668	1,502
Dry Density, $\gamma_{\text{dry}}$ ; $\text{gr/cm}^3$		0,95509	0,460	0,77805	0,63434	0,900
Water Content, $w$ ; % / Sr		63,38/0,949	163,29/0,96	85,17/0,947	106,49/0,89	56,80/0,79
Permeability, $K$ ; $\text{cm/sec}$		( 10 m ) $3,27 \times 10^{-7}$		( 20 m ) $9,94 \times 10^{-5}$		( 30 m ) 1,46
Compression :						
Depth ; meter		29,60-29,90	35,70-35,35	39,80-40,0	44,6-44,9	47,60-47,7
Compressive Strength, $Q_u$ ; $\text{kg/cm}^2$		3,20	3,075	3,250	2,25	0,996
Wet Density ; $\text{gr/cm}^3$		1,891	1,825	1,636	1,770	1,708
Dry Density ; $\text{gr/cm}^3$		1,337	1,369	1,142	1,220	1,297
Water Content ; %		41,46	33,31	42,30	43,91	31,63

FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS ISLAM  
LABORATORIUM MEKANIKA

No.	T E S T	Boring No.	Depth (meter)
1.	Specific Gravity, $G_s$		3,00
2.	Triaxial : Cohesion Apparent, $c$ ; $\text{kg/cm}^2$ Angle of Shearing Resistance, $\phi$ ; $^\circ$ Wet Density, $\gamma_{\text{wet}}$ ; $\text{gr/cm}^3$ Dry Density, $\gamma_{\text{dry}}$ ; $\text{gr/cm}^3$ Water Content, $w$ ; % / Sr ; %		0,20 15 1,556 0,955 63,38/0
3.	Field Permeability, $K$ ; $\text{cm/sec}$		( 10 m
4.	Unconfined Compression : Depth of Sample ; meter Unconfined Compressive Strength, $Q_u$ ; $\text{kg/cm}^2$ Wet Density, $\gamma_{\text{wet}}$ ; $\text{gr/cm}^3$ Dry Density, $\gamma_{\text{dry}}$ ; $\text{gr/cm}^3$ Water Content, $w$ ; %		29,60-29 3,20 1,891 1,337 41,46

PERHITUNGAN DAYA DUKUNG TANGKAI BOR TUNGGAL DENGAN FORMULA DARI TOMLINSON UNTUK DATA LABORATORIUM NO BOR 11

1. ELEVASI KEDALAMAN 0 - 4 M (silty clay)

$$\begin{aligned}
 C - \text{soil} \Rightarrow Q_s &= \alpha \bar{C}_u A_s \dots\dots\dots(3.4) \\
 &= 0.45 C_u A_s \\
 &= 0.45 \cdot 0.2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 50 \cdot 4 \cdot 100 = 11309.7335 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$\emptyset$  - soil  $\Rightarrow$

$$\begin{aligned}
 P_o &= \gamma h + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) (D - h) \dots\dots\dots (\text{lihat gbr. 3.6}) \\
 P_o (0-4) &= (0.9551 \cdot 1.25) + (1.5661 - 1) \cdot 2.75 = 2.7506 \text{ T/m}^2 \\
 Q_s &= 1/2 k_s P_o \text{tg} \phi A_s \dots\dots\dots (3.6) \\
 &= 0.5 \cdot 0.7 \cdot p_o \text{tg} 15^\circ \cdot 2 \cdot \pi \cdot 0.5 \cdot 4 = 3241.5870 \text{ kg} \\
 Q_{st} &= 11309.7335 + 3241.5870 = \underline{14550.5878 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

$Q_{\text{base}} \Rightarrow$

$$\begin{aligned}
 Q_b &= A_p (1.3 c N_c + P_o (N_q - 1) + \alpha \gamma B N_q) \dots\dots (3.7) \\
 A_p &= [1.3 \cdot 0.5 \cdot 8 + 2.7506 (2.5 - 1) + 0.3 \cdot 1.1981 \cdot \pi \cdot 1 \cdot 0.7] \\
 &= 7912.9476 \text{ kg} \\
 Q_{\text{total}} &= Q_{st} + Q_b = \underline{22463.5354 \text{ kg}} \\
 q_f &= 8973.7141 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

2. ELEVASI KEDALAMAN 0 - 8 M

$$Q_s (0 - 4) = 14550.4878 \text{ kg}$$

Elevasi (4-8) Organic Silty Clay

$$\begin{aligned}
 C - \text{Soil} (4 - 8) \\
 Q_s &= 0.45 \cdot 0.05 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 50 \cdot 100 \cdot 4 = 2827.4334 \text{ kg} \\
 \emptyset - \text{Soil} (4 - 8) \\
 p_o (0 - 8) &\Rightarrow p_o = 2.7056 \text{ T/m}^2 + (1.9810 - 1) \cdot 4 = 6.6296 \text{ T/m}^2 \\
 Q_s &= 0.5 \cdot 0.7 \cdot p_o \cdot \text{tg} 9^\circ \cdot 2 \cdot \pi \cdot 0.5 \cdot 4 = 4618.2532 \text{ kg} \\
 Q_{st} &= 14550.4878 + 2827.4334 + 4618.2532 = \underline{21996.1745 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

3. ELEVASI KEDALAMAN 0 - 12,7 M

$$Q_s (0 - 8) = 21996.1745 \text{ kg}$$

Elevasi kedalaman (8 - 12,7) Silty Clay

$$\begin{aligned}
 C - \text{Soil} (8 - 12,7) \\
 Q_s &= 0.45 \cdot 0.15 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 50 \cdot 4.7 \cdot 100 = 9966.7027 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Ø - Soil (8 - 12,7)

$$p_o (0 - 12,7) \Rightarrow p_o = 6,6296 + (1,3902 - 1) 4,7 = 8,4635 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = 0,5 \cdot 0,7 \cdot p_o \cdot \text{tg } 9,25^\circ \cdot 2\pi \cdot 0,5 \cdot 4,7 = 7123,2980 \text{ kg}$$

$$Q_{st} = \underline{39086,1752 \text{ kg}}$$

4. ELEVASI KEDALAMAN 0 - 18,9 M

$$Q_s (0 - 12,7) = 39086,1752 \text{ kg}$$

Elevasi kedalaman (12,7 - 18,9)  $\Rightarrow$  Silty Sand

C - Soil (12,7 - 18,9)

$$Q_s = 0,45 \cdot 0,212 \cdot 2\pi \cdot 50 \cdot 6,2 \cdot 100 = 18581,8922 \text{ kg}$$

Ø - Soil (12,7 - 18,9)

$$p_o (12,7 - 18,9) \Rightarrow p_o = 8,4635 + (1,4595 - 1) \cdot 6,2 \\ = 11,3124 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = 1/2 \cdot 0,7 \cdot p_o \cdot \text{tg } 10^\circ \cdot 2\pi \cdot 0,5 \cdot 6,2 \\ = 13598,2534 \text{ kg}$$

$$Q_{st} = 39086,1752 + 18581,8922 + 13598,2534 \\ = \underline{71266,3208 \text{ kg}}$$

5. ELEVASI KEDALAMAN 0 - 26,4 M

$$Q_s (0 - 18,9) = 71266,3208 \text{ kg}$$

Elevasi kedalaman (18,9 - 26,4)  $\Rightarrow$  Sand

Ø - Soil (18,9 - 26,4)

$$p_o (0 - 18,9) = 11,3124 \text{ T/m}^2$$

$$p_o (0 - 26,4) = 11,3124 + (1,5975 - 1) 7,5 = 15,79365 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = 0,5 \cdot 0,7 \cdot p_o \cdot \text{tg } 39,5^\circ \cdot 2\pi \cdot 0,5 \cdot 7,5 \\ = 107365,5084 \text{ kg}$$

$$Q_{st} = 71266,3208 + 107365,5084 = \underline{178631,8292 \text{ kg}}$$

6. ELEVASI KEDALAMAN 0 - 31,9 M

$$Q_s (0 - 26,4) = 178631,8292 \text{ kg}$$

Elevasi kedalaman (26,40 - 31,90)  $\Rightarrow$  Clayey Silt

C - Soil (26,4 - 31,90)

$$Q_s = 0,45 \cdot 0,6528 \cdot 2\pi \cdot 50 \cdot 5,5 \cdot 100 = 50758,0842 \text{ kg}$$

Ø - Soil (26,4 - 31,90)

$$p_0 (0 - 31,9) = 15,79365 + (1,85925 - 1) 5,5$$

$$= 20,5795 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = 1/2 \cdot 0,7 \cdot p_0 \cdot \text{tg } 16^\circ \cdot 2\pi \cdot 0,5 \cdot 5,5$$

$$= 35583,1464 \text{ kg}$$

$$Q_{st} = 178631,8292 + 50758,0842 + 35583,1464$$

$$= \underline{264973,0598 \text{ kg}}$$

7. ELEVASI KEDALAMAN 0 - 35 M

$$Q_s (0 - 31,9) = 264973,0598 \text{ kg}$$

Elevasi kedalaman (31,9 - 35) Sand

Ø - Soil (31,9 - 35)

$$p_0 (0 - 35) = 20,5195 + (1,902 - 1) 3,1 = 26,4157 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = 1/2 \cdot 0,7 \cdot 26,4157 \cdot \text{tg } 42^\circ \cdot 2\pi \cdot 0,5 \cdot 3,1$$

$$= 81073,5466 \text{ kg}$$

$$Q_{st} = 264973,0598 + 81073,5466 = \underline{346046,6064 \text{ kg}}$$

8. ELEVASI KEDALAMAN 0 - 37 M

$$Q_s (35 - 37) = 346046,6064 \text{ kg}$$

Elevasi kedalaman (35 - 37) Clay

C - Soil (35 - 37)

$$Q_s = 0,45 \cdot 1,5375 \cdot 2\pi \cdot 50 \cdot 2 \cdot 100 = 43471,7883 \text{ kg}$$

$$Q_{st} = 43471,7883 + 346046,6064 = \underline{389518,3947 \text{ kg}}$$

9. 0 - 41,7

$$Q_s (0 - 37) = 389518,3947 \text{ kg}$$

Elevasi kedalaman (37 - 41,7) Clayey Silt

C - Soil (37 - 41,7)

$$Q_s = 0,45 \cdot 1,0944 \cdot 2\pi \cdot 50 \cdot 4,7 \cdot 100 = 72717,0628 \text{ kg}$$

Ø - Soil (37 - 41,7)

$$p_0 (0 - 41,7) = 26,4157 + (1,825 - 1) 2 + (1,636 - 1) 4,7$$

$$= 31,0549 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = 1/2 \cdot 0,7 \cdot 31,0549 \cdot \text{tg } 16^\circ \cdot 2\pi \cdot 0,5 \cdot 4,7$$

$$= 46019,5479 \text{ kg}$$

$$Q_{st} = 508255,0054 \text{ kg}$$

10. ELEVASI KEDALAMAN 0 - 45 M

$$Q_s (0 - 41,7) = 508255,0054$$

Elevasi kedalaman (41,7 - 45) Sand

Ø - Soil (41,7 - 45)

$$p_o (0 - 45) = 31,0549 + (1,902 - 1) 3,3$$

$$= 34,0315 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = 1/2 \cdot 0,7 \cdot 34,0315 \text{ tg } 42^\circ \cdot 2\pi \cdot 0,5 \cdot 3,3$$

$$= 111186,0715 \text{ kg}$$

$$Q_{st} = \underline{619441,0769 \text{ kg}}$$

$$Q_{base} = p_o = 34,0315 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{base} = N_q \cdot p_d \cdot A_b$$

$$= 150 \cdot 34,0315 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 1^2$$

$$= 4009,2416 \text{ T}$$

$$N_q \cdot p_d = 510,4725 \text{ kg/cm}^2 > 107,639 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{base} \text{ ut diambil} = 107,639 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 100^2$$

$$= 845,395 \text{ T}$$

$$Q_{sum} = Q_{base} + Q_{st}$$

$$= \frac{619,441 + 845,395}{2,5}$$

$$= \underline{585,934 \text{ ton}}$$

LAPORAN PERCOBAAN LOAD TEST TEKAN  
 PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG A, B DAN PODIUM RIKOPERBI TAHAP I  
 LOKASI : JL. MH. THAMRIN JAKARTA PUSAT

=====

PENDAHULUAN

Berdasarkan Surat Penambahan Load Test Tekan no. 25/453/UL/PkP tanggal 28 Desember 1992, dalam rangka pelaksanaan pekerjaan Pondasi Tiang Bor Beton Gedung A, B dan Podium pada RIKOPERBI Tahap I PT. Waskita Karya diwajibkan melaksanakan percobaan pembebanan terhadap tiang bor yang lokasi tiangnya ditentukan oleh Konsultan Pengawas dan Perencana.

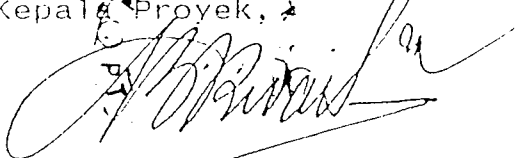
Adapun pelaksanaan percobaan pembebanan yang dilakukan adalah sebagai berikut :

- Nomor Bore Pile : 416
- Type Bore Pile : Tekan
- Posisi : D-9
- Beban Maximum : 500 ton ( 200 % )
- Tanggal Pelaksanaan : 19 S/D 21 Januari 1993
- Prosedur pembebanan mengikuti Prosedur ASTM D. 1143-89

Pembacaan besarnya tekanan yang diterima oleh tiang bore pile tsb. dibaca pada Manometer yang menunjukkan tekanan hydraulic jack, sedangkan penurunan tiang akibat pembebanan dapat dibaca pada Dial Gauge yang dipasang pada keempat penjuru tiang bore, terhadap batang tetap/refferensi beam. Disamping itu untuk lebih telitinya dalam percobaan ini dilakukan pembacaan arah horisontal dengan menggunakan Dial Gauge. Hasil percobaan pembebanan berupa grafik dan pencatatan di lapangan dapat dilihat pada lampiran.

Demikian laporan pelaksanaan ini kami buat dan tak lupa kami menunggu saran dan kritik dari saudara-saudara yang sifatnya membangun.

Jakarta, 21 Januari 1993  
 Proyek Bank Indonesia  
 Kepala Proyek,

  
 Ir. B. RIVAI SIREGAR

PERCOBAAN BEBAN TEKAN

NO. BORE PILE = 416

BEBAN -- = 500 TON

ALAT = ENERPAC CLR 10006 , A = 1463,61 CM2 (=227 Sq2)

BEBAN			PEMBACAAN
%	TON	Kg/CM2	
0	0.00	0.00	0'-2'
25	62.50	42.70	A 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20'..... MAX 2 JAM
50	125.00	85.41	A 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20'..... MAX 2 JAM
25	62.50	42.70	B 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20'
0	0.00	0.00	B
50	125.00	85.41	A
75	187.50	128.11	A
100	250.00	170.81	A
75	187.50	128.11	B
50	125.00	85.41	B
25	62.50	42.70	B
0	0.00	0.00	B
50	125.00	85.41	B
100	250.00	170.81	A
125	312.50	213.51	A
150	375.00	256.22	A
125	312.50	213.51	B
100	250.00	170.81	B
75	187.50	128.11	B
50	125.00	85.41	B
25	62.50	42.70	B
0	0.00	0.00	B
50	125.00	85.41	B
100	250.00	170.81	B
150	375.00	256.22	A
175	437.50	298.92	A
200	500.00	341.62	C 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20'..... MAX 24 JAM
175	437.50	298.92	D 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20'..... 60 MENIT
150	375.00	256.22	D
125	312.50	213.51	D
100	250.00	170.81	D
75	187.50	128.11	D
50	125.00	85.41	D
25	62.50	42.70	D
0	0.00	0.00	C 0'-2'-4'-8'-10'-15'-20'..... MAX 24 JAM

- A : Pembacaan MIN 1 JAM DAN 0,25 MM/JAM  
MAX 2 JAM
- B : Pembacaan 20 MENIT
- C : Pembacaan MIN 12 JAM DAN 0,25 MM/JAM  
MAX 24 JAM
- D : Pembacaan 1 jam

PT. WASKITA KARYA  
 Cabang IV JAKARTA

DATA PENGAMATAN LOAD TEST TARIK  
 PROYEK : BANK INDONESIA  
 BORE PILE NO. : 416  
 TANGGAL : 19 S/D 21 JANUARI 1993

JAM	BEBAN (TON)	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN	KETERANGAN
			DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4			
4.30	0	0 %	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			
4.32			0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			
4.40	62.50	25 %	0.6850	1.4650	(0.1700)	(0.0650)	0.4788	0.4788	
4.42			0.6850	1.4650	(0.1750)	(0.0720)	0.4758	0.4758	
4.44			0.6850	1.4650	(0.1750)	(0.0720)	0.4758	0.4758	
4.48			0.6850	1.4650	(0.1750)	(0.0720)	0.4758	0.4758	
4.50			0.6850	1.4650	(0.1750)	(0.0720)	0.4758	0.4758	
4.55			0.6850	1.4650	(0.1750)	(0.0850)	0.4725	0.4725	KENAIKAN
5.00			0.6850	1.4650	(0.2300)	(0.1200)	0.4500	0.4500	1 JAM =
5.05			0.6850	1.4650	(0.2350)	(0.1200)	0.4488	0.4488	
5.10			0.6850	1.4650	(0.2350)	(0.1200)	0.4488	0.4488	(0.0699)
5.15			0.6850	1.4650	(0.2350)	(0.1200)	0.4488	0.4488	
5.20			0.6800	1.4650	(0.2350)	(0.1200)	0.4475	0.4475	
5.25			0.6500	1.4600	(0.2835)	(0.1200)	0.4266	0.4266	
5.30			0.6250	1.4950	(0.2450)	(0.1400)	0.4338	0.4338	
5.35			0.6250	1.4400	(0.2450)	(0.1400)	0.4200	0.4200	
5.30			0.6200	1.4450	(0.2845)	(0.1450)	0.4069	0.4069	
5.47	125	50 %	3.4400	2.9850	(0.2500)	(0.1450)	1.5075	1.5075	
5.49			3.4400	2.9850	(0.2500)	(0.1450)	1.5075	1.5075	
5.51			3.4450	2.9850	(0.2550)	(0.1450)	1.5075	1.5075	
5.55			3.4450	2.9850	(0.2600)	(0.1450)	1.5000	1.5000	
5.57			3.4450	2.9850	(0.2800)	(0.1450)	1.5013	1.5013	
6.02			3.4450	2.9850	(0.2880)	(0.1450)	1.4993	1.4993	KENAIKAN
6.07			3.4450	(0.0620)	(0.2800)	(0.1450)	0.7395	0.7395	1 JAM =
6.12			3.4450	2.9750	(0.2800)	(0.1450)	1.4988	1.4988	
6.17			3.4350	2.9900	(0.2800)	(0.1450)	1.5125	1.5125	(0.0600)
6.22			3.4350	2.9900	(0.2800)	(0.1450)	1.5125	1.5125	
6.27			3.4350	2.9900	(0.2800)	(0.1450)	1.5125	1.5125	
6.32			3.4350	2.9900	(0.2800)	(0.1450)	1.5125	1.5125	
6.37			3.4350	2.9900	(0.2800)	(0.1450)	1.5125	1.5125	
6.42			3.4350	2.9900	(0.2800)	(0.1450)	1.5125	1.5125	
6.47			3.3950	2.9050	(0.2800)	(0.2300)	1.4475	1.4475	
6.49	62.5	25 %	2.8350	2.3600	(0.2800)	(0.1100)	1.2013	1.2013	KENAIKAN
6.51			2.8350	2.3600	(0.2800)	(0.1100)	1.2013	1.2013	1 JAM =
6.53			2.9050	2.3250	(0.2850)	(0.1100)	1.1838	1.1838	
6.57			2.8050	2.3250	(0.2850)	(0.1100)	1.1838	1.1838	0.0100
6.59			2.8100	2.3250	(0.2850)	(0.1100)	1.1850	1.1850	
7.04			2.8100	2.3250	(0.2850)	(0.1100)	1.1850	1.1850	
7.09			2.8600	2.3800	(0.2850)	(0.1100)	1.2113	1.2113	
7.14	0	0 %	0.5100	0.3250	(0.2850)	(0.1100)	0.1100	0.1100	KENAIKAN
7.16			0.4300	0.2700	(0.2850)	(0.1100)	0.0762	0.0762	1 JAM =
7.18			0.3650	0.2350	(0.2850)	(0.1100)	0.0562	0.0562	
7.22			0.3300	0.1950	(0.2850)	(0.1100)	0.0325	0.0325	0.1012
7.24			0.3100	0.1750	(0.2850)	(0.1100)	0.0225	0.0225	
7.29			0.3000	0.1600	(0.2850)	(0.1100)	0.0162	0.0162	
7.34			0.2600	0.1500	(0.2850)	(0.1100)	0.0087	0.0087	

Percoba PT. WASKITA KARYA  
Cabang IV JAKARTA

DATA PENGAMATAN LOAD TEST TARIK  
PROYEK : BANK INDONESIA  
RORF PII F NO.: 416  
TANGGAL : 19 S/D 21 JANUARI 1993

JAM	BERAN ( TON )	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN	KETERANGAN
			DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4			
17.47	125	50 %	3.5900	3.1050	(0.2800)	0.0050	1.6050	1.6050	KENAIKAN
17.49			3.5900	3.1050	(0.2800)	0.0050	1.6050	1.6050	1 JAM =
17.51			3.5900	3.1050	(0.2800)	0.0050	1.6050	1.6050	
17.55			3.5900	3.1050	(0.2800)	0.0050	1.6050	1.6050	0.0075
17.57			3.5900	3.1050	(0.2800)	0.0050	1.6050	1.6050	
18.02			3.5900	3.1050	(0.2850)	0.0050	1.6038	1.6038	
18.07			3.5900	3.1050	(0.2850)	0.0050	1.6038	1.6038	
18.12			3.5900	3.1050	(0.2850)	0.0050	1.6038	1.6038	
18.17			3.5900	3.1050	(0.2850)	0.0050	1.6038	1.6038	
18.22			3.6000	3.1050	(0.2850)	0.0050	1.6063	1.6063	
18.27			3.6000	3.1050	(0.2850)	0.0050	1.6063	1.6063	
18.32			3.6050	3.1050	(0.2850)	0.0050	1.6075	1.6075	
18.37			3.7100	3.1050	(0.2850)	0.0050	1.6338	1.6338	
18.42			3.6200	3.1050	(0.2850)	0.0050	1.6113	1.6113	
18.47			3.6200	3.1050	(0.2800)	0.0050	1.6125	1.6125	
18.52	187.5	75 %	4.7650	4.2750	0.2900	0.3150	2.4113	2.4113	KENAIKAN
18.54			4.7800	4.2750	0.3000	0.3150	2.4175	2.4175	1 JAM =
18.56			4.7850	4.2750	0.3000	0.3150	2.4188	2.4188	
19.00			4.8000	4.2850	0.3000	0.3150	2.4250	2.4250	0.1387
19.02			4.8000	4.2850	0.2900	0.3150	2.4225	2.4225	
19.07			4.8200	4.2950	0.2900	0.3150	2.4300	2.4300	
19.12			4.8200	4.3050	0.2900	0.3150	2.4325	2.4325	
19.17			4.8250	4.3200	0.2900	0.3150	2.4375	2.4375	
19.22			4.8250	4.3200	0.2900	0.3150	2.4375	2.4375	
19.27			4.8350	4.3250	0.2900	0.3150	2.4413	2.4413	
19.32			4.8450	4.3300	0.2900	0.3150	2.4450	2.4450	
19.37			4.8450	4.3350	0.2900	0.3150	2.4463	2.4463	
19.42			4.8550	4.3350	0.2900	0.3150	2.4488	2.4488	
19.47			4.9500	4.4450	0.3700	0.4050	2.5425	2.5425	
19.52			4.9650	4.4500	0.3800	0.4050	2.5500	2.5500	
19.57	250	100%	6.3150	5.8100	1.3750	1.6500	3.7875	3.7875	KENAIKAN
19.59			6.3200	5.8350	1.3800	1.6500	3.7963	3.7963	1 JAM =
20.01			6.3450	5.8600	1.3800	1.6500	3.8088	3.8088	
20.05			6.3700	5.8800	1.3800	1.6500	3.8200	3.8200	0.1425
20.07			6.3800	5.8900	1.3800	1.7050	3.8388	3.8388	
20.12			6.4000	5.9050	1.4200	1.7050	3.8575	3.8575	
20.17			6.4100	5.9150	1.4250	1.7050	3.8638	3.8638	
20.22			6.4150	5.9200	1.4300	1.7150	3.8700	3.8700	
20.27			6.4250	5.9350	1.4450	1.7050	3.8775	3.8775	
20.32			6.4350	5.9400	1.4600	1.7350	3.8925	3.8925	
20.37			6.4450	5.9450	1.4600	1.7350	3.8963	3.8963	
20.42			6.4550	5.9600	1.4600	1.7350	3.9025	3.9025	
20.47			6.4600	5.9700	1.4600	1.7400	3.9075	3.9075	
20.52			6.4650	5.9700	1.4900	1.7650	3.9225	3.9225	
20.57			6.4700	5.9800	1.5000	1.7700	3.9300	3.9300	
20.58	187.5	75	6.0200	5.5100	1.1950	1.5150	3.5600	3.5600	
21			6.0200	5.5100	1.1950	1.5150	3.5600	3.5600	
21.02			6.0200	5.5100	1.1950	1.5150	3.5600	3.5600	
21.05			6.0200	5.5100	1.1950	1.5150	3.5600	3.5600	
21.09			6.0200	5.5100	1.1950	1.5150	3.5600	3.5600	
21.13			6.0150	5.5100	1.1950	1.5150	3.5588	3.5588	
21.18			6.0150	5.5100	1.1950	1.5150	3.5588	3.5588	

PT. WASKITA KARYA  
 Lng IV JAKARTA

DATA PENGAMATAN LOAD TEST TARIK  
 PROYEK : BANK INDONESIA  
 RORF PII F NO. : 416

TANGGAL : 19 S/D 21 JANUARI 1993

BEBAN (TON)	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN	KETERANGAN
		DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4			
125	50	4.9850	4.4150	0.3950	0.6350	2.6075	2.6075	
		4.9850	4.4150	0.3950	0.6350	2.6075	2.6075	
		4.9800	4.4150	0.3950	0.6350	2.6063	2.6063	
		4.9700	4.4100	0.3950	0.6350	2.6025	2.6025	
		4.9700	4.4100	0.3950	0.6350	2.6025	2.6025	
		4.9650	4.4000	0.3950	0.6350	2.5988	2.5988	
		4.9650	4.4000	0.3950	0.6350	2.5988	2.5988	
62.5	25	3.9250	3.3750	(0.2100)	(0.0550)	1.7588	1.7588	
		3.9250	3.3750	(0.2100)	(0.0550)	1.7588	1.7588	
		3.9250	3.3750	(0.2100)	(0.0550)	1.7588	1.7588	
		3.9250	3.3700	(0.2100)	(0.0550)	1.7575	1.7575	
		3.9200	3.3700	(0.2100)	(0.0550)	1.7563	1.7563	
		3.9150	3.3650	(0.2100)	(0.0550)	1.7538	1.7538	
		3.9100	3.3650	(0.2100)	(0.0550)	1.7525	1.7525	
0	0	1.4900	2.2300	(0.2800)	(0.3250)	0.7788	0.7788	
		1.3850	1.1350	(0.2800)	(0.3300)	0.4775	0.4775	
		1.3350	1.0950	(0.2800)	(0.3300)	0.4550	0.4550	
		1.2600	1.0200	(0.2800)	(0.3300)	0.4175	0.4175	
		1.2200	0.9300	(0.2800)	(0.3450)	0.3963	0.3963	
		1.1550	0.9350	(0.2800)	(0.3500)	0.3650	0.3650	
		1.1100	0.8900	(0.2800)	(0.3650)	0.3388	0.3388	
125	50	4.5600	3.9250	(0.2600)	(0.2050)	2.0050	2.0050	
		4.5550	3.9250	(0.2600)	(0.2050)	2.0053	2.0053	
		4.5650	3.9250	(0.2600)	(0.2050)	2.0063	2.0063	
		4.5650	3.9250	(0.2600)	(0.2050)	2.0063	2.0063	
		4.5650	3.9250	(0.2600)	(0.2050)	2.0063	2.0063	
		4.5600	3.9250	(0.2600)	(0.2050)	2.0050	2.0050	
		4.5600	3.9250	(0.2600)	(0.2050)	2.0050	2.0050	
250	100	6.7350	6.1050	1.3800	1.6550	3.9688	3.9688	KENAIKAN
		6.7400	6.1100	1.3800	1.6600	3.9725	3.9725	1 JAM =
		6.7500	6.1250	1.3800	1.6800	3.9838	3.9838	
		6.7650	6.1350	1.3850	1.6800	3.9913	3.9913	0.14125
		6.7700	6.1500	1.3850	1.6800	3.9963	3.9963	
		6.7900	6.1550	1.3850	1.6800	4.0025	4.0025	
		6.7900	6.1550	1.3800	1.7000	4.0063	4.0063	
		6.7900	6.1600	1.4000	1.7000	4.0125	4.0125	
		6.8100	6.1800	1.4050	1.7000	4.0238	4.0238	
		6.8700	6.2500	1.4500	1.7700	4.0975	4.0975	
		6.8700	6.2500	1.4750	1.7700	4.0913	4.0913	
		6.8800	6.2550	1.4800	1.7900	4.1013	4.1013	
		6.8800	6.2550	1.4800	1.7900	4.1013	4.1013	
		6.8800	6.2550	1.5000	1.8000	4.1088	4.1088	
		6.8800	6.2550	1.5000	1.8050	4.1100	4.1100	
312.5	125	8.1700	7.6550	2.6250	3.0800	5.3825	5.3825	
		8.1950	7.6850	2.6250	3.0800	5.3963	5.3963	
		8.2250	7.7100	2.6300	3.1050	5.4175	5.4175	
		8.2500	7.7150	2.6700	3.1335	5.4421	5.4421	
		8.2700	7.7350	2.6950	3.1600	5.4725	5.4725	



No	BEBAN (TON)	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN	KETERANGAN
			DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4			
25			8.2950	7.7800	2.7100	3.1750	5.4900	5.4900	KENAIKAN
30			8.3100	7.8000	2.7200	3.1850	5.5038	5.5038	1 JAM =
35			8.3350	7.8300	2.7550	3.2200	5.5350	5.5350	
40			8.3500	7.8450	2.7750	3.2400	5.5525	5.5525	-0.1825
45			8.3700	7.8650	2.7850	3.2550	5.5688	5.5688	
50			8.3700	7.8650	2.7900	3.2550	5.5700	5.5700	
55			8.3800	7.8800	2.7900	3.2550	5.5763	5.5763	
60			8.3950	7.8900	2.7900	3.2550	5.5825	5.5825	
65			8.4000	7.8950	2.8000	3.2800	5.5938	5.5938	
70			8.4100	7.9050	2.8050	3.2800	5.6000	5.6000	
75									
17	375	150	9.8850	9.5150	4.1800	4.7700	7.0875	7.0875	
19			9.9150	9.5800	4.2150	4.7850	7.1313	7.1313	
21			9.9750	9.6000	4.2400	4.8350	7.1625	7.1625	
25			10.0450	9.6750	4.3200	4.9050	7.2363	7.2363	
27			10.0650	9.6950	4.3350	4.9200	7.2568	7.2568	
32			10.1000	9.7250	4.3800	4.9550	7.2900	7.2900	
37			10.1400	9.7800	4.4100	4.9750	7.3263	7.3263	
42			10.1700	9.8000	4.4450	5.0050	7.3550	7.3550	
47			10.1900	9.8350	4.4800	5.0400	7.3863	7.3863	
52			10.2200	9.8650	4.4900	5.0400	7.4000	7.4000	
57			10.2350	9.8850	4.5000	5.0600	7.4200	7.4200	
62			10.4000	10.0600	4.6650	5.2350	7.5900	7.5900	
67			10.4350	10.1000	4.6850	5.2600	7.6200	7.6200	
72			10.4550	10.1200	4.7000	5.2750	7.6375	7.6375	
77			10.4900	10.1500	4.7200	5.2900	7.6625	7.6625	
82			10.5000	10.1650	4.7400	5.2900	7.6738	7.6738	
87			10.5100	10.1700	4.7600	5.2900	7.6825	7.6825	
92			10.5300	10.2000	4.7700	5.3100	7.7025	7.7025	
97			10.5400	10.2100	4.7700	5.3350	7.7138	7.7138	
102			10.5600	10.2300	4.8000	5.3350	7.7313	7.7313	
107			10.5650	10.2400	4.8000	5.3400	7.7363	7.7363	KENAIKAN
112			10.5800	10.2500	4.8000	5.3800	7.7525	7.7525	1 JAM =
117			10.5900	10.2700	4.8500	5.3800	7.7725	7.7725	
122			10.6050	10.2750	4.8500	5.4200	7.7875	7.7875	0.17
127			10.6100	10.2850	4.8700	5.4500	7.8038	7.8038	
132			10.6200	10.3000	4.8800	5.4500	7.8125	7.8125	
137			10.6300	10.3700	4.8800	5.4500	7.8325	7.8325	
142									
20	312.5	125	10.1950	9.8500	4.5650	5.1650	7.4438	7.4438	
22			10.1950	9.8500	4.5650	5.1650	7.4438	7.4438	
23			10.1950	9.8500	4.5650	5.1650	7.4438	7.4438	
26			10.1950	9.8500	4.5650	5.1650	7.4438	7.4438	
30			10.1950	9.8500	4.5650	5.1650	7.4438	7.4438	
35			10.1950	9.8500	4.5650	5.1650	7.4438	7.4438	
40			10.1950	9.8500	4.5650	5.1650	7.4438	7.4438	
45									
50	250	100	9.4000	8.9050	3.8500	4.3750	6.6525	6.6525	
53			9.3900	8.9950	3.8300	4.3750	6.6475	6.6475	
58			9.3850	8.9900	3.8300	4.3750	6.6450	6.6450	
63			9.3800	8.9800	3.8250	4.3750	6.6400	6.6400	
68			9.3900	8.9900	3.8250	4.3750	6.6400	6.6400	
73			9.3750	8.9800	3.8250	4.3750	6.6388	6.6388	
78			9.3700	8.9750	3.8250	4.3750	6.6363	6.6363	

PT. WASKITA KARYA  
Cabang IV JAKARTA

DATA PENGAMATAN LOAD TEST TARIK  
PROYEK : BANK INDONESIA  
RORF PII F NO.: 416  
TANGGAL : 19 S/D 21 JANUARI 1990

JAM	BEBAN (TON)	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN	KETERANGAN
			DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4			
4.03	187.5	75	8.3800	7.8850	2.9500	3.3800	5.6488	5.6488	
05			8.3700	7.8750	2.9400	3.3700	5.6388	5.6388	
07			8.3700	7.8700	2.9400	3.3700	5.6375	5.6375	
11			8.3550	7.8600	2.9400	3.3700	5.6313	5.6313	
13			8.3550	7.8600	2.9400	3.3700	5.6313	5.6313	
18			8.3550	7.8550	2.9400	3.3700	5.6300	5.6300	
4.23			8.3400	7.8450	2.9400	3.3700	5.6238	5.6238	
4.24	125	50	7.3750	6.8150	2.1600	2.4850	4.7038	4.7038	
25			7.3650	6.8150	2.1600	2.4850	4.7053	4.7053	
28			7.3600	6.8150	2.1600	2.4800	4.7038	4.7038	
32			7.3600	6.8150	2.1600	2.4800	4.7038	4.7038	
34			7.3500	6.8050	2.1600	2.4800	4.6988	4.6988	
39			7.3450	6.7950	2.1550	2.4750	4.6925	4.6925	
4.44			7.3400	6.7950	2.1550	2.4750	4.6913	4.6913	
4.45	6250	25	5.9000	5.4150	1.1700	1.4150	3.4750	3.4750	
47			5.8850	5.4000	1.1700	1.4150	3.4675	3.4675	
49			5.8800	5.3950	1.1650	1.4050	3.4613	3.4613	
53			5.8700	5.3900	1.1650	1.4050	3.4575	3.4575	
55			5.8650	5.3850	1.1650	1.4050	3.4550	3.4550	
60			5.8600	5.3750	1.1650	1.4050	3.4513	3.4513	
05			5.8500	5.3650	1.1650	1.3900	3.4425	3.4425	
17	0	0	4.2500	3.0100	(0.2200)	(0.1250)	1.7288	1.7288	
23			4.1150	2.8800	(0.2300)	(0.1450)	1.6550	1.6550	
11			4.0350	2.8150	(0.2300)	(0.1450)	1.6167	1.6167	
15			3.9200	2.7050	(0.2350)	(0.1700)	1.5550	1.5550	
17			3.8650	2.6500	(0.2500)	(0.1850)	1.5200	1.5200	
22			3.7750	2.5800	(0.2550)	(0.2100)	1.4725	1.4725	
27			3.7000	2.5150	(0.2600)	(0.2300)	1.4313	1.4313	
34	12.5	50	4.0300	2.6900	1.5300	0.7100	2.2400	2.2400	
36			4.0300	2.6900	1.5200	0.7100	2.2375	2.2375	
38			4.0300	2.6900	1.5200	0.7100	2.2375	2.2375	
42			4.0300	2.6900	1.5200	0.6950	2.2338	2.2338	
44			4.0300	2.6900	1.5100	0.6950	2.2313	2.2313	
49			4.0300	2.6900	1.4950	0.6900	2.2263	2.2263	
54			4.0300	2.6900	1.4950	0.6900	2.2263	2.2263	
38	250	100	7.5050	5.9350	2.3450	2.7050	4.6225	4.6225	
40			7.5150	5.9450	2.3500	2.7050	4.6288	4.6288	
42			7.5150	5.9450	2.3500	2.7050	4.6288	4.6288	
46			7.5250	5.9450	2.3500	2.7050	4.6313	4.6313	
48			7.5300	5.9500	2.3500	2.7050	4.6338	4.6338	
53			7.5300	5.9500	2.3500	2.7050	4.6338	4.6338	
13	250	100	7.5350	5.9600	2.3500	2.7050	4.6375	4.6375	
12	375	150	10.3150	8.8850	4.0350	4.5250	6.9350	6.9350	
14			10.3350	8.8850	4.0400	4.5250	6.9463	6.9463	
15			10.3500	8.9000	4.0450	4.5450	6.9600	6.9600	
16			10.3550	8.9100	4.0450	4.5450	6.9663	6.9663	
17			10.3600	8.9200	4.0500	4.5450	6.9700	6.9700	
17			10.3900	8.9400	4.0500	4.5450	6.9813	6.9813	

**DATA PEMBUNYATAN LOAD TEST TARIK**  
 PROYEK : BANK INDONESIA  
 BORF PII F NO.: 416  
 TANGGAL : 19 S/D 21 JANUARI 1993

JAM	BEBAN (TON)	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN	KETERANGAN
			DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4			
7.02			10.4000	8.9550	4.0500	4.5450	6.9875	6.9875	
07			10.3150	8.9600	4.1050	4.5450	6.9813	6.9813	KENAIKAN
12			10.4200	8.9700	4.1050	4.6100	7.0263	7.0263	1 JAM =
17			10.4300	8.9750	4.1050	4.6100	7.0300	7.0300	
22			10.4400	8.9850	4.1100	4.6100	7.0363	7.0363	-0.1625
27			10.4400	8.9850	4.1100	4.6100	7.0363	7.0363	
32			10.5700	9.1200	4.2200	4.7450	7.1638	7.1638	
37			10.5750	9.1250	4.2200	4.7450	7.1663	7.1663	
42			10.5850	9.1400	4.2200	4.7450	7.1725	7.1725	
7.43	437.5	175	10.7300	9.2650	5.3900	5.9150	7.8300	7.8300	
45			10.7450	9.3000	5.3900	5.9250	7.8400	7.8400	
47			10.7500	9.3050	5.4050	5.9250	7.8463	7.8463	
51			10.7600	9.3150	5.4050	5.9250	7.8513	7.8513	
53			10.7700	9.3250	5.4200	5.9350	7.8625	7.8625	
56			10.7750	9.3300	5.4200	5.9650	7.8725	7.8725	
8.03			10.7850	9.3350	5.4450	5.9650	7.8825	7.8825	KENAIKAN
10.08			10.8050	9.3500	5.4400	5.9650	7.8900	7.8900	1 JAM =
11.13			10.8100	9.3650	5.4400	5.9650	7.8950	7.8950	
11.18			10.8200	9.3700	5.4400	5.9650	7.8988	7.8988	0.1175
12.0			10.8200	9.3700	5.4400	5.9900	7.9005	7.9005	
12.28			10.8350	9.3850	5.4470	5.9900	7.9143	7.9143	
13.3			10.8400	9.3850	5.4900	6.0150	7.9325	7.9325	
13.38			10.8450	9.3900	5.5200	6.0350	7.9475	7.9475	
14.3			10.8450	9.3900	5.5200	6.0350	7.9475	7.9475	
10.03	500	200%	13.4250	12.2200	7.0700	7.7600	10.1188	10.1188	
10.05			13.5200	12.3200	7.1500	7.8400	10.2075	10.2075	
10.07			13.6300	12.4300	7.2500	7.9450	10.3138	10.3138	
10.11			13.7250	12.5200	7.3300	8.0150	10.3975	10.3975	
10.13			13.7500	12.5500	7.3600	8.0500	10.4275	10.4275	
10.18			13.8450	12.6500	7.4600	8.1350	10.5225	10.5225	
10.23			13.8950	12.7100	7.5250	8.1750	10.5763	10.5763	
10.28			13.9800	12.7900	7.6750	8.3350	10.6950	10.6950	
10.33			14.0000	12.8050	7.6950	8.3500	10.7150	10.7150	
10.38			14.0450	12.8970	7.7300	8.3800	10.7405	10.7405	
10.43			14.0750	12.9000	7.7800	8.4250	10.7950	10.7950	
10.48			14.1150	12.9300	7.7900	8.4400	10.8188	10.8188	
10.53			14.1450	12.9700	7.8250	8.4750	10.8538	10.8538	
10.58			14.1800	13.0000	7.8300	8.4850	10.8738	10.8738	
11.03			14.2050	13.0150	7.8950	8.5550	10.9200	10.9200	✓
11.08			14.2250	13.0400	7.9250	8.5900	10.9450	10.9450	
11.13			14.2550	13.0650	7.9250	8.5900	10.9588	10.9588	
11.18			14.2750	13.0800	7.9250	8.5900	10.9675	10.9675	
11.23			14.2950	13.1050	7.9250	8.5900	10.9788	10.9788	
11.28			14.3050	13.1100	7.9650	8.6400	11.0050	11.0050	
11.33			14.3200	13.1350	8.0250	8.6950	11.0438	11.0438	
11.38			14.3400	13.1550	8.0250	8.6950	11.0538	11.0538	
11.43			14.3600	13.1750	8.0650	8.7400	11.0950	11.0950	
11.48			14.3750	13.1850	8.0650	8.7400	11.0913	11.0913	
11.53			14.3800	13.2000	8.0650	8.7400	11.0963	11.0963	
11.58			14.4450	13.2550	8.1000	8.7500	11.1375	11.1375	
12.03			14.4500	13.2700	8.1200	8.7900	11.1575	11.1575	✓
12.08			14.5000	13.3250	8.1750	8.8300	11.2075	11.2075	

No	BEBAN (TON)	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN	KETERANGAN
			DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4			
03			14.6100	13.4450	8.2850	8.9250	11.3163	11.3163	✓
20			14.6450	13.4650	8.3100	8.9650	11.3463	11.3463	
41			14.6750	13.4920	8.3720	9.0200	11.3898	11.3898	
03			14.7250	13.5350	8.3950	9.0500	11.4263	11.4263	✓
20			14.7550	13.5650	8.4150	9.0700	11.4513	11.4513	
43			14.7750	13.5910	8.4350	9.0900	11.4728	11.4728	KENAIKAN
03			14.7950	13.6100	8.4600	9.1150	11.4950	11.4950	1 JAM =
23			14.8200	13.6400	8.4600	9.1150	11.5088	11.5088	
43			14.8600	13.6650	8.5200	9.1850	11.5575	11.5575	0.0350
03			14.8850	13.6950	8.5400	9.1850	11.5788	11.5788	✓
33			14.8900	13.7150	8.5600	9.2550	11.6100	11.6100	
03			14.9000	13.7150	8.5800	9.2550	11.6125	11.6125	✓
33			14.9150	13.7400	8.5800	9.2550	11.6225	11.6225	
43			14.9150	13.7550	8.5850	9.2550	11.6275	11.6275	✓
13			14.9150	13.7650	8.5850	9.2550	11.6300	11.6300	
03			14.9250	13.7900	8.6150	9.2550	11.6463	11.6463	✓
33			14.9350	13.7900	8.6200	9.2550	11.6500	11.6500	
03			14.9500	13.8000	8.6600	9.3200	11.6825	11.6825	✓
23			14.9600	13.8050	8.6700	9.3200	11.6888	11.6888	
13			14.9650	13.8100	8.6700	9.3200	11.6913	11.6913	✓
03			14.9800	13.8400	8.6850	9.3350	11.7100	11.7100	
13			14.9900	13.8500	8.7200	9.3450	11.7283	11.7283	✓
5	437.5	175%	15.0400	13.9050	8.7600	9.3850	11.7725	11.7725	PENURUNAN/
17			15.0400	13.9050	8.7600	9.3850	11.7725	11.7725	1 JAM =
23			15.0400	13.9050	8.7600	9.3850	11.7725	11.7725	0.0099
13			15.0400	13.9050	8.7600	9.3850	11.7725	11.7725	
5			15.0400	13.9050	8.7600	9.3850	11.7725	11.7725	
20			15.0400	13.9050	8.7600	9.3850	11.7725	11.7725	
5			15.0400	13.9050	8.7600	9.3850	11.7725	11.7725	
20			15.0400	13.9050	8.7650	9.3950	11.7738	11.7738	
5			15.0400	13.9050	8.7650	9.3850	11.7738	11.7738	
40			15.0400	13.9050	8.7650	9.3850	11.7738	11.7738	
15			15.0400	13.9050	8.7650	9.3850	11.7738	11.7738	
30			15.0400	13.9100	8.7750	9.3850	11.7775	11.7775	
15			15.0500	13.9100	8.7800	9.3850	11.7813	11.7813	
20			15.0500	13.9100	8.7800	9.3850	11.7813	11.7813	
10			15.0500	13.9100	8.7800	9.3850	11.7813	11.7813	
17	375	150 %	14.7100	13.5400	8.5100	9.1850	11.4863	11.4863	PENURUNAN/
10			14.7100	13.5400	8.5100	9.1850	11.4863	11.4863	1 JAM =
11			14.7000	13.5300	8.5100	9.1850	11.4813	11.4813	
5			14.7000	13.5200	8.5100	9.1850	11.4788	11.4788	0.0275
17			14.7000	13.5200	8.5100	9.1850	11.4788	11.4788	
21			14.6900	13.5100	8.5100	9.1850	11.4738	11.4738	
17			14.6900	13.5100	8.5100	9.1850	11.4738	11.4738	
21			14.6900	13.5100	8.5000	9.1850	11.4713	11.4713	
17			14.6900	13.5100	8.5000	9.1850	11.4713	11.4713	
21			14.6850	13.5100	8.4950	9.1550	11.4613	11.4613	
17			14.6850	13.5100	8.4950	9.1550	11.4613	11.4613	
21			14.6800	13.5100	8.4950	9.1550	11.4600	11.4600	
17			14.6800	13.5050	8.4950	9.1550	11.4588	11.4588	
21			14.6800	13.5050	8.4950	9.1550	11.4588	11.4588	
17			14.6800	13.5050	8.4950	9.1550	11.4588	11.4588	

Persero PT. WASKITA KARYA  
Cabang IV JAKARTA

DATA PENGAMATAN LOAD TEST TARIK  
PROYEK : BANK INDONESIA  
BORE PILE NO.: 416  
TANGGAL : 19 S/D 21 JANUARI 1993

JAM	BEBAN (TON)	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN
			DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4		
23.09	312.5	125%	13.8100	12.6000	7.6950	8.2950	10.5975	10.5975
23.11			13.8000	12.5950	7.6850	8.2950	10.5938	10.5938
23.13			13.7900	12.5850	7.6850	8.2900	10.5875	10.5875
23.17			13.7850	12.5800	7.6800	8.2850	10.5825	10.5825
23.19			13.7850	12.5800	7.6800	8.2850	10.5825	10.5825
23.24			13.7850	12.5800	7.6800	8.2850	10.5825	10.5825
23.29			13.7800	12.5800	7.6800	8.2800	10.5800	10.5800
23.34			13.7750	12.5800	7.6800	8.2800	10.5788	10.5788
23.39			13.7700	12.5700	7.6800	8.2700	10.5725	10.5725
23.44			13.7600	12.5600	7.6800	8.2700	10.5675	10.5675
23.49			13.7600	12.5600	7.6800	8.2700	10.5675	10.5675
23.54			13.7600	12.5600	7.6800	8.2700	10.5675	10.5675
23.59			13.7600	12.5550	7.6700	8.2700	10.5638	10.5638
24.04			13.7600	12.5500	7.6650	8.2700	10.5613	10.5613
24.09			13.7600	12.5500	7.6650	8.2650	10.5600	10.5600
24.11	250	100%	12.8100	11.5500	6.7950	7.3200	9.6188	9.6188
24.13			12.8000	11.5400	6.7950	7.3200	9.6138	9.6138
24.15			12.7900	11.5350	6.7950	7.3200	9.6100	9.6100
24.19			12.7850	11.5250	6.7800	7.3000	9.5975	9.5975
24.21			12.7850	11.5250	6.7800	7.3000	9.5975	9.5975
24.26			12.7750	11.5150	6.7800	7.2950	9.5913	9.5913
24.31			12.7700	11.5150	6.7800	7.2950	9.5900	9.5900
24.36			12.7600	11.5100	6.7800	7.2900	9.5850	9.5850
24.41			12.7600	11.5050	6.7800	7.2950	9.5825	9.5825
24.46			12.7600	11.5000	6.7750	7.2800	9.5788	9.5788
24.51			12.7500	11.5000	6.7750	7.2800	9.5763	9.5763
24.56			12.7450	11.4900	6.7650	7.2750	9.5688	9.5688
1.01			13.0500	11.4800	6.7650	7.2750	9.6450	9.6450
1.06			13.0500	11.4850	6.7650	7.2750	9.6438	9.6438
1.11			12.7450	11.4850	6.7650	7.2750	9.5675	9.5675
1.12	197.5	75%	11.6050	10.2550	5.7750	6.1850	8.4550	8.4550
1.14			11.5800	10.2500	5.7750	6.1850	8.4475	8.4475
1.16			11.5750	10.2400	5.7750	6.1850	8.4438	8.4438
1.20			11.5600	10.2300	5.7600	6.1650	8.4288	8.4288
1.22			11.5500	10.2200	5.7550	6.1650	8.4225	8.4225
1.27			11.5500	10.2200	5.7550	6.1650	8.4225	8.4225
1.32			11.5500	10.2100	5.7550	6.1650	8.4200	8.4200
1.37			11.5450	10.2100	5.7550	6.1650	8.4188	8.4188
1.42			11.5300	10.2000	5.7500	6.1600	8.4100	8.4100
1.47			11.5300	10.2000	5.7500	6.1500	8.4075	8.4075
1.52			11.5200	10.1850	5.7450	6.1000	8.3875	8.3875
1.57			11.5100	10.1700	5.6950	6.1000	8.3688	8.3688
2.02			11.5100	10.1700	5.6950	6.1000	8.3688	8.3688
2.07			11.5100	10.1700	5.6950	6.1000	8.3688	8.3688
2.12			11.5100	10.1700	5.6950	6.1000	8.3688	8.3688



PT. WASKITA KARYA  
 JANG IV JAKARIA

DATA PENGAMATAN LOAD TEST TARIK  
 PROYEK : BANK INDONESIA  
 RORF PII F NO.: 416  
 TANGGAL : 19 S/D 21 JANUARI 1993

M	BEBAN (TON)	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN	KETERANGAN
			DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4			
15	125	50 %	10.255	8.855	4.705	5.020	7.2088	7.2088	PENURUNAN/
17			10.240	8.845	4.700	5.020	7.2013	7.2013	1 JAM =
19			10.235	8.840	4.700	5.020	7.1988	7.1988	
23			10.225	8.830	4.700	5.020	7.1938	7.1938	-0.05925
25			10.220	8.830	4.700	5.020	7.1925	7.1925	
23			10.210	8.820	4.700	5.020	7.1875	7.1875	
35			10.205	8.815	4.700	5.020	7.1850	7.1850	
40			10.190	8.800	4.700	5.020	7.1775	7.1775	
45			10.185	8.780	4.700	5.015	7.1725	7.1725	
50			10.185	8.785	4.685	5.015	7.1675	7.1675	
55			10.180	8.785	4.685	5.010	7.1650	7.1650	
00			10.165	8.770	4.680	5.010	7.1563	7.1563	
05			10.165	8.770	4.680	5.010	7.1563	7.1563	
10			10.160	8.765	4.680	5.010	7.1538	7.1538	
15			10.150	8.760	4.678	5.010	7.1495	7.1495	
17	62.5	25 %	8.725	8.400	3.660	3.945	6.1825	6.1825	PENURUNAN/
19			8.705	8.390	3.660	3.940	6.1738	6.1738	1 JAM =
21			8.700	8.370	3.660	3.935	6.1663	6.1663	0.12
25			8.675	8.350	3.620	3.900	6.1363	6.1363	
27			8.670	8.340	3.620	3.900	6.1325	6.1325	
32			8.660	8.330	3.620	3.900	6.1275	6.1275	
37			8.645	8.315	3.610	3.895	6.1163	6.1163	
42			8.630	8.305	3.590	3.865	6.0975	6.0975	
47			8.625	8.295	3.590	3.865	6.0938	6.0938	
52			8.615	8.285	3.590	3.865	6.0888	6.0888	
57			8.610	8.285	3.580	3.850	6.0813	6.0813	
02			8.600	8.270	3.580	3.850	6.0750	6.0750	
07			8.585	8.255	3.580	3.850	6.0675	6.0675	
12			8.575	8.250	3.580	3.850	6.0638	6.0638	
17			8.570	8.250	3.560	3.850	6.0625	6.0625	
20	0	0	5.840	5.670	3.165	3.250	4.4813	4.4813	PENURUNAN/
22			5.660	5.520	3.165	3.215	4.3900	4.3900	1 JAM =
24			5.545	5.430	3.165	3.200	4.3350	4.3350	0.07775
26			5.410	5.310	3.165	3.180	4.2663	4.2663	
28			5.375	5.280	3.160	3.180	4.2488	4.2488	
30			5.270	5.180	3.140	3.145	4.1838	4.1838	
32			5.190	5.105	3.120	3.130	4.1363	4.1363	
34			5.110	5.040	3.100	3.100	4.0875	4.0875	
36			5.060	4.980	3.100	3.100	4.0525	4.0525	
38			5.020	4.950	3.090	3.065	4.0363	4.0363	
40			4.970	4.910	3.080	3.075	4.0088	4.0088	
42			4.930	4.870	3.070	3.055	3.9813	3.9813	
44			4.900	4.830	3.070	3.040	3.9600	3.9600	
46			4.865	4.800	3.055	3.035	3.9413	3.9413	

Persero PT. WASKITA KARYA  
Cabang IV JAKARTA

DATA PENGAMATAN LOAD TEST TARIK  
PROYEK : BANK INDONESIA  
RORF PILE NO. : 416  
TANGGAL : 19 S/D 21 JANUARI 1993

JAM	BEBAN ( TON )	% BEBAN	HASIL PEMBACAAN				RATA RATA	KENAIKAN	KETERANGAN
			DIAL 1	DIAL 2	DIAL 3	DIAL 4			
5.20			4.810	4.750	3.015	3.000	3.8938	3.8938	✓
6.20			4.510	4.470	3.005	3.000	3.7463	3.7463	✓
7.20			4.225	4.210	3.005	2.985	3.6063	3.6063	
8.20			4.000	4.020	2.945	2.910	3.4588	3.4588	
9.20			3.820	3.875	2.910	2.860	3.3693	3.3693	
10.20			3.820	3.790	2.875	2.830	3.3288	3.3288	
11.20			3.510	3.635	2.835	2.775	3.1888	3.1888	
12.20			3.470	3.550	2.825	2.760	3.1538	3.1538	
13.20			3.370	3.460	2.750	2.695	3.0688	3.0688	
14.20			3.300	3.400	2.755	2.680	3.0353	3.0353	
15.20			3.220	3.350	2.715	2.655	2.9250	2.9250	
16.20			3.130	3.240	2.670	2.349	2.8473	2.8473	

DISETUJUI :  
PT. JAYA CM. MANGGALA PRATAMA

Ir. PUTU G. RASJMAWAN

DIBUAT :  
PT. WASKITA KARYA



Ir. B. RIVAL SIREGAR

