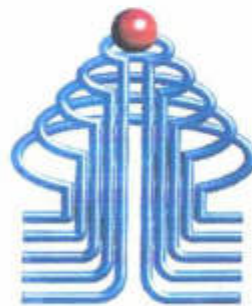


# LAPORAN PENELITIAN

## KORELASI HASIL STANDARD PENETRATION TEST DENGAN UNCONFINED COMPRESSION STRENGTH PADA TANAH MERAH

Dikerjakan Oleh :

**Ir. idrus M.Sc**  
Staff Pengajar Jurusan Sipil ISTN

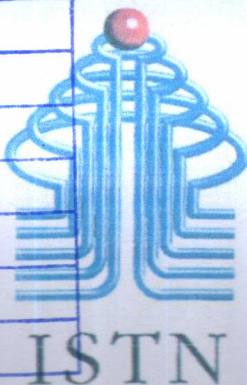


ISTN

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
INSTITUT SAINS DAN TEKNOLOGI NASIONAL  
J A K A R T A  
1998

**LEMBAR PENGESAHAN  
LAPORAN PENELITIAN**

Tanggal	:	11/01/1999
No. Inventaris	:	
Kode Eksemplar	:	
No. Panggil	:	
Sumber	:	
Lokasi	:	
Paraf	:	



**KORELASI HASIL STANDARD  
PENETRATION TEST  
DENGAN UNCONFINED COMPRESSION  
STRENGTH PADA TANAH MERAH**

**Dikerjakan Oleh:**

Ir. Idrus M.Sc, (Staff Pengajar Jurusan Teknik Sipil)

Mengetahui :

Ketua Jurusan Teknik Sipil



Ir. Wawan Kuswaya, M.T

Program Studi Teknik Sipil  
Institut Sain dan Teknologi Nasional  
Jakarta 1998

## KATA PENGANTAR

*Bismillahirrahmanirrahim,*

Alhamdulillah, segala puji dan syukur dipanjatkan ke hadirat Allah SWT, karena Rakhmat dan Karunia-Nya maka penulis dapat menyelesaikan Laporan Penelitian ini dengan sebaik-baiknya.

Pembuatan Laporan Penelitian ini merupakan salah satu syarat akademis yang harus diselesaikan pada Fakultas Teknik Sipil – Institut Sains dan Teknologi Nasional, Jakarta.

Laporan Penelitian ini berjudul **“Korelasi Hasil Standard Penetration Test Dengan Unconfined Compression Strength Pada Tanah Merah”**.

Dalam menyusun laporan penelitian ini, penulis menyadari masih banyak terdapat kekurangan – kekurangan, karena keterbatasan dan kemampuan yang ada. Walaupun demikian laporan penelitian ini telah dibuat dengan usaha semaksimal mungkin dengan dukungan dan bantuan yang diberikan dari berbagai pihak.

Penulis menyadari bahwa Laporan Penelitian ini masih kurang sempurna, oleh karena itu segala saran dan kritikan yang membangun akan penulis terima dengan senang hati.



Akhir kata, mudah – mudahan laporan Penelitian ini dapat memberikan sumbangan yang berarti bagi perkembangan ilmu Teknik Sipil.

Jakarta, 1998  
Penulis

(Ir. IDRUS M.Sc)

## DAFTAR ISI

	Halaman
ABSTRAK .....	vi
KATA PENGANTAR .....	vii
DAFTAR ISI .....	ix
DAFTAR NOTASI .....	xii
DAFTAR GAMBAR .....	xiv
DAFTAR TABEL .....	xvi
BAB I. PENDAHULUAN .....	1
I.1. Latar belakang .....	1
I.2. Maksud dan tujuan .....	2
I.3. Ruang Lingkup .....	2
I.4. Sistematika pembahasan .....	3
BAB II. SIFAT - SIFAT DAN KLASIFIKASI TANAH .....	4
II.1. Proses pembentukan tanah .....	4
II.2. Sifat-sifat tanah .....	6
II.3. Penggolongan tanah dasar .....	8
II.3.1. Sistem klasifikasi tanah unified .....	8
II.3.2. Sistem klasifikasi tanah AASHTO .....	12
II.3.3. Deskripsi umum untuk sub kelompok AASHTO Soil Classification System .....	15

BAB III. STANDARD PENETRATION TEST DAN UNCONFINED

COMPRESSION TEST .....	17
III.1. Standard Penetration Test .....	17
III.1.1. Asal mula Standard Penetration Test .....	18
III.1.2. Perkembangan Standard Penetration Test .....	18
III.1.3. Peralatan Standard Penetration Test .....	22
III.1.4. Prosedur Pelaksanaan Standard Penetration Test	25
III.1.5. Beberapa faktor yang mempengaruhi Standard Penetration Test .....	29
III.2. Pengaruh muka air tanah pada tanah tanpa kohesi (pasir).....	31
III.3. Pengaruh muka air tanah pada tanah berkohesi .....	35
III.4. Aplikasi hasil Standard Penetration Test .....	36
III.4.1. Daya dukung untuk pondasi dangkal .....	36
III.4.2. Daya dukung untuk pondasi dalam .....	37
III.5. Kekuatan geser tanah .....	38
III.5.1. Teori keruntuhan .....	39

III.5.2. Teori keruntuhan Mohr - Coulomb .....	40
III.6. Percobaan dilaboratorium untuk menentukan kekuatan geser .....	42
III.6.1. Unconfined Compression Test .....	42
III.7. Modulus tegangan-regangan .....	46
III.7.1. Beberapa bentuk korelasi dari Terzaghi dan Peck serta Lambe dan Whitman ...	48
BAB IV. ANALISA DATA .....	51
IV.1. Hubungan antara N-SPT dengan $q_u$ .....	51
IV.2. Hubungan antara N-SPT dengan $q_u$ .....	53
IV.3. Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus .....	56
IV.4. Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus .....	58
IV.5. Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus ..	61
IV.6. Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus ..	63
BAB V. KESIMPULAN DAN SARAN .....	66
V.1. Kesimpulan .....	66
V.2. Saran .....	68

.

.

,

.

.

.



## DAFTAR NOTASI

	SATUAN
$N$ = Harga SPT dilapangan .....	(pukulan)
$\bar{N}$ = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang .....	(pukulan)
$N'$ = Harga SPT yang sudah dikoreksi .....	(pukulan)
$A_p$ = Luas penampang ujung tiang .....	$(m^2)$
$A_s$ = Luas selimut tiang .....	$(m^2)$
$q_u$ = Kuat tekan unconfined .....	$(ton/m^2)$
$q_{ad}$ = Daya dukung allowed .....	$(ton/m^2)$
$q_{ul}$ = Daya dukung ultimate .....	$(ton/m^2)$
$P_{ul}$ = Tekanan dukung ultimate .....	(ton)
$B$ = Lebar pondasi .....	(m)
$D$ = Kedalaman pondasi .....	(m)
$E$ = Elastisitas modulus .....	$(kg/cm^2)$
$E_s$ = Elastisitas sekan modulus .....	$(kg/cm^2)$
$E_i$ = Elastisitas initial tangen modulus .....	$(kg/cm^2)$
$\sigma$ = Tegangan .....	$(kg/cm^2)$
$\sigma_1$ = Tegangan axial .....	$(kg/cm^2)$
$\sigma_3$ = Tegangan lateral .....	$(kg/cm^2)$
$\Delta\sigma$ = Perubahan tegangan .....	$(kg/cm^2)$
$\epsilon$ = Regangan .....	$(kg/cm^2)$
$\Delta\epsilon$ = Perubahan regangan .....	$(kg/cm^2)$
$L_0$ = Panjang mula-mula .....	(m)
$\Delta L$ = Perubahan panjang .....	(m)
$V_0$ = Volume mula-mula .....	$(m^3)$
$A_0$ = Luas mula-mula .....	$(m^2)$

$V_t$	= Volume setelah penekanan .....	$(m^3)$
$S$	= Kekuatan geser .....	$(ton/m^2)$
$C$	= Kohesi .....	
$\theta$	= Sudut geser dalam .....	
$\mu$	= Tekanan angka pori .....	
$D_r$	= Kepadatan relatif .....	
$S_t$	= Sensitifitas .....	
$e$	= Angka pori .....	
$e_{mak}$	= Perbandingan angka pori maksimum .....	
$e_{min}$	= Perbandingan angka pori minimum .....	
$W_n$	= Kadar air .....	$(\%)$
$\gamma_d$	= Berat isi kering .....	$(gr/cm^3)$
$G_s$	= Spesifik gravity .....	
$S_r$	= Derajat kejenuhan .....	$(\%)$
$W_p$	= Batas plastis .....	$(\%)$
$W_l$	= Batas cair .....	$(\%)$
$PI$	= Index plastisitas .....	$(\%)$

## DAFTAR GAMBAR

	HALAMAN
2.1. Proses pembentukan tanah .....	5
2.2. Diagram plastisitas .....	11
3.1. Pengambil contoh bahan silinder belah .....	24
3.2. Sketsa peralatan SPT .....	25
3.3. Hubungan antara harga SPT diatas dan dibawah muka air tanah untuk pasir halus dan pasir endapan .....	34
3.4. Contoh uji tekan tak terkekang .....	43
3.5. Penggambaran tegangan-regangan untuk mendapatkan nilai $q_u$ .....	44
3.6. Lingkaran Mohr untuk uji tekan tak terkekang .....	44
3.7. Keruntuhan progresif .....	45
3.8. Karakteristik tegangan-regangan .....	46
3.9. Menghitung modulus tegangan-regangan elastisitas .....	48
3.10. Korelasi antara N-SPT dengan $q_u$ menurut Terzaghi dan Peck .....	50
4.1. Hubungan antara N-SPT dengan $q_u$ (Hasil penelitian Triono) .....	52
4.2. Hubungan antara N-SPT dengan $q_u$ (Dari hasil penelitian Terzaghi dan Peck serta Triono) .....	54

4.2a.	Hubungan antara N-SPT dengan $q_u$ (Hasil penelitian Triono) .....	55
4.3.	Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus (Hasil penelitian Triono) ...	57
4.4.	Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus (menurut Lambe dan Whitman serta Triono) .....	59
4.4a.	Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus (Hasil penelitian Triono) ...	60
4.5.	Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus (Hasil penelitian Triono) .....	62
4.6.	Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus (menurut Lambe dan Whitman, serta Triono) .....	64
4.6a.	Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus (Hasil penelitian (Triono) .....	65

DAFTAR TABEL

	HALAMAN
2.1. Sistem klasifikasi untuk kelompok tanah Unified .....	9
2.2. Sistem Unified untuk tanah berbutir kasar .	10
2.3. Sistem klasifikasi tanah AASHTO .....	14
3.1. Ciri-ciri perbedaan penetrometer dan SPT ..	20
3.2. Korelasi $N$ , $q_u$ , dan konsistensi pada tanah lempung .....	35
3.3. Ukuran secara umum dari tanah lempung .....	48
3.4. Batas-batas untuk elastisitas dari bermacam-macam material .....	49





## BAB I. PENDAHULUAN.

### I.1. Latar belakang.

Penyelidikan tanah yang memadai merupakan suatu pekerjaan pendahuluan yang sangat penting pada pelaksanaan suatu proyek, sehingga akan didapatkan suatu informasi yang cukup untuk membuat suatu desain pondasi yang aman dan ekonomis pada suatu konstruksi.

Desain pondasi suatu bangunan pada umumnya dihitung dengan menggunakan parameter tanah yang diperoleh melalui hasil penyelidikan tanah secara langsung dilapangan, maupun melalui hasil test laboratorium. Salah satu metode penyelidikan tanah yang sering digunakan dilapangan adalah percobaan Standart Penetration Test ( SPT ).

SPT merupakan suatu pengujian penembusan yang langsung dilakukan dilapangan untuk mendapatkan parameter - parameter kekuatan tanah, baik yang bersifat kohesif maupun non kohesif. Sehingga nilai-nilai N-SPT yang didapatkan dari hasil percobaan dilapangan dapat dikorelasikan dengan berbagai parameter tanah lainnya melalui uji laboratorium. Dari hasil pengujian dilaboratorium akan diperoleh parameter-parameter tanah, antara lain Berat Jenis ( $G_s$ ), Angka Pori ( $e$ ), Berat Satuan Jenuh ( $\gamma_{sat}$ ), Batas kadar air ( $W_l$ ,  $W_p$ ,  $I_p$  ),

Unconfined Compression Strength ( $q_u$ ).

Namun yang dipermasalahkan adalah bagaimana konsistensi yang seharusnya ada dalam suatu laporan penyelidikan tanah, yaitu antara uji coba dilapangan (SPT) dengan uji laboratorium test, khususnya untuk parameter  $q_u$ .

Untuk itu dilakukan evaluasi laporan penyelidikan tanah sehingga korelasi antara nilai SPT dengan hasil uji laboratorium dapat diuji kembali tingkat konsistensinya.

### I.2. Maksud dan tujuan.

Maksud dan tujuan dari pada penulisan ini adalah untuk melihat/mengetahui bagaimana bentuk hubungan antara Nilai-nilai  $N$  ( Jumlah pukulan ) yang didapatkan dari hasil SPT dengan Unconfined Compression Strength ( $q_u$ ), sehingga akan didapatkan suatu perbandingan kekerasan (kepadatan) tanah yang dilakukan dilapangan dengan laboratorium. Atau mungkin juga didalam hubungan ini akan dipengaruhi oleh parameter-parameter tanah lainnya.

### I.3. Ruang lingkup.

Ruang lingkup ini hanya mencakup penggambaran dari korelasi tersebut diatas dari tanah merah yang data-datanya didapatkan dari hasil penelitian dilapangan maupun dilaboratorium. Penyelidikan tanah yang digunakan untuk penelitian ini adalah Standard Penetration Test dengan kedalaman maksimum 4,15 m, sedangkan lokasi

penyelidikan adalah kampus ISTN Srengseng Sawah.

#### I.4. Sistematika pembahasan.

Didalam karya tulis ini, sistematika pembahasannya dibagi menjadi lima bab dengan perincian sebagai berikut:

##### BAB I. PENDAHULUAN.

Meliputi latar belakang masalah, tujuan penulisan, ruang lingkup masalah dan sistematika penulisan.

##### BAB II. SIFAT DAN KLASIFIKASI TANAH DASAR.

Meliputi proses pembentukan tanah, penggolongan tanah dasar.

##### BAB III. STANDART PENETRATION TEST DAN UNCONFINED COMPRESSION TEST.

Meliputi pengertian dari SPT dan UNCONFINED, Aplikasi hasil SPT, Prosedur pelaksanaan dilapangan maupun dilaboratorium.

##### BAB.IV. ANALISA DATA.

Meliputi korelasi yang akan dibahas, cara penganalisaan dan hasil analisa.

##### BAB V. KESIMPULAN DAN SARAN.





## BAB II.

### SIFAT-SIFAT DAN KLASIFIKASI TANAH DASAR.

#### II.1. Proses pembentukan tanah.

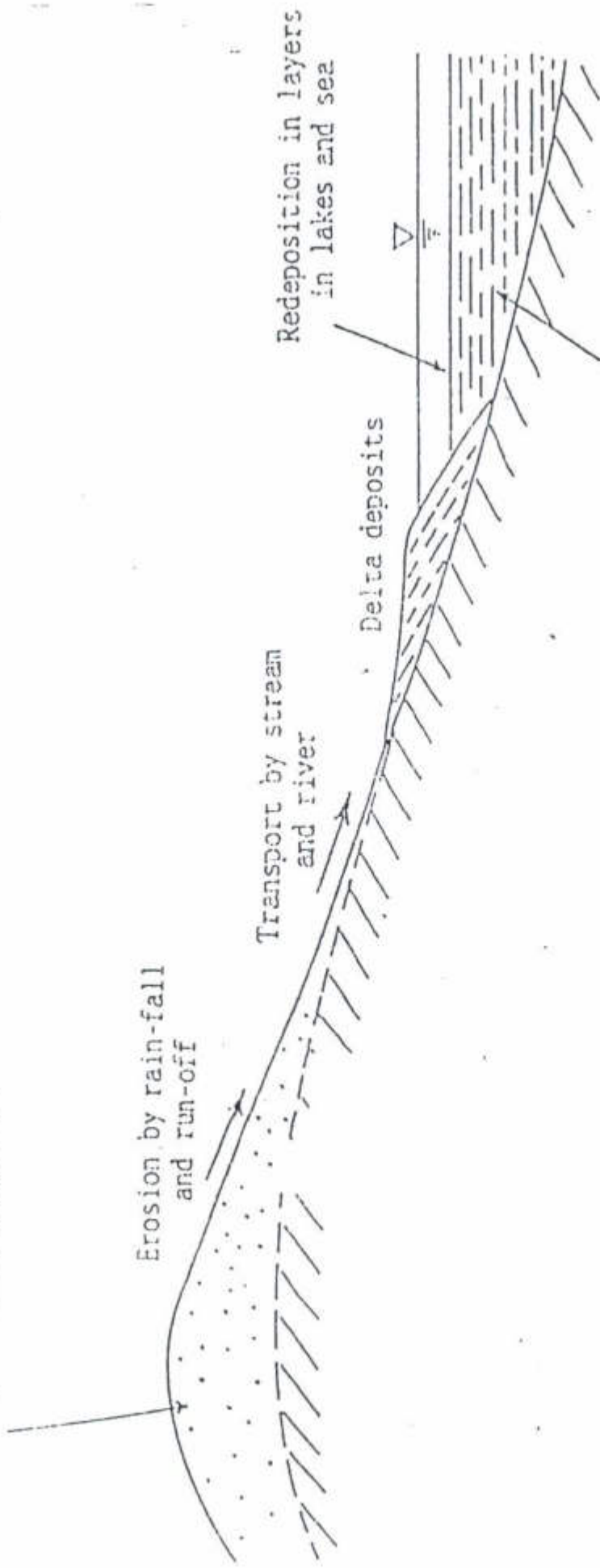
Dilihat dari cara pembentukannya, tanah dapat dibagi menjadi dua golongan, yaitu tanah sedimen/endapan dan tanah residual seperti terlihat pada gambar II.1.

Tanah endapan adalah hasil pelapukan batuan yang telah mengalami proses erosi, pengangkutan (transportasi) serta pengendapan, mengalami konsolidasi dan penurunan akibat tekanan dari lapisan-lapisan yang kemudian mengendap di atasnya. Lapisan-lapisan yang di atas ini lama kelamaan mungkin hilang lagi oleh karena sebab-sebab geologi, misalnya erosi air. Ini berarti lapisan lapisan bawah pada suatu saat dalam sejarah geologinya pernah mengalami konsolidasi akibat tekanan yang lebih tinggi dari pada tekanan yang berlaku di atasnya pada masa sekarang. Lapisan-lapisan semacam ini disebut "OverConsolidated" sedangkan lapisan yang belum pernah mengalami tekanan di atasnya lebih tinggi dari pada tekanan yang berlaku pada masa sekarang disebut "Normally Consolidated".

Tanah residual adalah hasil pelapukan (weathering) setempat pada batuan dasar. Pelapukan ini berjalan baik secara fisik maupun kimiawi, dengan akibat batuan tersebut dirubah sifatnya sampai akhirnya menjadi

**RESIDUAL SOIL**

- produced by physical and chemical weathering of underlying rock



**SEDIMENTARY SOIL**

- later tectonic movement may raise this above sea level

Gambar : 11.1. Diagrammatic representation of soil formation processes (Sumber : Diskusi Geoteknik UKI 1988)

tanah. Jadi tanah residual tidak mengalami pemindahan atau pengendapan. Dapat dikatakan bahwa tanah residual adalah normally consolidated dengan arti belum pernah mengalami tekanan di atasnya lebih tinggi dari pada yang berlaku pada masa sekarang. Tetapi cara pembentukannya (yaitu chemical weathering) mengakibatkan tanah residual mempunyai sifat seolah-olah over consolidated.

Secara garis besar, sifat-sifat tanah dapat dianggap bergantung pada dua faktor utama, yaitu komposisi serta struktur. Komposisi meliputi sifat-sifat butir sendiri, yaitu ukurannya, bentuknya serta jenis mineraloginya. Sedangkan struktur meliputi keadaan asli tanah itu setempat yaitu kepadatannya, ada tidaknya gaya tarik menarik yang kuat antar butir dan sebagainya.

## II.2. Sifat - sifat tanah.

Tanah adalah merupakan campuran partikel-partikel yang terdiri dari salah satu atau seluruh jenis berikut ini :

- Berangkal (boulder) potongan batuan yang besar, biasanya lebih besar dari 250 sampai 300 mm.
- Kerikil (gravel) partikel batuan yang berukuran 5 mm sampai 150 mm.
- Pasir (sand) partikel batuan yang ukurannya 0,074 sampai 5 mm. Berkisar dari kasar ( 3 mm sampai 5 mm ) sampai halus (< 1 mm).

- Lanau (silt) partikel batuan yang berukuran dari 0,002 mm sampai 0,0074 mm.
- Lempung (clay) partikel mineral yang berukuran lebih kecil dari 0,002 mm. Partikel-partikel ini merupakan sumber utama dari kohesi pada tanah yang "kohesif".
- Koloid (colloids) partikel-partikel yang "diam", berukuran lebih kecil dari 0,001 mm.

Sifat-sifat suatu macam tanah tertentu banyak tergantung kepada ukuran butirnya. Karena itu pengukuran besarnya butir tanah merupakan suatu percobaan yang sangat sering dilakukan dalam bidang mekanika tanah. Akan tetapi lain halnya dengan tanah yang berbutir halus. Pada tanah-tanah ini diketahui bahwa tidak ada hubungan langsung antara sifat-sifatnya dengan ukuran butir-butirnya. Karena alasan inilah, maka untuk menyatakan sifat-sifat dan mengklasifikasikannya dipakai metoda-metoda lain, yaitu percobaan Batas-batas Atterberg dan percobaan dilatasi. Dengan kata lain apabila sudah jelas diketahui bahwa butir-butir tanah tertentu seluruhnya lebih halus dari 0,06 mm, maka tak perlu lagi mengukur lebih lanjut ukuran-ukuran butirnya, untuk menentukan apakah tanah itu lanau atau lempung. Penentuannya dilakukan atas dasar hasil-hasil percobaan batas-batas Atterberg atau dilatasi.



### II.3. Penggolongan tanah dasar.

Tanah secara umum dapat diklasifikasikan sebagai tanah yang tidak kohesif dan kohesif atau sebagai tanah yang berbutir kasar maupun halus. tetapi ini masih memungkinkan terjadinya identifikasi yang sama untuk tanah-tanah yang hampir bersamaan sifatnya. Disamping itu klasifikasi tanah tidak cukup lengkap untuk menentukan apakah tanah itu sesuai untuk suatu bahan konstruksi. Dari beberapa sistem klasifikasi tanah yang ada, yang paling sering digunakan adalah :

1. Sistem UNIFIED SOIL CLASSIFICATION, sistem ini banyak dipakai untuk pekerjaan teknik pondasi seperti untuk bendungan dan bangunan. Sistem ini juga biasa dipergunakan untuk desain lapangan udara dan spesifikasi pekerjaan tanah bagi jalan raya.
2. Sistem AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY & TRANSPORTATION OFFICIALS ( AASHTO ). Sistem ini dipergunakan oleh beberapa departemen transportasi dari negara bagian di AS dan Federal Highway Administration (Administrasi Jalan Raya Federal). Perlu ditambahkan bahwa sistem ini dipergunakan untuk spesifikasi pekerjaan tanah pada jalan raya (lintas transportasi).

#### II.3.1. Sistem Klasifikasi Tanah Unified.

Kelompok tanah utama pada sistem klasifikasi ini



diperlihatkan pada tabel II.1. Jenis tanah ditentukan lewat simbol kelompok yang terdiri dari sebuah prefiks dan sebuah sufiks. Prefiks menunjukkan jenis tanah utama dan sufiks menunjukkan subdivisi dalam kelompok-kelompok.

TABEL II.1.

Sistem klasifikasi untuk kelompok tanah Unified.

(Bowles, 1989)

JENIS TANAH	PREFIKS	SUB KELOMPOK	SUFIKS
Kerikil	G	Gradasi Baik	W
		Gradasi Buruk	P
Pasir	S	Berlanau	M
		Berlempung	C
Lanau	M		
Lempung	C	WL < 50 %	L
Organis	O	WL > 50 %	H
Gambut	Pt		

Kerikil yang bergradasi baik adalah GW; pasir yang bergradasi buruk SP; Pasir bergradasi baik SW; Pasir berlanau SM; Lempung dengan batas cair > 50 % adalah CH.

Sistem klasifikasi tanah Unified mendefinisikan tanah sebagai berikut :

1. Berbutir kasar apabila > 50 % tertahan pada saringan no.200.

2. Berbutir halus apabila  $> 50 \%$  dapat melalui saringan no.200.

Tanah berbutir kasar dapat berupa salah satu dibawah ini:

1. Kerikil apabila lebih dari setengah fraksi kasar tertahan pada saringan no.4.
2. Pasir apabila lebih dari setengah fraksi kasar berada diantara ukuran saringan no.4 dan no.200.

Tanah berbutir kasar dinotasikan dan disyaratkan seperti dibawah ini :

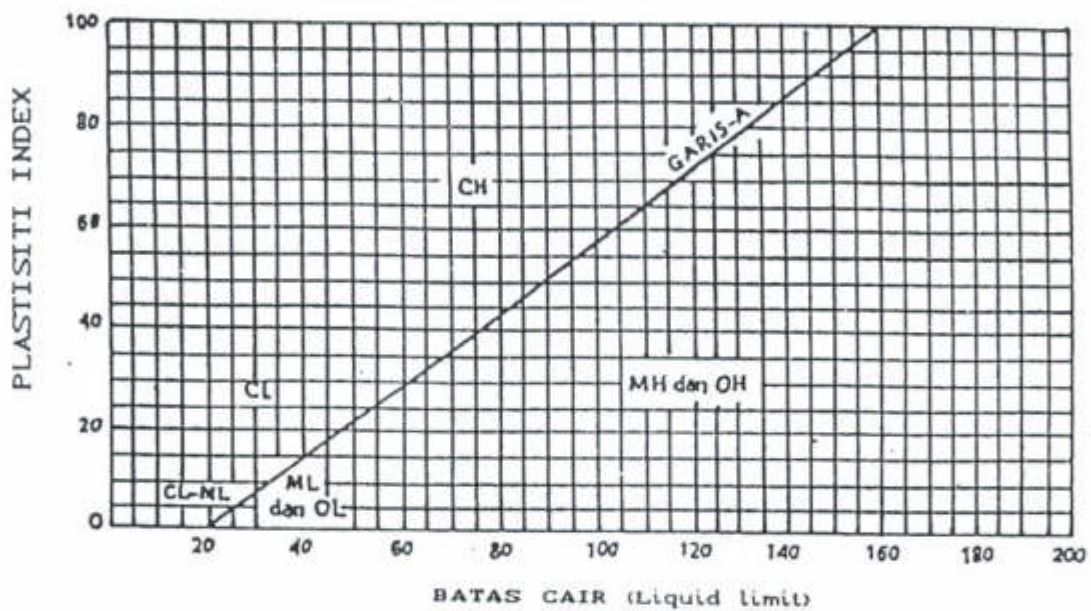
TABEL II.2.

Sistem klasifikasi unified untuk tanah berbutir kasar.  
(Bowles, 1989).

Simbol kelompok	Persentase lolos
GW , GP atau SW , SP	$< 5 \%$ melalui saringan no.200.
GW - GM, GP - GM, GW - GC, GP - GC atau SW - SM, SP - SM, SW - SC, SP - SC	$5 \%$ < prosentase melalui saringan no.200 < $12 \%$ .
GM , GC atau SM , SC	$> 12 \%$ melalui saringan no.200.

Klasifikasi tanah berbutir kasar terutama tergantung kepada analisis ukuran butir dan distribusi ukuran partikel.

Klasifikasi tanah berbutir halus juga membutuhkan bagan plastisitas ( Plasticity Chart ) seperti terlihat pada gambar II-2. Setiap tanah dikelompokkan sesuai dengan koordinat dari indeks plastisitas dan batas cair.



Huruf Pertama:

M = Lempung (silt).  
 C = Lempung (clay).  
 O = Organik.

Huruf Kedua:

L = Batas cair rendah (low ll).  
 H = Batas cair tinggi (high ll).

Gambar II.2.

PLASTICITY CHART.

(Cara Unified soil classification system)

Diagram ini merupakan grafik PI terhadap  $W_L$  dimana digambarkan sebuah garis diagonal yang disebut garis A. Garis A adalah garis dengan persamaan  $PI = 0,73 (W_L - 20)$ , menunjukkan batas antara lempung inorganik ( CL dan CH ) dengan lanau inorganik ( ML dan MH ) atau tanah - tanah organik ( OL dan OH ). Sedangkan garis tegak lurus pada batas cair 50 menunjukkan batas antara lanau dan lempung yang batas cairnya rendah ( L ) dengan lanau dan lempung yang batas cairnya tinggi ( H ).

Pada bagian bawah diagram, dibawah batas cair kira-kira 29 dan antara nilai PI sebesar 4 - 7 , sifat-sifat tanah menunjukkan gejala saling berimpitan dan karena itulah garis A didaerah ini menjadi suatu daerah klasifikasi dualitis CL - ML, dipakai untuk tanah-tanah yang berada didalam daerah ini.

### II.3.2 Sistem Klasifikasi Tanah AASHTO.

Sistem klasifikasi Bureau of Publik Roads ( BPR ) diakhir tahun 1920 an telah direvisi beberapa kali. Sistem ini mengklasifikasikan tanah kedalam delapan kelompok, A - 1 sampai A - 8, dan pada awalnya membutuhkan data sebagai berikut:

1. Analisa ukuran butir.
2. Batas cair dan plastis serta IP yang dihitung.
3. Batas susut.
4. Ekuivalensi kelembaban lapangan - kadar lembab



maksimum, dimana satu tetes air yang dijatuhkan pada permukaan yang kecil tidak segera diserap oleh permukaan tanah itu.

5. Ekuivalensi kelembaban sentrifugal - sebuah percobaan untuk mengukur kapasitas tanah dalam menahan air. ( Tanah kering direndam dalam air selama 12 jam dan diberi gaya sentrifugal selama 1 jam). Kadar air akhir yang didapat ialah ekuivalensi kelembaban sentrifugal (Centri- fuge Moisture Equivalent - CME ).

Sistem yang telah direvisi ( Highway Research Board, 1945 ) mempertahankan kedelapan kelompok dasar tanah tadi, tetapi menambah dua subkelompok dalam A-1, empat sub kelompok dalam A-2, dan dua subkelompok dalam A-7. Sistem klasifikasi yang direvisi ini diambil dari AASHTO sebagai standard M-145. Tabel II-3 memperlihatkan sistem klasifikasi tanah AASHTO pada saat ini. Kelompok tanah A-8 tidak diperlihatkan, tetapi merupakan gambut atau rawang yang ditentukan berdasarkan klasifikasi visual yang diperlihatkan adalah kelompok A-1 sampai A-7 dengan dua subkelompok dalam A-1, empat subkelompok dalam A-2 dan dua sub kelompok dalam A-7, dengan jumlah 12 subkelompok tanah dalam klasifikasi ini.

Secara umum sistem klasifikasi ini menganggap tanah sebagai berikut:

1. Lebih buruk untuk dipakai dalam pembangunan jalan apabila kelompok berada lebih dikanan dalam tabel II-3,



TABEL II.3.

(Sistem klasifikasi tanah AASHTO, Bowles 1989)

Klasifikasi umum	Bahan-bahan berbutir (35% atau kurang lolos No. 200)							Bahan-bahan lanau-lempung (Lebih dari 35% lolos No. 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Klasifikasi kelompok	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5; A-7-6
Analisis saringan: Persen lolos: No. 10 No. 40 No. 200	maks. 50 maks. 30 maks. 15	maks. 50 maks. 25	maks. 51 maks. 10	maks. 35	maks. 35	maks. 35	maks. 35	min. 36	min. 36	min. 36	min. 36
Karakteristik fraksi yang lolos No. 40 Batas cair: Indeks plastisitas	maks. 6		N.P.	maks. 40 maks. 10	maks. 41 maks. 10	maks. 40 min. 11	maks. 41 min. 10	maks. 41 maks. 10	min. 41 maks. 10	maks. 40 min. 11	min. 41 min. 11
Indeks kelompok	0		0	0			maks. 4	maks. 8	maks. 12	maks. 16	maks. 20
Jenis-jenis bahan pendukung utama	Fragmen batu, kerikil, dan pasir		Pasir halus	Kerikil dan pasir berlanau atau berlempung				Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Tingkatan umum sebagai tanah	Sangat baik sampai baik							sedang sampai buruk			

yaitu tanah A-6 lebih tidak memuaskan jika dibandingkan dengan tanah A - 5.

2. Lebih buruk untuk dipakai dalam pembangunan jalan apabila indeks kelompoknya bertambah untuk subkelompok tertentu, misal tanah A-6 (3) adalah lebih tidak memuaskan daripada tanah A-6(1).

### II.3.3 Deskripsi umum untuk Sub kelompok AASHTO Soil Classification System.

Tanah A - 1 sampai A - 3 adalah tanah berbutir dengan tidak lebih dari 35 % bahan melalui saringan no.200. Bahan khas dalam kelompok A - 1 adalah campuran kerikil, pasir kasar, pasir halus yang bergradasi baik dan suatu yang sangat kecil atau tidak ada sama sekali.

Tanah A - 3 merupakan pasir halus yang relatif seragam seperti pasir pantai yang halus atau pasir hasil hembusan angin dipadang pasir.

Kelompok A - 2 juga merupakan bahan berbutir dengan jumlah bahan yang cukup banyak melalui saringan no.200 ( tetapi tidak melebihi 35 % ). Bahan ini terletak pada batas diantara bahan yang termasuk dalam kelompok A - 1 dan A - 3 dan bahan lanau - lempung dari kelompok A - 4 sampai A - 7.

Apabila lebih dari 35 % bahan dapat melalui saringan no.200, maka tanah akan mengandung butir-butir halus yang cukup banyak dan diklasifikasikan sebagai A - 6.

kelompok A - 4 sampai A - 7 dianggap tanah berbutir halus dan semuanya mempunyai bahan yang dapat melalui saringan no.200. Perlu diketahui untuk kelompok A - 7 terbagi atas :

A - 7 - 5 apabila  $IP < ( Wl - 30 )$ .

A - 7 - 6 apabila  $IP > ( Wl - 30 )$ .

Kelompok tanah A - 8 adalah gambut ( sangat organis) atau rawang ( tipis, sangat berair dengan bahan organis yang cukup banyak ) dan diidentifikasi melalui pemeriksaan terhadap deposit.



BAB III.  
STANDARD PENETRATION TEST DAN  
UNCONFINED COMPRESSION TEST

III.1. STANDARD PENETRATION TEST.

Standard Penetration Test adalah suatu percobaan penetrasi dinamis yang berasal dari Amerika Serikat. Disebut percobaan penetrasi dinamis karena percobaan tersebut dilakukan dengan menggunakan hammer dengan berat tertentu yang dijatuhkan dengan bebas dari ketinggian tertentu pula.

Standard Penetration Test adalah suatu metoda penyelidikan tanah "in situ" (tes empiris) yang sangat populer dewasa ini.

Ada banyak variasi diantara peralatan yang digunakan untuk SPT dari suatu negara dengan negara lain ada perbedaannya. Metoda ini di Amerika telah distandarisasikan oleh ASTM designation D 1586-84 sebagai "metoda Standar untuk pengujian penetrasi dan pengambilan contoh bahan silinder belah dari tanah".

Metoda ini memberikan contoh bahan untuk tujuan identifikasi dan untuk tes laboratorium, cocok untuk tanah yang didapat dari alat pengambil contoh bahan yang mungkin menghasilkan gangguan regangan geser yang besar di dalam contoh tanah.



### III.1.1. ASAL MULA STANDARD PENETRATION TEST.

Percobaan Standart Penetration Test (SPT) dimulai sekitar tahun 1927 di Amerika Serikat oleh GORDON A. FLETCHER dari New York dengan bukunya yang berjudul "THE ORIGIN, APPLICATION AND LIMITATION OF STANDARD PENETRATION TEST", dikembangkan oleh Mohr pada tahun 1943 dari perusahaan RAYMOND CONCRETE PILE dan dipublikasikan oleh TERZAGHI dan PECK pada tahun 1948.

### III.1.2. PERKEMBANGAN STANDARD PENETRATION TEST.

Pada tahun 1902, Charles R.Gow memperkenalkan sebuah metoda untuk mendapatkan contoh dari tanah kering yang kemudian berkembang, dimana contoh tanah didapatkan dari aksi penyemprotan air didalam lobang bor dan ia juga mengembangkan mengenai ukuran dari diameter pipa pancang pengambilan contoh tanah sebesar 1 inch dengan berat hammer 110 lb.

Pada tahun 1922, perusahaan Charles R.Gow dan perusahaan Raymond Concrete Pile bekerja sama yang mana pada tahun 1927, melalui L. Hart dan Gordon A.Fletcher merancang sebuah alat pengambil contoh tanah (split-spoon) dengan ukuran diameter sebesar 2 inch.

Melalui serangkaian percobaan-percobaan, Fletcher dan Harry A.Mohr menstandarkan percobaan penetrasi tersebut dengan menggunakan alat pengambil contoh tanah (split-spoon) dan massa dari hammer sebesar

140 lb dengan tinggi jatuh 30 inch (76,2)cm yang kemudian mengalami perbaikan terutama mengenai penggunaan katup atau klep untuk mencegah kehilangan yang terlalu banyak dari material yang non kohesif pada saat pengeluaran pipa contoh dari lobang bor.

Pada tahun 1948, Terzaghi dan peck membahas hubungan antara nilai N dengan kepadatan relatif ( $D_r$ ).

SPT pada aslinya digunakan untuk mendapatkan data tanah bagi perencanaan sebuah pondasi dalam, yang karena meluasnya penggunaan percobaan tersebut di Amerika Serikat, maka K.Terzaghi dan R.B.Peck menyusun data-data percobaan tersebut dalam bentuk dalam bentuk tabel untuk digunakan juga bagi perencanaan pondasi dangkal. Dan sejak tahun 1958, SPT telah dibakukan sebagai ASTM (American Standard testing for material) D 1586 dengan revisi secara periodik hingga sekarang.

Pada tahun 1961, Prof.Vargas Sao Paolo dan President of "Committee on Methods Testing By Static and Dynamic Penetrometer of The International Society of Soil Mechanics And Foudation" memberikan tabel perbandingan atas tipe-tipe dari peralatan yang digunakan untuk percobaan SPT diluar Amerika Serikat, seperti terlihat pada tabel III-1.

Pada tahun 1964, H.E.Davis dari Mobile Drilling membuat tipe yang khusus dari peralatan SPT yang disebut PENETROHAMMER.

TABEL III.1.

Characteristics of differ it types of penetrometer  
and SPT ( After M. Vargas).

Type	Types of penetrometers used	Driving		Casing required	Split-spoon barrel				Conical point			Rod required	Record of penetration resistance	
		weight (kg)	fall (cm)		O.L. (cm)	I.C.L. (cm)	I.D. (cm)	O.D. (cm)	I.C. (cm)	D (cm)	C.S. angle (cm <sup>2</sup> )			
usa	standard split-barrel	70	70	drilling frequently used	87	67	3.9	5.02	3.9			1 1/4"	every meter, measuring number of blows to penetrate first 15 cm and then the following 30 cm, the latter being taken as N	
	thick-walled split-barrel	65	75	2" pipe	77	62	2.54 (1")	4.13 (1 5/8")	2.54 (1")			1" pipe	every meter, measuring number of blows to penetrate first 30 cm, the latter being taken as N	
	thin-walled split-barrel	60	75	2" pipe	53.7	46.6	3.65 (1 1/16")	4.6 (1 1/2")	3.7 (1 1/2")			"C" rod	same as above	
	standard split-barrel	65	75	2 1/2" pipe	77	62	3.48 (1 3/8")	5.08 (2")	3.48 (1 3/8")			1" pipe	every meter, measuring number of blows to penetrate 30 cm, after first 15 cm penetration	
int	standard split-barrel	63.5 (140 lb.)	76.2 (30")		81.4	66.6	3.48 (1 3/8")	5.08 (2")					the T.J.I. of Aachen developed a version in which the blows are applied directly over the split-barrel, inside a 12 cm <sup>2</sup> $\phi$ casing	
	dynamic sounding rod (light)	10	50	none						3.56	10	60°	2 cm	number of blows for each 20 cm penetration
	dynamic sounding rod (heavy)	50	50	none						4.37	15	90°	3.2 cm	same as above
	Maihak static									3.56	10	60°	3.2 cm	penetration of 0.2 - 0.4 mm/min (D.I.N. 4094, 1st part)
	Dutch static									3.56	10	60°	3.56 cm	penetration resistance = point bearing in bar
	Swedish static sounding rod											screw point $\phi$ 1" 20 cm long	3/4"	penetration resistance = smallest load (in kg) that causes rod to sink
in	Beros hammer	70	50 75	none						3.2	8	50°	3.2 cm	number of blows for each 25 cm penetration
	S.G.J. sounding machine									2.5			2 cm	
										8.0				

Overall length; I.C.L. = inside clear length; I.D. = inside diameter; O.D. = outside diameter; I.C. = inside clearance (diameter); D = maximum diameter of cone; C.S. = minimum cross-section of cone.

Pada tahun 1965, Mayerhorf membandingkan data antara percobaan SPT dan Classical Penetration Test.

Pada tahun 1967, A.R.S. Bazaraa di University of Illinois memperkenalkan Thesisnya yang berjudul "Use Of



SPT For Estimating Settlement Of Shallow Foundation On Sand.

Di University of Illinois diadakan studi perbandingan dibawah pengarahannya Professor R.B. Peck yang merupakan petunjuk atas penentuan hubungan dari  $N/q_u$ .

Di Denver, Colo, USA, diadakan studi laboratorium atas perlawanan penetrasi dari pasir kasar dan halus, yang diselenggarakan oleh The Soil Mechanics Laboratory of The Bureau of Reclamation.

Pada tahun 1972, penelitian tentang SPT ditingkatkan dengan riset tambahan untuk mengevaluasi Liquefaction Potensial oleh Schertmann.

Pada tahun 1979, Horn melaporkan bahwa SPT memungkinkan untuk dipakai sebagai dasar penetapan dalam praktek eksplorasi tanah di Amerika Utara dan melebihi alat-alat pengambil contoh lainnya.

Pada dewasa ini, beberapa departemen di China telah mengikut sertakan percobaan SPT kedalam suatu studi proyek dan mereka tidak hanya mendapatkan suatu pengalaman yang berharga atas aplikasi SPT untuk suatu proyek, tetapi juga mendapatkan hasil yang memuaskan dalam riset teori dan otomatisasi peralatan, dan disamping itu percobaan SPT juga telah dimasukkan kedalam Foundation Code For Industrial And Civil Building (peraturan desain pondasi untuk bangunan industri dan sipil). Percobaan SPT terus berkembang dari tahun ketahun

hingga sekarang ini dan telah digunakan secara luas di seluruh dunia, baik untuk tanah yang kohesif maupun tanah yang bersifat non kohesif.

### III.1.3. PERALATAN STANDARD PENETRATION TEST.

Peralatan SPT terdiri dari beberapa bagian, yaitu:

- Peralatan pengeboran.
- Batang pengambil contoh bahan (sampling rods).
- Alat pengambil contoh silinder belah (split-barrel sampler).
- Beban pemancang.

#### A. PERALATAN PENGEBORAN.

Beberapa peralatan pengeboran agar disediakan pada saat pengambilan contoh bahan sebelum penempatan sampler, dan memastikan penetrasi dioperasikan pada tanah tak terganggu. Bagian-bagian dari peralatan berikut ini telah terbukti cocok untuk pengeboran lubang dalam beberapa kondisi dibawah permukaan tanah, yaitu :

- Drag, Chopping, dan Fishtail Bits.

Diameter antara 2,2 in (56 mm) sampai 6,5 in (162 mm). dapat digunakan bersama dengan open - hole rotary drilling atau casing-advancement drilling methods.

- Roller-Cone Bits.

Diameter antara 2,2 in (56 mm) sampai 6,5 in (162 mm). dapat digunakan bersama dengan open-hole rotary



drilling atau casing-advancement methods, jika pelaksanaan pengeboran cair dihindarkan.

- Hollow-Stem Continuous Flight Augers.

Dengan atau tanpa pemasangan mata bor pusat (center bit). Diameter dalamnya antara 2,2 in (56 mm) sampai 6,5 in (162 mm).

- Solid, Continuous Flight, Bucket dan hand Augers.

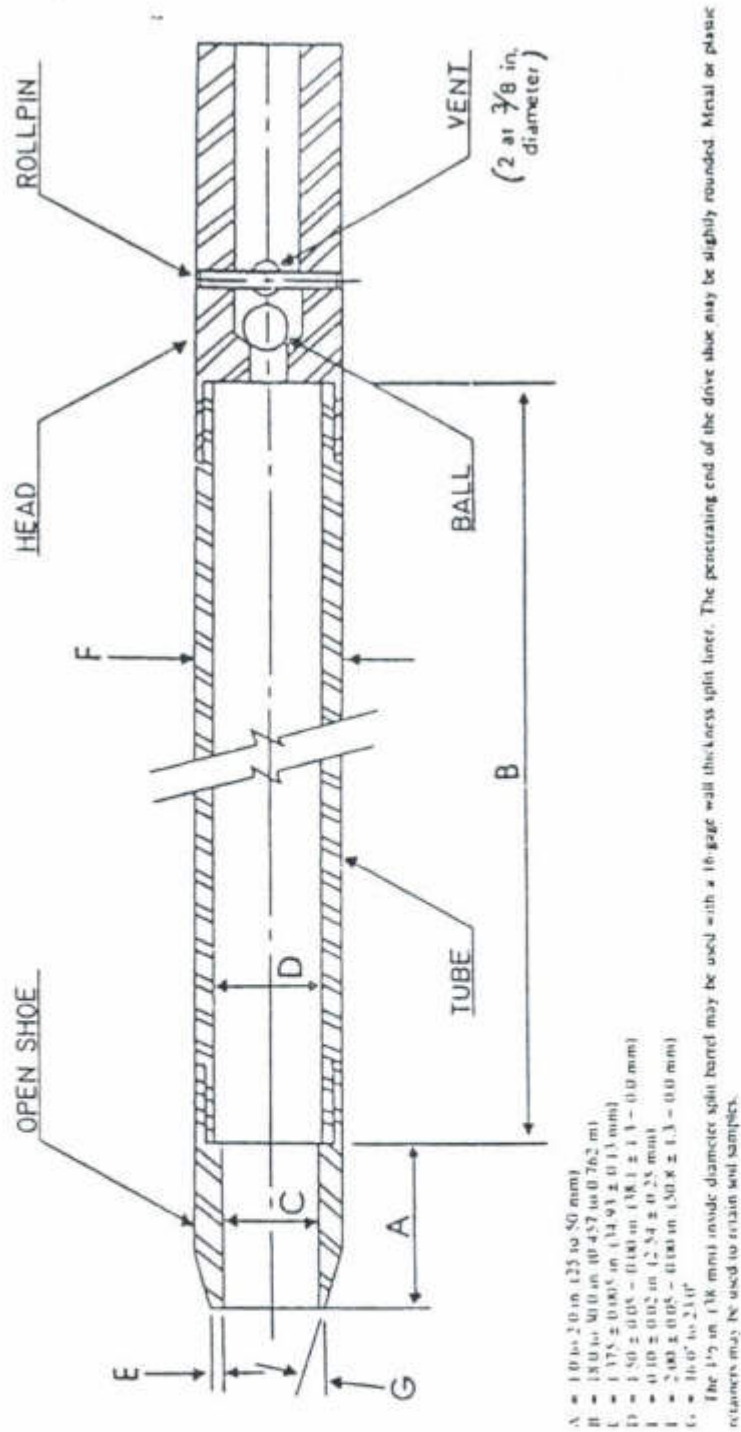
Diameter antara 2,2 in (56 mm) sampai 6,5 in (162 mm) mungkin digunakan jika tanah pada dinding pengeboran tidak runtuh akibat sampler atau rods selama pengeboran.

#### B. BATANG PENGAMBIL CONTOH.

Batang bor baja flush-joint digunakan untuk menghubungkan split-barrel sampler dengan pemasangan beban pemancang. Sampling rod harus kaku dan mempunyai diameter dalam  $1\frac{1}{8}$  in (28,5 mm) serta diameter luarnya  $1\frac{5}{8}$  in (41,2 mm).

#### C. ALAT PENGAMBIL CONTOH SILINDER BELAH.

alat pengambil contoh silinder belah (split-barrel sampler) dibuat dengan ukuran seperti terlihat pada gambar III-1. Alat ini terbuat dari baja keras dan dapat diperbaiki jika menjadi penyok atau berubah bentuk.

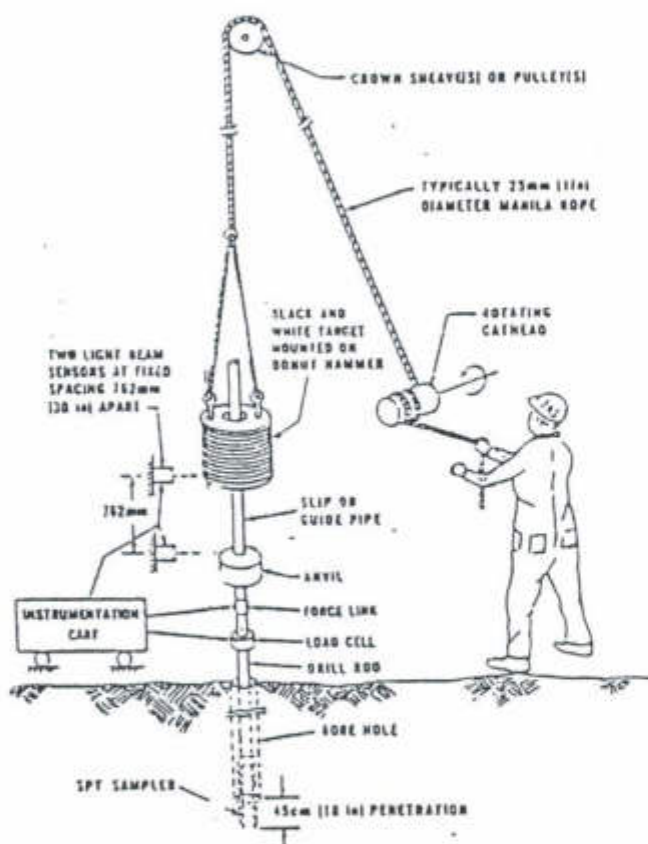


Gambar III.1.

(Pengambil contoh bahan silinder belah)

#### D. BEBAN PEMANCANG.

Sebagai beban pemancang digunakan martil dengan berat  $140 \pm 2$  lb ( $63,5 \pm 1$  kg). Martil diangkat menggunakan katrol dan tali, kemudian dijatuhkan secara jatuh bebas dan menumbuk pada suatu landasan, seperti ditunjukkan dalam gambar III-2.



GAMBAR III.2.

(Sketsa peralatan SPT)

#### III.1.4. PROSEDUR PELAKSANAAN STANDARD PENETRATION TEST.

Tes dimulai dengan dilakukan pengeboran sampai

tingkat kedalaman yang ditentukan untuk dilakukan pengambilan contoh bahan dengan split-barrel sampler. Beberapa prosedur pengeboran dilakukan agar didapat bentuk lubang yang sesuai dan tetap stabil sebelum penempatan sampler, dan penetrasi benar dilakukan pada sifat-sifat tanah yang tak terganggu.

Kondisi dibawah permukaan tanah harus dipertimbangkan dahulu untuk memilih metoda pengeboran yang akan digunakan. Beberapa metoda pengeboran, yaitu :

- Open-hole rotary drilling method.
- Continuous flight hollow-stem auger method.
- Wash boring method.
- Continuous flight solid auger method.

Beberapa metoda pengeboran menghasilkan pengeboran yang tidak dapat diterima, seperti :

- Proses pemancangan pancar air (jetting) melalui sampler tabung terbuka.
- Continuous flight solid auger method tidak digunakan untuk pengeboran dibawah muka air tanah atau pada lapisan non kohesif dibawah tekanan artesis.
- Pengeboran dengan cara menembakkan mata bor kebawah tidak diperkenankan.

Setelah pengeboran dilanjutkan dengan pengetesan pada elevasi yang diminta, sebagai berikut :

1. Persiapan untuk tes dengan urutan pengoperasian sebagai berikut:



- a. Mengikatkan silinder belah (split-barrel) pada batang pengambil contoh bahan (sampling rods) dan diturunkan kedalam lubang bor. Cara menurunkannya tidak diijinkan dengan cara dijatuhkan diatas tanah yang akan diambil contohnya.
  - b. Posisi martil diatas dan landasan (anvil) diikatkan diatas (puncak) dari batang pengambil contoh. Hal ini mungkin dikerjakan sebelum batang-batang pengambil contoh dan split-barrel diturunkan kedalam lubang bor.
  - c. Tandai batang pengambil contoh untuk tiga kali pertambahan 6 in (0,15 m) secara berturut-turut, supaya kemajuan alat pengambil contoh dibawah pengaruh dari martil dapat dengan mudah diamati untuk setiap penambahan 6 in (0,15 m).
2. Pemancangan alat pengambil contoh dilakukan dengan pemukulan martil seberat 140 lb (63,5 kg) dan angka hitungan dari pukulan digunakan setiap penambahan 6 in (0,15 m), hingga satu dari yang berikut ini tercapai :
- a. Total dari 50 pukulan telah dilakukan selama salah satu dari tiga penambahan 6 in (0,15 m).
  - b. Total dari 100 pukulan telah dilakukan.
  - c. Tidak ada kemajuan dari pengamatan alat pengambil contoh, setelah 10 pukulan secara berturut-turut dari martil.
  - d. Kemajuan alat pengambil contoh mencapai 18 in



(0,45 m) tanpa batasan jumlah pukulan yang terjadi seperti digambarkan dalam bagian 2a, 2b, atau 2c diatas.

3. Pencatatan jumlah pukulan dibutuhkan untuk setiap pengaruh 6 in (0,15 m) dari penetrasi. 6 in pertama dianggap sebagai dudukan pemukul. Hitungan jumlah pukulan diperlukan untuk 6 in yang kedua dan 6 in yang ketiga dari penetrasi, disebut sebagai "tahanan standard penetrasi" atau harga N (N-value). Jika pemancangan sampler kurang dari 18 in (0,45 m), seperti yang diijinkan dalam bagian 2a, 2b, atau 2c, jumlah pukulan untuk setiap mencapai penambahan 6 in dan untuk setiap penambahan sebagiannya dicatat dalam Boring Log. Untuk penambahan sebagian, kedalaman penetrasi dicatat disamping jumlah pukulannya.
4. Pengangkatan dan penjatuhan martil dikerjakan dengan menggunakan salah satu dari dua metoda berikut ini:
  - a. Dengan menggunakan pemukul, yaitu sistem penjatuhan martil secara otomatis atau semi-otomatis dan jarak jatuh yang diijinkan adalah  $30 \pm 1$  in ( $0,76 \text{ m} \pm 25 \text{ mm}$ ) tanpa rintangan.
  - b. Dengan menggunakan sebuah katrol untuk menarik tali yang diikatkan pada martil. Sistem dan pengoperasian metoda katrol dan tali adalah:
    - Katrol pada dasarnya harus bebas dari karat, oli, atau lemak dan mempunyai diameter 6 sampai 10 in

(150 sampai 250 mm.

- Katrol dioperasikan pada kecepatan rotasi minimum 100 rpm.
- Untuk tiap pukulan martil dari suatu angkatan sejauh 30 in dikerjakan oleh operator, pelaksanaan menarik dan melepaskan tali dilaksanakan secara berirama.

5. Angkat alat pengambil contoh bahan ke permukaan, buka dan catat presentasi penemuan atau panjang dari contoh yang didapat. Gambarkan keadaan contoh tanah yang didapat, mengenai komposisi, warna, stratifikasi, dan kondisinya. Kemudian tempatkan sebagian mewakili bagian dari contoh tersebut ke dalam wadah bertutup yang tahan lembab, tanpa dipadatkan atau mengubah bentuk aslinya. Pemberian tutup pada wadah untuk mencegah terjadinya evaporasi. Dan pembubuhan label pada wadah membantu dalam penandaan pekerjaan, nomor pengeboran, kedalaman contoh tanah, dan hitungan pukulan. Jika terdapat perubahan lapisan tanah didalam sampler, sediakan suatu wadah untuk tiap lapisan dan catat lokasi dari sampler tersebut.

### III.1.5. BEBERAPA FAKTOR YANG MEMPENGARUHI STANDARD PENETRATION TEST.

- a. Kondisi sampler yang rusak atau berkarat.
- b. Kerusakan yang disebabkan oleh sepatu penggerak.

- c. Lokasi dari batas air tanah berkenaan dengan batas dimana contoh tanah diperoleh.
- d. Diameter lubang.
- e. Posisi relatif dari dasar lubang dan ujung batang.
- f. Selisih waktu antara pengeboran dan penggunaan SPT.
- g. Elastisitas dan kelenturan dari batang yang banyak menyerap energi pemancangan, Cambefort (1957) mengusulkan untuk menggunakan sampler yang dilengkapi dengan peluncuran khusus untuk memecahkan problem ini. Batasan-batasan lain yang dikemukakan oleh letcher (1966) adalah:
  - h. Banyaknya variasi dalam penjatuhan martil.
  - i. Penggunaan batang yang berat.
  - j. Panjang batang (rods) yang besar (lebih dari 15 m).
  - k. Gesekan yang menghambat jatuh bebas dari martil.
  - l. Kesalahan menghitung jumlah pukulan atau pengukuran penetrasi.

Melaksanakan SPT dengan teliti memberikan keterangan yang sangat berguna mengenai kepadatan tanah. Suatu harga yang terlalu tinggi dari tahanan penetrasi didapat jika contoh tanah ditekan selama pelaksanaan. Data tidak berguna jika tanah yang diuji terganggu, seperti terjadi tekanan hidrostatis pada dasar boring yang menyebabkan air mengalir dengan cepat masuk ke kubang.

Harga N dari lapisan kerikil, jika ditentukan



secara teliti mempunyai harga terbesar, tapi ketelitian diperlukan untuk menentukan apakah besar ukuran kerikil mempengaruhi pada hasil. Biasanya dalam masalah kerikil, hanya harga N terendah yang diambil dalam perhitungan.

### III.2. PENGARUH MUKA AIR TANAH PADA TANAH TANPA KOHESI (PASIR)

Harga N dari SPT pada pasir yang sangat halus atau berlanau dibawah muka air tanah harus dikoreksi.

K.Terzaghi dan R.B.Peck (1948), mengusulkan bahwa tekanan air pori positif mungkin mengembangkan tanah selama melakukan penetrasi. Tekanan air pori positif ini akan mengurangi tahanan geser tanah yang melawan penetrasi dari split-barrel, karenanya harga N dari penetrasi pasir yang sangat halus ini akan berkurang dibawah muka air. Tes penetrasi mungkin juga menghasilkan tekanan air pori negatif yang mana akan menambah tahanan penetrasi, sehingga harga penetrasi bertambah.

Terzaghi dan Peck menyarankan, untuk pasir halus atau pasir endapan dibawah muka air tanah dengan harga penetrasi N lebih besar dari 15, kepadatan relatif akan mendekati atau sebanding dengan pasir kering dengan harga standar penetrasi  $N'$ , dimana:

$$N' = 15 + \frac{1}{2} (N - 15). \dots\dots(3-1)$$

dimana N adalah harga SPT dilapangan.

Jika koreksi ini tidak dibuat, kepadatan relatif

dari pasir halus yang padat atau endapan, pasir terendam akan mempunyai harga SPT yang terlalu tinggi. Faktor  $N_y$  dan  $N_q$  sebagai fungsi dari  $e$ , dan dengan cara demikian suatu fungsi kepadatan dari tanah tanpa kohesi dihitung dari SPT. Kepadatan relatif didefinisikan sebagai:

$$D_r = \frac{e_{maks} - e}{e_{maks} - e_{min}} \dots\dots\dots(3-2)$$

dimana :  $e_{maks}$  adalah perbandingan angka pori maksimum.

$e_{min}$  adalah perbandingan angka pori minimum.

Kepadatan relatif tidak lebih dari 1, biasanya antara harga 0,2 dan 1.

Bazaraa dalam suatu thesisnya dengan judul "Use of The Standard Penetration Test for Estimating Settlement of Shallow Foundation on Sand" (Bazaraa, 1967), menyatakan pasir dan pasir kasar serta kerikil yang terendam tidak mempunyai pengaruh yang berarti pada harga penetrasi. Hasil studi ini menyangkal hasil dari tes laboratorium (Gibbs dan Holtz, 1957; Schultze dan Melzer, 1965) yang menyatakan pengaruh muka air mengurangi harga  $N$ . Hasil dari penyelidikan ini juga menyangkal usulan dari Terzaghi dan Peck, yang menyatakan pengaruh muka air tidak menaikkan harga  $N$  untuk pasir yang sangat halus atau pasir endapan, kecuali jika tanah tersebut relatif padat dengan harga  $N$  rata-rata lebih dari 15 di atas muka air. Dalam kenyataannya, pengaruh dibawah muka air

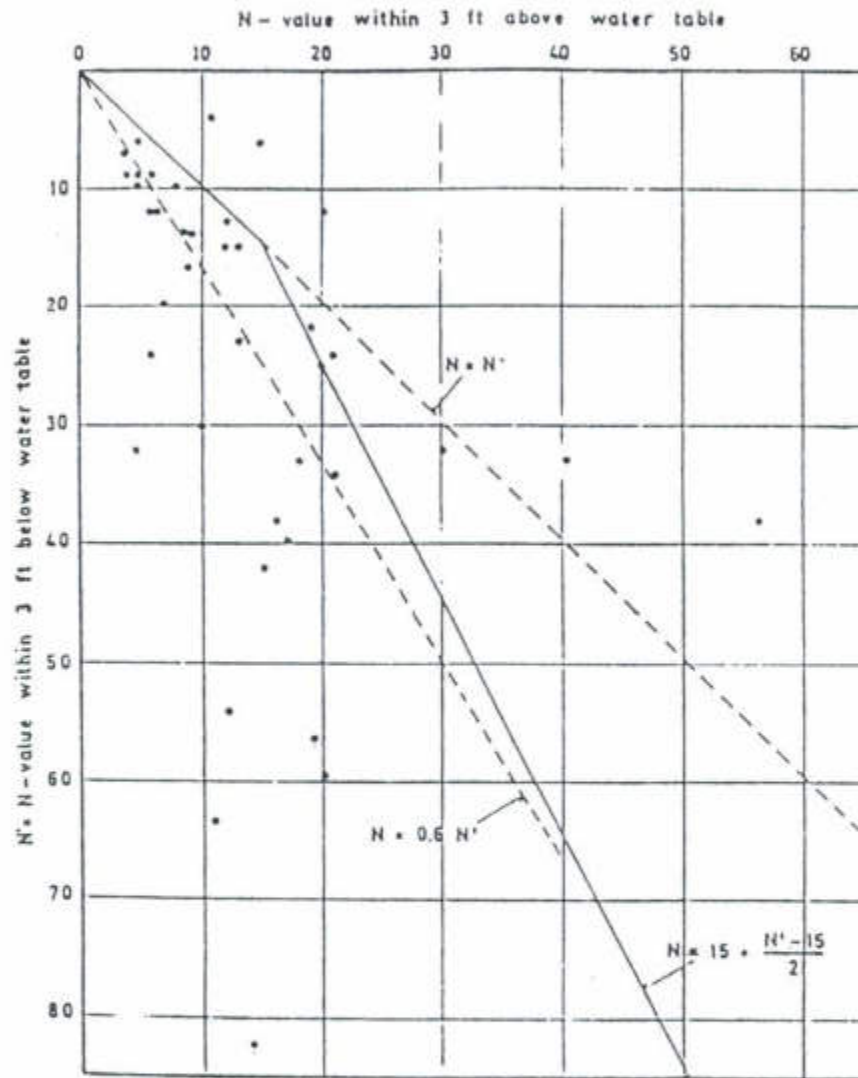


menaikkan harga  $N$  dari pasir yang sangat halus atau pasir endapan, begitupun harga  $N$  dari pasir kering diatas atau dibawah 15. Kecenderungan terhadap pertambahan harga  $N$  dibawah muka air lebih nyata untuk pasir lepas dari pada pasir padat. Pengaruh perendaman pada harga  $N$  untuk pasir halus atau pasir endapan, harga  $N$  bukan merupakan fungsi tekanan air pori yang terjadi selama tes penetrasi.

Kepadatan relatif dari pasir halus yang terendam dengan harga  $N$ -SPT mendekati harga  $N'$ -SPT pada tanah kering, yaitu:

$$N' = 0,6 N \dots \dots \dots (3-3)$$

Hasil dari harga penetrasi dibawah muka air tanah nampaknya harus dikoreksi secara empiris. Walaupun data yang tersedia memperlihatkan pengaruh dari muka air tanah pada harga  $N$  untuk pasir halus atau pasir endapan, tidak bergantung pada kepadatan relatif dari pasir. Persamaan (3-3) merupakan suatu gambaran yang lebih tepat untuk harga penetrasi akibat pengaruh muka air tanah yang sebenarnya pada tanah dari pada persamaan (3-1). Sementara persamaan (3-1) akan mendekati kebenaran, sekurang-kurangnya untuk standar penetrasi pada harga lebih besar dari 15. Jika pencatatan harga  $N$  kurang dari 15, pasir adalah halus sampai kerikil (coarse) atau tanah adalah kering, pernyataan  $N' = N$  (lihat gambar III-3) dapat digunakan.



Gambar III.3.

(Hubungan antara harga SPT diatas dan dibawah muka air tanah untuk pasir halus dan pasir endapan)

### III.3. PENGARUH MUKA AIR TANAH PADA TANAH BERKOHESI.

SPT pada mulanya dikembangkan untuk tanah tak berkohesi, sehingga contoh bahan tidak harus diambil. Pengujian ini telah berkembang dalam praktek sekarang menjadi penentuan  $N$  secara rutin untuk segala jenis tanah yang dilengkapi dengan penentuan  $q_u$  ditempat untuk strata kohesif.

Sebagai hasil studi perbandingan dari Terzaghi dan Peck. Tabel III-2 menunjukkan hubungan antara harga  $N$  dengan konsistensi tanah clay serta kekuatan kompresif ultimate ( $q_u$ ) dalam  $\text{ton/ft}^2$ . Didalam penggunaan harga-harga ini harus lebih hati-hati dari pada untuk tanah tak berkohesi.

Nilai  $q_u$  lebih disukai diukur secara langsung pada contoh bahan dilaboratorium menggunakan Unconfined Compression Test, dari pada dengan menggunakan tabel.

TABEL III.2.

(Korelasi  $N$ ,  $q_u$ , dan konsistensi pada tanah lempung)

Harga SPT ( $N$ )	$q_u$	Konsistensi
0 - 2	0 - 0,25	Very soft
2 - 4	0,25 - 0,50	Soft
4 - 8	0,50 - 1	Medium soft
8 - 16	1 - 2	Stiff
16 - 32	2 - 4	Very stiff
> 32	> 4	Hard

### III.4. APLIKASI HASIL STANDARD PENETRATION TEST.

#### III.4.1. DAYA DUKUNG UNTUK PONDASI DANGKAL.

- Daya dukung ijin berdasarkan rumus Meyerhof (1956) adalah :

$$q_{ull} = N \cdot B ( 1 + D/B ) \cdot 1/10.$$

Dengan faktor keamanan 3, kapasitas daya dukung ijin maksimum  $q_{ad}$ , dinyatakan dalam ton/ft<sup>2</sup> dan B dalam ft. maka :

$$q_{ad} = N \cdot B ( 1 + D/B ) \cdot 1/30.$$

Rumus ini hanya berlaku untuk tanah tidak berkohesi yang terletak diatas muka air tanah. Sedangkan untuk pasir yang mengandung lempung (clayed sand), dan pasir yang terendam air maka  $q_{ad}$  harus dibagi 2.

- Pengalaman menunjukkan bahwa daya dukung ijin dapat dihitung dengan mengikuti petunjuk praktis :

$$q_{ad} = N / 8 \quad \dots\dots\dots \text{ untuk } B \leq 4 \text{ ft.}$$

$$q_{ad} = N ( 1 + 1/B )^2 \quad \dots\dots\dots \text{ untuk } B > 4 \text{ ft.}$$

Dalam persamaan tersebut,  $q_{ad}$  dinyatakan dalam ton/ft<sup>2</sup> dan B dalam ft. Hasil ini termasuk pengaruh air tanah.

- Pada tanah tidak kohesif, suatu nilai  $q_{ad}$  untuk pondasi yang (diharapkan) dapat membatasi penurunan tidak lebih dari 25 mm telah diberikan oleh Meyerhof sebagai :

$$q_{ad} = \frac{N}{F_1} K_d \quad \dots\dots\dots B \leq F_4$$

$$q_{ad} = \frac{N}{F_2} \left( \frac{B + F_3}{B} \right)^2 \quad \dots\dots B > F_4$$



Dimana :

$q_{ad}$  = Tekanan dukung yang dibolehkan untuk penurunan tidak lebih dari 25 mm. Dinyatakan dalam ton/ft<sup>2</sup>.

B = Dimensi sisi terkecil dari pondasi, (ft atau m).

D = Kedalaman pondasi dalam satuan ft atau m.

$K_d$  =  $1 + 0,33 D/B \leq 1,33$

N = Jumlah uji penetrasi standard SPT (pakai nilai rata-rata untuk kedalaman sampai sekitar 0,75 B di bawah pondasi).

$F_i$  = Konstanta yang tergantung pada satuan yang dipakai.

F	SI, m	Fps, ft
1	0,05	2,5
2	0,08	4,0
3	0,30	1,0
4	1,20	4,0

Untuk pondasi pelat ( mat foundation ) yang mempunyai B yang sangat besar,

$$q_{ad} = \frac{N}{F_2} K_d$$

#### III.4.2. DAYA DUKUNG UNTUK PONDASI DALAM.

Meyerhof (1967), telah menghubungkan perlawanan ujung dan kulit tiang dengan hasil standard penetration test dalam pasir.

Rumus untuk menyatakan kapasitas daya dukung



ultimate dari tiang diberikan dengan rumus umum yang menggabungkan gesekan kulit dan tahanan ujung tiang, sebagai berikut :

$$P_{ul} = 4 N \cdot A_p + \frac{\bar{N}}{50} \cdot A_s \quad (\text{untuk penampang lingkaran atau persegi}).$$

$$P_{ul} = 4 N \cdot A_p + \frac{\bar{N}}{100} \cdot A_s \quad (\text{untuk penampang dari baja profil H})$$

dimana :  $P_{ul}$  = Daya dukung ijin dalam satuan ton.

$N$  = harga SPT pada ujung tiang.

$\bar{N}$  = harga rata-rata SPT sepanjang tiang.

$A_p$  = luas penampang ujung tiang ( $\text{ft}^2$ )

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

Meyerhof menganjurkan penggunaan faktor keamanan 3 untuk menentukan kapasitas daya dukung ijin tiang. Dalam persamaan diatas, dianjurkan batas atas dari tahanan kulit tiang ( $\bar{N}/50$ ) adalah  $1 \text{ ton/ft}^2$  dan ( $\bar{N}/100$ ) adalah  $0,5 \text{ ton/ft}^2$ .

### III.5. Kekuatan geser tanah.

Faktor kekuatan geser tanah sering kali menjadi faktor utama yang mempengaruhi kekakuan dari tanah yang terbebani. Faktor kekuatan geser ini sangat penting dalam persoalan yang berhubungan dengan daya dukung tanah, tekanan tanah lateral dan stabilitas pada lereng galian dan timbunan.

Perbedaan antara tanah dan bahan lainnya adalah bahwa

kekuatan geser tanah tidak tetap. Kekuatan geser ini mungkin berbeda akibat perbedaan kedalaman struktur, perubahan kadar air tanah, adanya rembesan air tanah.

### III.5.1. Teori keruntuhan.

Keruntuhan (failure) dari suatu bahan biasanya dihubungkan dengan tegangan atau gaya yang bekerja pada bahan tersebut. Kriteria lain yang dapat dipakai untuk menyatakan keruntuhan adalah misalnya jika bahan itu mengalami perubahan bentuk hingga melampaui batas tertentu atau setelah menyerap sejumlah energi tertentu dari suatu proses pembebanan.

Beberapa bentuk dari keruntuhan misalnya :

1. Patah atau hancurnya bahan pada tegangan atau regangan tertentu.
2. Tidak adanya lagi perlawanan dari bahan. Jika tegangan terus diberikan maka tegangan akan leleh.

Tegangan yang bekerja dalam suatu medium yang kontinyu dapat diuraikan atas tiga tegangan utama yang arahnya tegak lurus satu sama lain. Karenanya kriteria keruntuhan harus dinyatakan sebagai fungsi dari ketiga tegangan utama tadi.

Keruntuhan dalam tanah umumnya merupakan keruntuhan geser (shear failure) yaitu yang diakibatkan oleh gerakan relatif antara butirnya dan bukan karena butir itu hancur. Oleh karena itu kekuatan tanah ditentukan oleh

besarnya gaya-gaya yang bekerja antara butiran tanah satu sama lainnya.

### III.5.2. Teori keruntuhan Mohr-Coulomb.

Keruntuhan dalam tanah biasanya diterangkan dengan teori keruntuhan Mohr-Coulomb. Teori ini menyatakan bahwa keruntuhan dalam suatu bahan terjadi bila tegangan geser dalam suatu bidang mencapai kekuatan geser dari bahan. Maka kekuatan geser  $S$  sepanjang bidang adalah fungsi dari tegangan normal pada bidang tersebut.

$$S = f(\sigma)$$

Menurut Coulomb, kekuatan geser tanah adalah fungsi linear dari tegangan normal, sehingga persamaan tersebut menjadi:

$$S = C + \sigma \tan \theta$$

Terlihat bahwa kekuatan geser  $S$  dari tanah, terdiri dari dua komponen yaitu:

1. Komponen kohesi  $C$ .
2. Komponen geser, yang sebanding dengan tegangan efektif yang bekerja pada bidang geser ( $\theta$ ).

Komponen yang bersifat kohesif tergantung dari macam tanah dan kondisi kepadatan butiran.

Komponen yang bersifat geser tergantung dari tegangan normal efektif yang bekerja pada bidang geser dan koefisien geser dari bahan atau sudut geser antara butiran bahan itu.

Sifat kohesif adalah salah satu sifat khas dari lempung. Sifat ini memberi lempung kekuatan dan keteguhan yang tidak ada pada tanah yang tidak berkohesi (tanah berbutir kasar, yang kekuatannya tergantung dari pembebanan normal yang diterimanya). Nilai kohesi pada tanah lempung bervariasi dengan konsistensinya. Jadi berubah-ubah dengan keadaan tanah lempung itu.

Pada tanah berbutir kasar (tidak berkohesi) seperti pasir, bagian terbesar kekuatan perlawanan terhadap geser disebabkan oleh karena adanya geser antara partikel-partikel padat.

Rumus kekuatan geser tanah,  $S = C + \sigma \tan \theta$  berlaku untuk tanah campuran yaitu tanah yang terdiri sebagian dari fraksi tanah berbutir halus (lempung) dan sebagian dari tanah berbutir kasar (pasir). Tanah di alam umumnya berupa tanah campuran.

Rumus S diatas berdasarkan atas analisa tegangan total (total stress analysis) yaitu perhitungan yang didasarkan pada tegangan total tanpa memperhitungkan tegangan air pori.

Dengan perkembangan yang pesat dalam mekanika tanah, mulai disadari bahwa analisa dengan tegangan total ini kurang tepat karena tegangan air pori merupakan faktor yang penting dan menentukan terhadap kekuatan geser tanah. Sejak itu analisa kekuatan geser dihitung berdasarkan tegangan efektif (effective stress



analysis ) dimana rumusan kekuatan geser menjadi :

$$C_u = S = C' + \sigma' \tan \theta'$$

$$S = C' + (\sigma - \mu) \tan \theta'$$

Dimana :  $\mu$  = tekanan air pori

$C'$  = Kohesi dalam hubungan dengan tegangan efektif

$\theta'$  = Sudut perlawanan geser dalam hubungannya dengan tegangan efektif

$\sigma' = \sigma - \mu =$  tegangan efektif.

Kohesi C tergantung pada faktor-faktor :

1. Jenis bahan pengikat (cementing agent) seperti : carbon, silikat, clay mineral.
2. Load history dari sedimen seperti: water content, tegangan efektif, dimana tanah pernah mengalami konsolidasi.
3. struktur rangka tanah (skeleton structure).

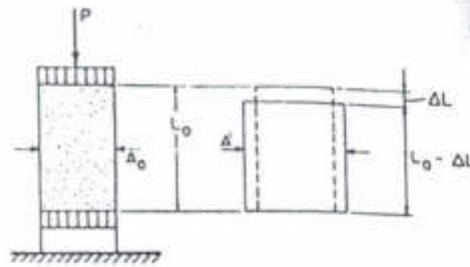
Sudut geser dalam  $\theta$  tergantung pada faktor-faktor:

1. Grain size distribution.
2. Bentuk partikel.
3. Kepadatan tanah (density).
4. Komposisi mineral.

III.6. Percobaan dilaboratorium untuk menentukan kekuatan geser.

III.6.1. Unconfined Compression Test.





Gambar III.4.

(Contoh uji tekan tak terkekang)

Percobaan ini untuk tanah berkohesi, sebab tanah non kohesi (pasir) tidak dapat dicetak/berdiri bebas.

Tegangan yang diberikan pada tanah, hanya tegangan axial ( $\sigma_1$ ) yang dikerjakan dengan constant strain rate ( $\frac{\Delta L}{L_0}$ ) ~ 1 % per menit, sampai tanah mengalami keruntuhan.

Disini tidak ada alat untuk memberi tegangan  $\sigma_3$  dan tidak ada alat pengukur  $\sigma_3$  dengan begitu, percobaan ini akan dilakukan secara undrained. Selama pemberian  $\sigma_1$  diadakan pencatatan antara penekanan dan penurunan ( $\Delta L$ ),

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} ; V_0 = A_0 \cdot L_0 \text{ (volume mula-mula).}$$

$$\text{Volume setelah penekanan } V_t = A (L_0 - \Delta L)$$

$$= A_0 \cdot L_0 \left(1 - \frac{\Delta L}{L_0}\right)$$

$$\frac{\Delta L}{L_0} = \text{Strain} = \epsilon$$

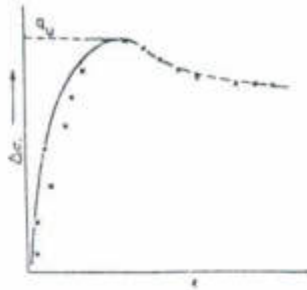
Selama percobaan volume tanah tidak berubah (constant volume test)

$$V_0 = V_t$$

$$A_0 \cdot L_0 = A \cdot L_0 (1 - \epsilon).$$

$$A = \frac{A_0}{1 - \epsilon}$$

Hasil dari pembacaan beban strain akan diperoleh grafik hubungan untuk tanah undisturbed.

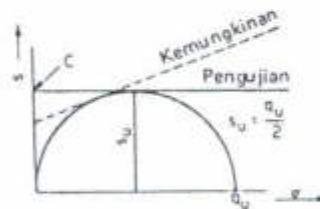


Gambar III.5.

(Penggambaran tegangan regangan untuk mendapatkan  $q_u$ )

Tegangan geser pada saat runtuh disebut Unconfined Compression Strength ( $q_u$ ).

Lingkaran mohr yang digambarkan:



Gambar III.6.

(Lingkaran Mohr untuk uji tekan tak terkekang)

Untuk tanah jenuh air, maka  $C_u = \frac{q_u}{2} =$  Undrained shear strength.

Untuk tanah yang tidak asli/remolded/mengalami gangguan yang ditest unconfined memberi hasil :

## Bentuk keruntuhan



Gambar III.7.

(Keruntuhan progresif)

Titik peak strength (tegangan puncak) tidak terjadi. Untuk menentukan  $q_u$ , ditetapkan jika nilai  $\epsilon = 15\%$  atau  $20\%$  dan diperoleh  $q_{ur}$  (remolded unconfined compression strength).

Dari keadaan undisturbed dan remolded akan diperoleh hubungan yang disebut sensitivity (sensitivitas) =  $St$ .

$$St = \frac{q_u \text{ Undisturbed}}{q_u \text{ remolded}}$$

Guna sensitivitas untuk mengetahui remolding terhadap kekuatan geser tanah. Untuk tanah dimana  $q_{uu}$  dan  $q_{ur}$  hampir sama, berarti tanah tidak sensitif terhadap gangguan, atau gangguan tidak berarti banyak terhadap kekuatan geser.

Kelemahan unconfined compression test adalah:

- Tidak mempresentasikan keadaan dilapangan, yaitu tidak adanya tegangan lateral  $\sigma_3$ .
- Tidak dapat untuk tanah pasir.

### III.7. MODULUS TEGANGAN DAN REGANGAN.

Hubungan antara deformasi dan tegangan pada suatu benda padat merupakan sesuatu hal yang perlu diketahui. Deformasi secara umum biasanya diartikan sebagai suatu rasio yang diperoleh dengan membagi deformasi dengan panjang dimana ia terjadi sehingga hasilnya adalah untuk satuan panjang. Nilai-nilai m/m, inci/inci, kaki/kaki, dan sebagainya, sebenarnya tidak berdimensi karena rasio numerik yang dihasilkan akan sama untuk "ketiga" satuan tersebut. Rasio deformasi disebut regangan dan simbol yang biasa dipakai adalah ( $\epsilon$ ). Regangan dihasilkan dari suatu tegangan yang didefinisikan sebagai :

$$\sigma = \frac{\text{Gaya}}{\text{luas}}$$

Apabila kita plot kurva tegangan-regangan, kurva tersebut akan berupa garis lurus pada batas-batas tertentu untuk baja dan beberapa bahan lainnya. Kurva ini melengkung hampir diseluruh batas-batas untuk beton, tanah dan sejumlah besar bahan lainnya, seperti terlihat secara kualitatif pada gambar III-8 .



Gambar III.8

(Karakteristik tegangan regangan)

Salah satu dari beberapa parameter elastis yang digunakan untuk analisis deformasi benda padat diberikan oleh kemiringan bagian lurus kurva tegangan-regangan. Parameter ini merupakan modulus elastisitas E, yaitu :

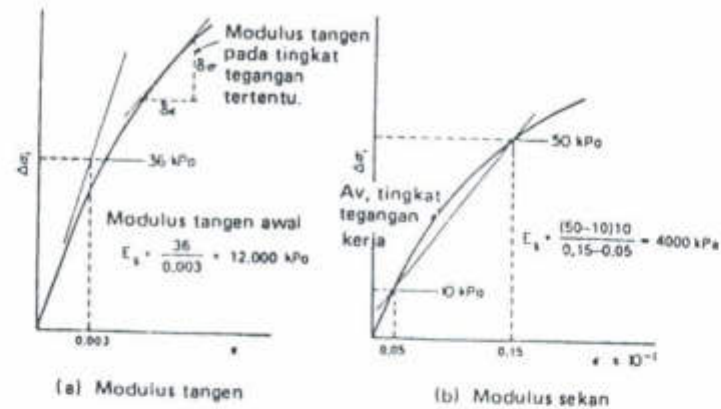
$$E = \frac{\text{Perubahan tegangan}}{\text{Perubahan regangan}} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon}$$

Apabila kurva tegangan-regangan berupa lengkungan, maka suatu interpretasi akan dibutuhkan dan akan kita peroleh modulus tangen ataupun modulus sekan.

- Modulus tangen adalah modulus yang berdasarkan kemiringan garis yang tepat menyinggung kurva tegangan-regangan pada satu titik. Modulus tangen awal merupakan modulus yang paling biasa dipakai (garis singgung pada titik asal), karena kemiringan pada titik asal tidak terlalu terpengaruh oleh faktor lingkungan seperti jenis percobaan dan tekanan kekang.
- Modulus sekan adalah modulus yang berdasarkan kemiringan suatu garis sekan. Garis sekan memotong kurva tegangan-regangan pada dua titik. Apabila dipakai, kedua titik ini biasanya berjarak sama dari tegangan kerja.

Modulus tangen dan modulus sekan diperlihatkan pada gambar III-9.





Gambar III.9.

(Menghitung modulus tegangan-regangan elastisitas dengan beberapa metode).

III.7.1. Beberapa bentuk korelasi dari Terzaghi dan Peck serta Lambe dan Whitman diperlihatkan pada tabel III.3 dan III.4 serta gambar III.10.

Tabel III.3.

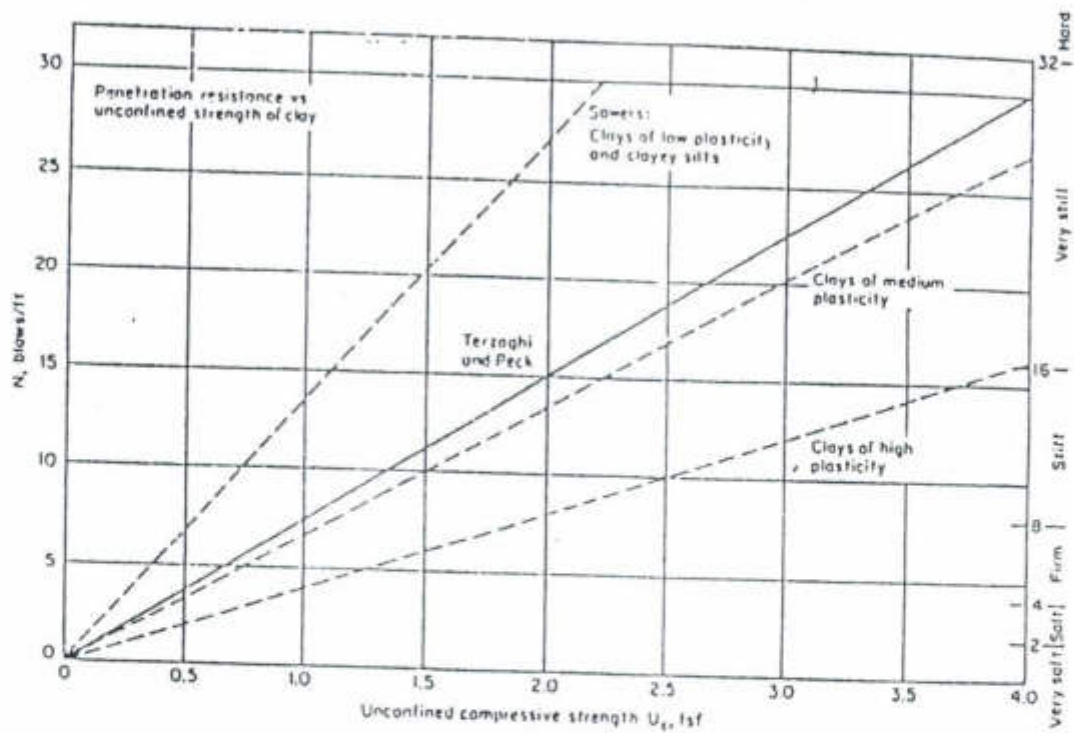
(hubungan antara  $q_u$ ,  $N$ , konsistensi pada tanah lempung)

Consistency	$N$	Hand test	$\gamma_{sat}$ , g/cm <sup>3</sup>	Strength† $U_c$ , kg/cm <sup>2</sup>
Hard	>30	Difficult to indent	>2.0	>4.0
Very stiff	15-30	Indented by thumbnail	2.00-2.24	2.0-4.0
Stiff	8-15	Indented by thumb	1.92-2.00	1.0-2.0
Medium (firm)	4-8	Molded by strong pressure	1.70-1.92	0.5-1.0
Soft	2-4	Molded by slight pressure	1.60-1.70	0.25-0.5
Very soft	<2	Extrudes between fingers	1.44-1.60	0-0.25

Tabel 3.4.

Batas-batas untuk Elastisitas dari bermacam-macam material  
(Lambe dan Whitman, 1969 )

Material	Young's modulus $E_u$ 1st, kg/cm <sup>2</sup>	Poisson's ratio $\nu$	Material	$E_s$
SOILS			ESTIMATING $E_s$ FROM N (SPT)	
Clay: Soft sensitive Firm to stiff Very stiff	20-40 (500 $s_u$ ) 40-80 (1000 $s_u$ ) 80-200 (1500 $s_u$ )	0.4-0.5 (undrained)	Soil type: Silt, sandy silts, slightly cohesive mixtures Clean fine to medium sands and slightly silty sands	4 $N_s$ 7 $N_s$
Loess Silt	150-600 20-200	0.1-0.3 0.3-0.35	Coarse sands and sands with little gravel Sandy gravel and gravels	10 $N_s$ 12 $N_s$
Fine sand: Loose Medium dense Dense	80-120 120-200 200-300	0.25		
Sand: Loose Medium dense Dense	100-300 300-500 500-800	0.2-0.35 0.3-0.4		
Gravel: Loose Medium dense Dense	300-800 800-1000 1000-2000			
ROCKS				
Sound, intact igneous and meta-morphics	6-10 × 10 <sup>3</sup>	0.25-0.33 0.25-0.33		
Sound, intact sandstone and limestone	4-8 × 10 <sup>3</sup>	0.25-0.30		
Sound, intact shale	1-4 × 10 <sup>3</sup>			
Coal	1-2 × 10 <sup>3</sup>			
OTHER MATERIALS				
Wood	1.2-1.5 × 10 <sup>3</sup>			
Concrete	2-3 × 10 <sup>3</sup>	0.15-0.25		
Ice	7 × 10 <sup>3</sup>	0.36		
Steel	21 × 10 <sup>3</sup>	0.26-0.29		



Gambar 3.10.

Korelasi antara N-SPT dengan  $q_u$

(Terzaghi dan Peck, 1971)





BAB IV.  
ANALISA DATA.

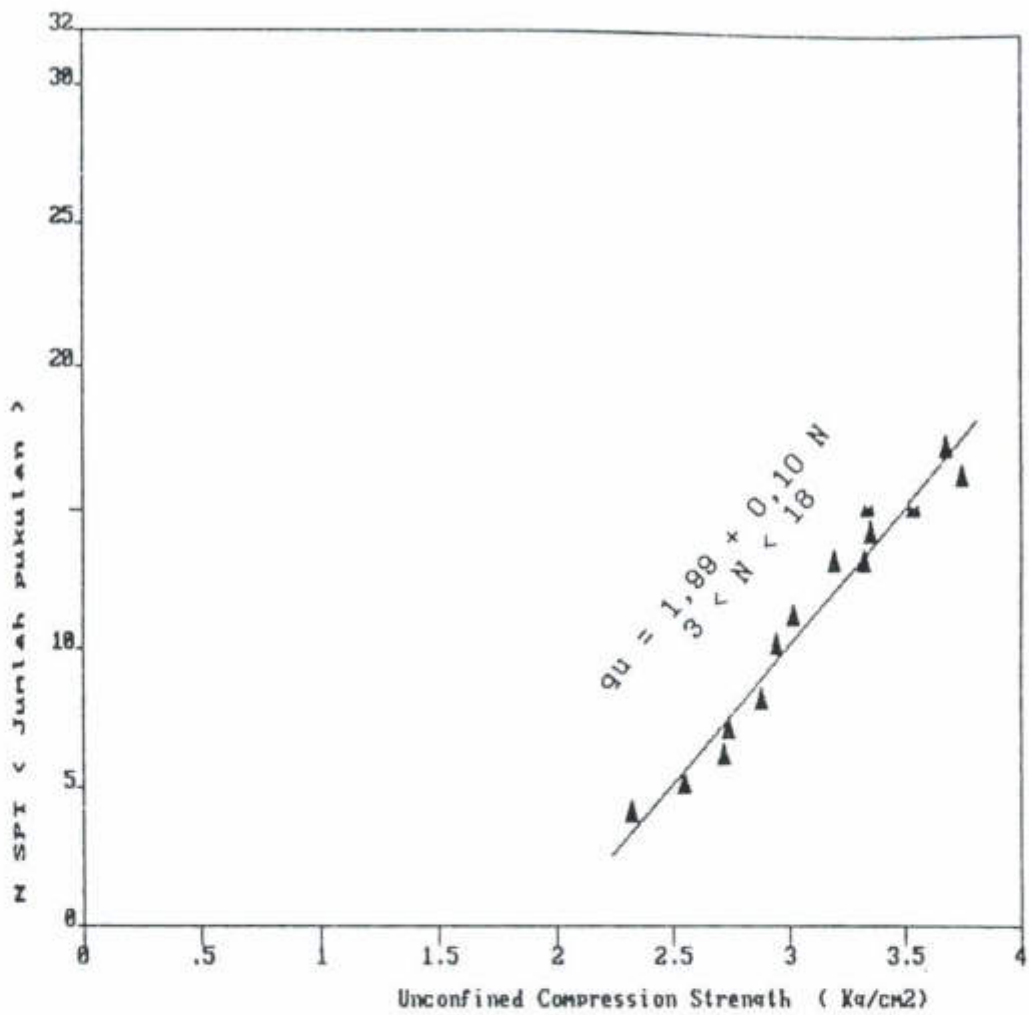
IV.1. Hubungan antara N-SPT dengan  $q_u$ .

Korelasi yang diperoleh dari data-data dilapangan antara hasil Standard Penetration Test ( SPT ) dan hasil Unconfined Compression Test dilaboratorium yang berlokasi di kampus ISTN Srengseng sawah tanahnya berupa lempung dengan batas cair yang besar (CH), dan mempunyai plastisitas yang tinggi.

Dari data-data hasil penelitian dilapangan dan dilaboratorium tersebut dibuat suatu grafik korelasi, seperti pada gambar 4.1. yang menggambarkan korelasi antara harga N-SPT dengan Unconfined Compression Strength ( $q_u$ ) pada tanah lempung. Dan grafik yang diperoleh dari kedua hubungan tersebut diatas berbentuk linear, dengan persamaan :

$$q_u = 1,99 + 0,10 N.$$

Dengan koefisien korelasi  $r = 0,6778$  , dimana nilai N adalah  $3 < N < 18$  .



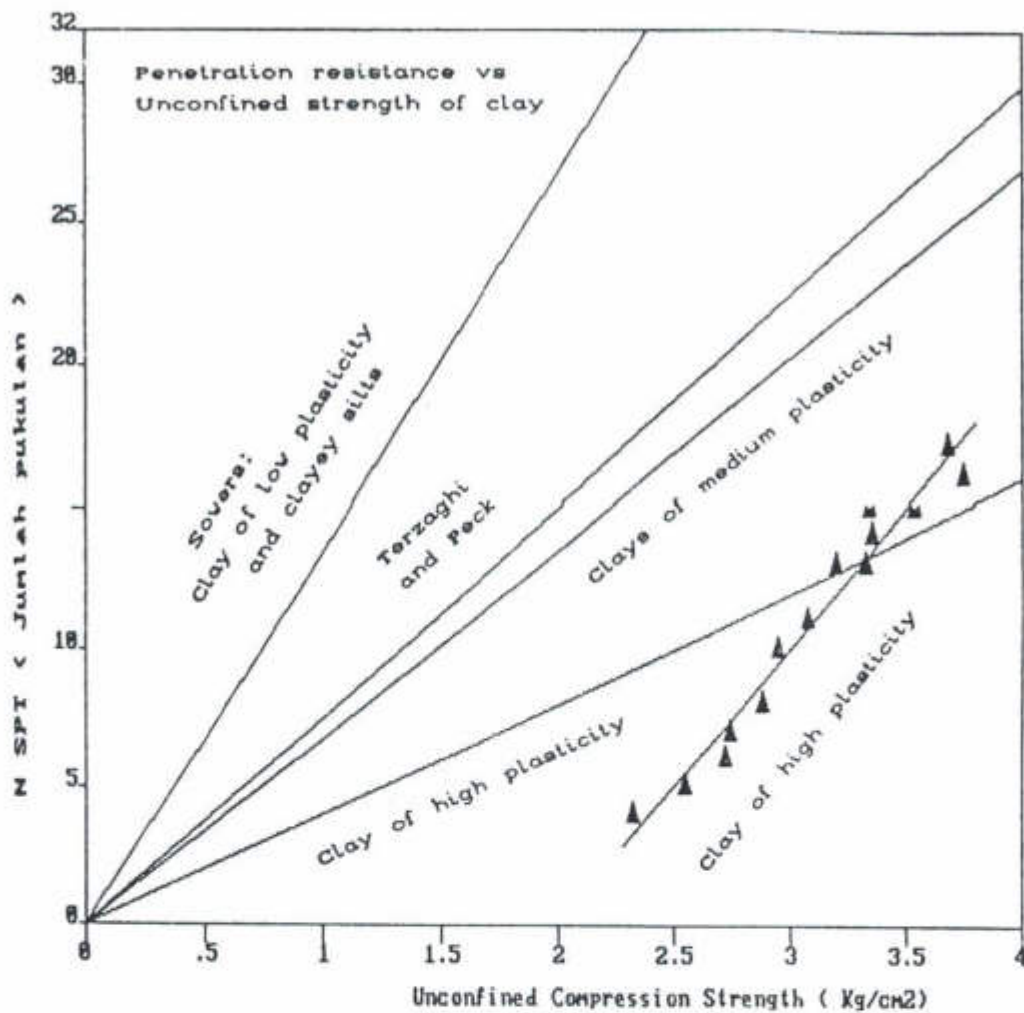
Gambar 4.1.

Hubungan antara N-SPT dengan  $q_u$ .

(Hasil penelitian Triono, 1993).

#### IV.2. Hubungan antara N-SPT dengan $q_u$ .

Pada gambar 4.2. menggambarkan bentuk korelasi antara nilai N-SPT dengan  $q_u$  yang diperoleh dari hasil penelitian, dibandingkan dengan hasil yang didapat menurut Terzaghi dan Peck. Dari hasil yang didapatkan pada penelitian tersebut, dimana batasan untuk nilai N-SPT adalah  $3 < N < 18$  mempunyai kecenderungan kenaikan yang mendekati hasil menurut Terzaghi dan Peck untuk tanah lempung dengan plastisitas yang tinggi. Sedangkan pada gambar 4.2a. apabila nilai N-SPT ditinjau dari 0 sampai 4, maka akan didapatkan suatu bentuk korelasi yang linear dan lebih rendah dari hasil Terzaghi dan Peck untuk tanah lempung dengan plastisitas tinggi. Jadi secara keseluruhan akan diperkirakan bahwa bentuk hubungan antara nilai N-SPT dengan  $q_u$  seperti dilukiskan pada grafik yang didapatkan dari hasil penelitian dilapangan untuk batasan nilai  $0 < N < 32$  lebih cenderung berbentuk parabol.

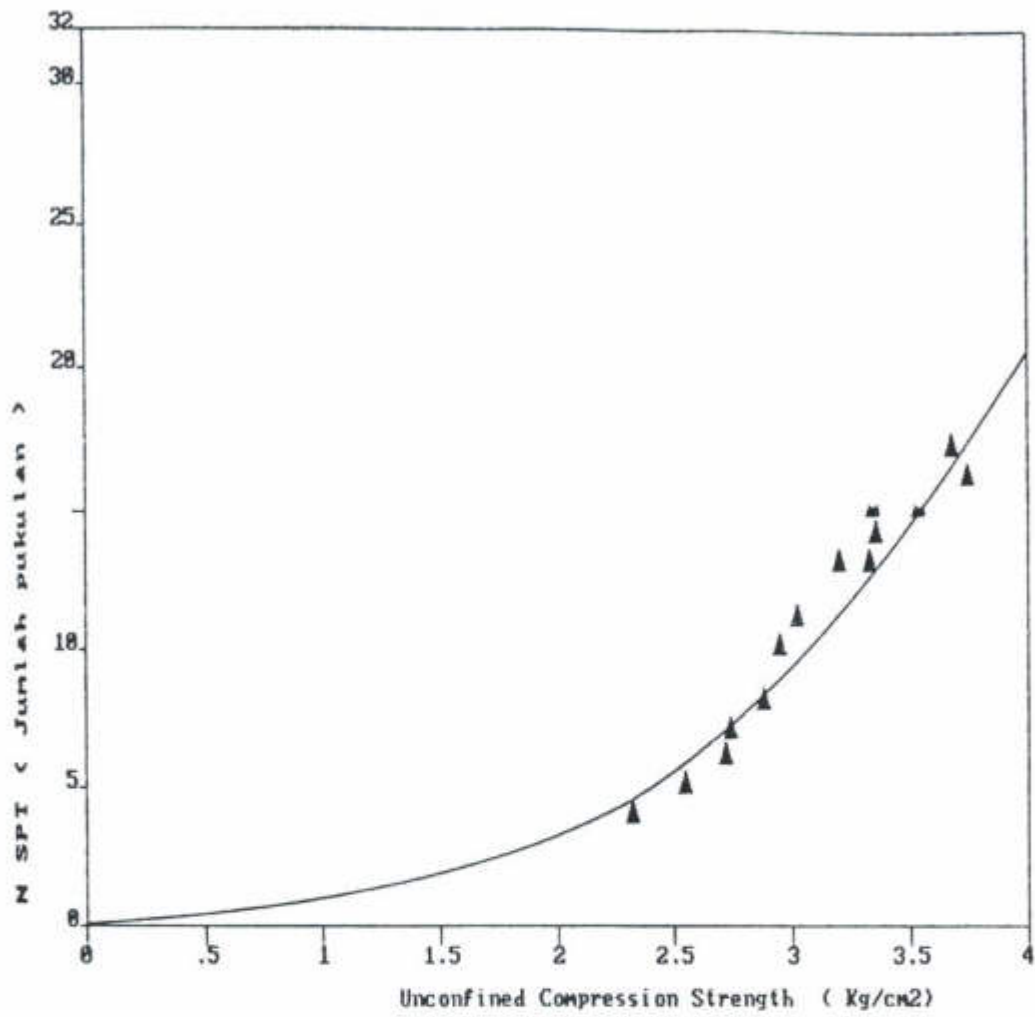


Gambar 4.2.

Hubungan antara N-SPT dengan  $q_u$ .

(Dari hasil penelitian Terzaghi dan Peck, 1971, serta Triono, 1993).





Gambar 4.2a.

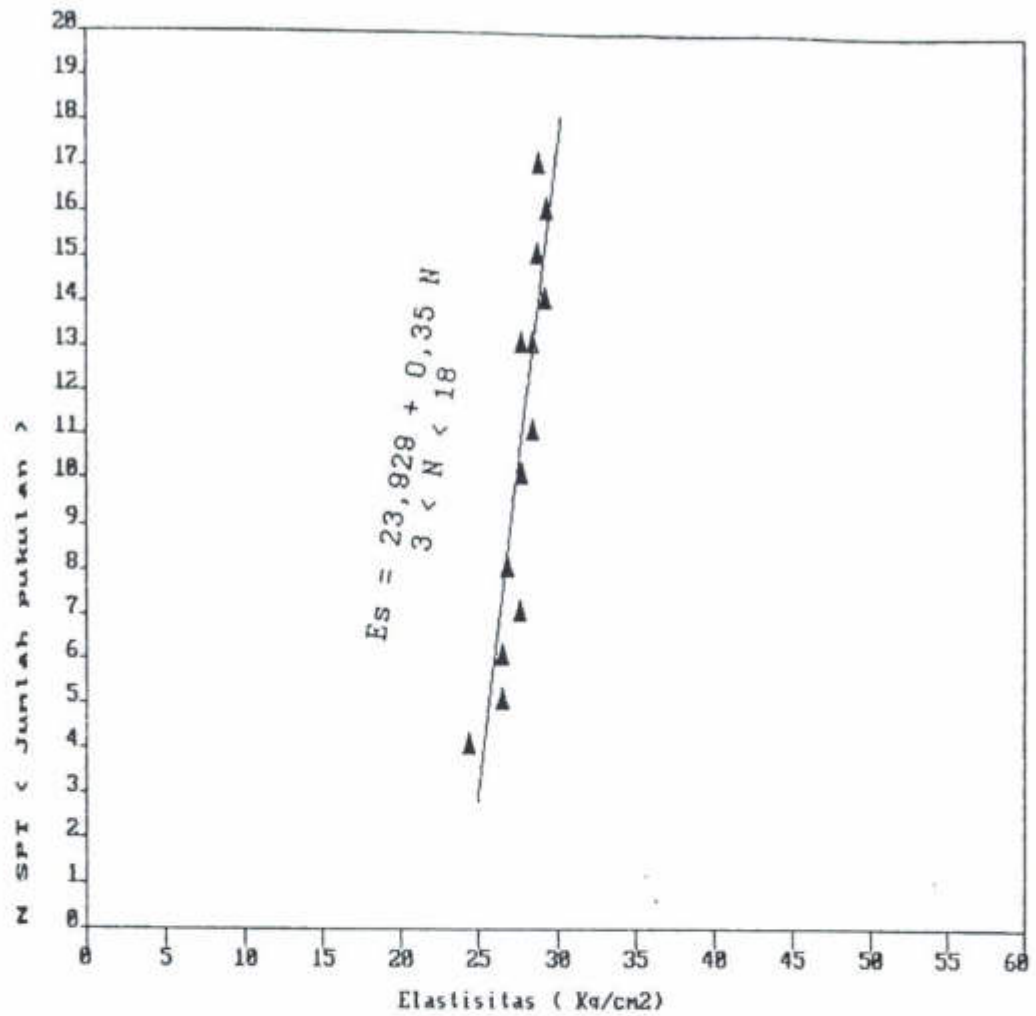
Hubungan antara N-SPT dengan  $q_u$ .  
(hasil penelitian Triono, 1993).

#### IV.3. Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus.

Pada gambar 4.3. menggambarkan bentuk hubungan antara harga N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus pada tanah lempung. Dimana nilai Elastisitas sekan modulus didapatkan dari hasil hubungan antara tegangan dengan regangan yang memotong kurva tegangan-regangan tersebut pada dua titik. Dari kedua hubungan tersebut diatas didapatkan suatu grafik yang berbentuk linear, dengan persamaan :

$$E_s = 23,929 + 0,35 N.$$

Dengan koefisien korelasi  $r = 3,568$  , dimana nilai N adalah  $3 < N < 18$ .



Gambar 4.3.

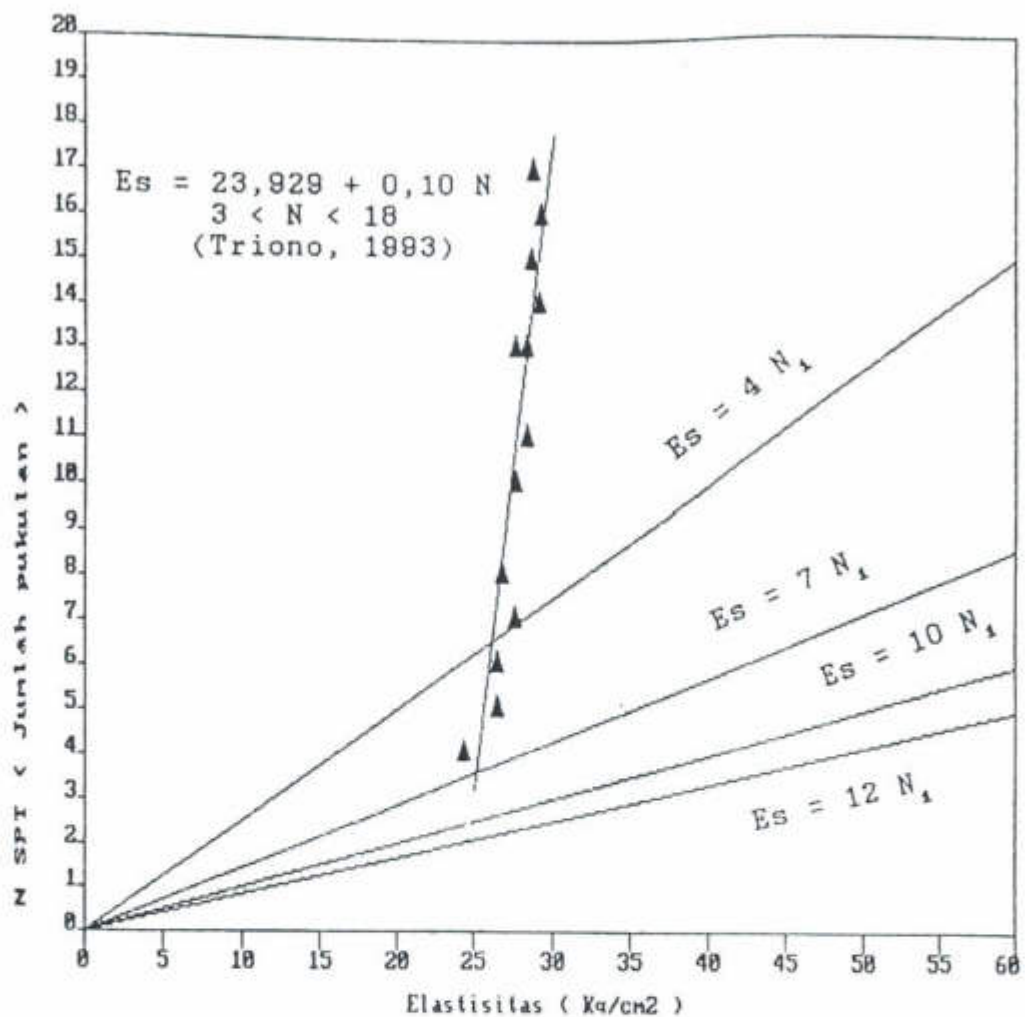
Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus  
(Hasil penelitian Triono, 1993).

#### IV.4. Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus.

Pada gambar 4.4. menggambarkan bentuk korelasi antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus dari hasil penelitian, dibandingkan dengan hasil yang diperoleh menurut Lambe dan Whitman. Dari hasil yang didapatkan pada penelitian tersebut, dimana batasan untuk nilai N-SPT adalah  $3 < N < 18$  mempunyai bentuk korelasi yang linear.

Sedangkan pada gambar 4.4a. apabila nilai N-SPT ditinjau dari 0 sampai 4, maka akan didapatkan suatu bentuk korelasi yang berbentuk linear. Yang mana dari hasil penelitian tersebut mempunyai kecenderungan yang lebih rendah dari hasil yang didapat menurut Lambe dan Whitman dengan  $E_s = 4 N_s$ . (dimana nilai  $N_s$  adalah nilai N-SPT yang telah dikoreksi).

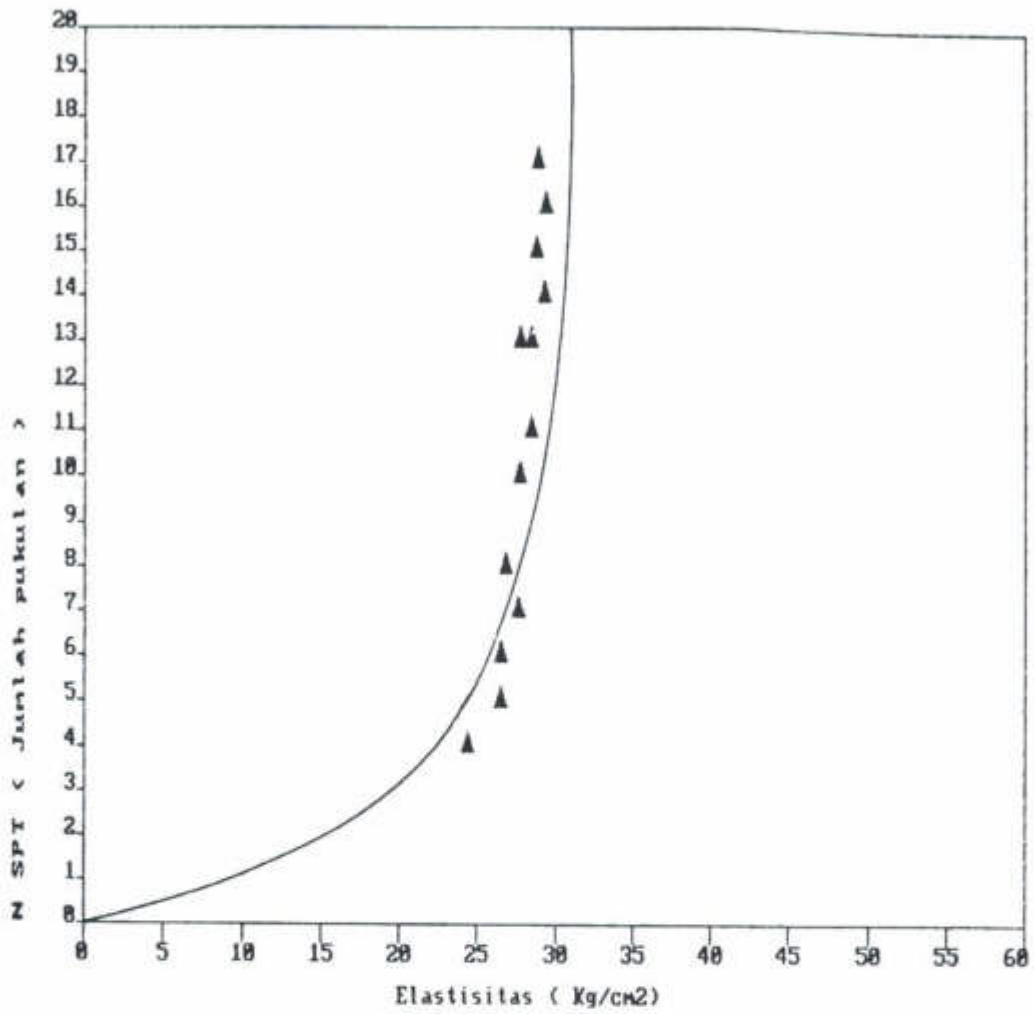
Sedangkan untuk nilai N-SPT apabila ditinjau secara keseluruhan dari batasan  $0 < N < 20$  akan didapatkan suatu bentuk korelasi yang bukan linear lagi, tetapi lebih cenderung dengan parabol.



Gambar 4.4.

Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus.  
 (Dari hasil penelitian Lambe dan Whitman, 1967, serta  
 Triono, 1993).





Gambar 4. 4a.

Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus.

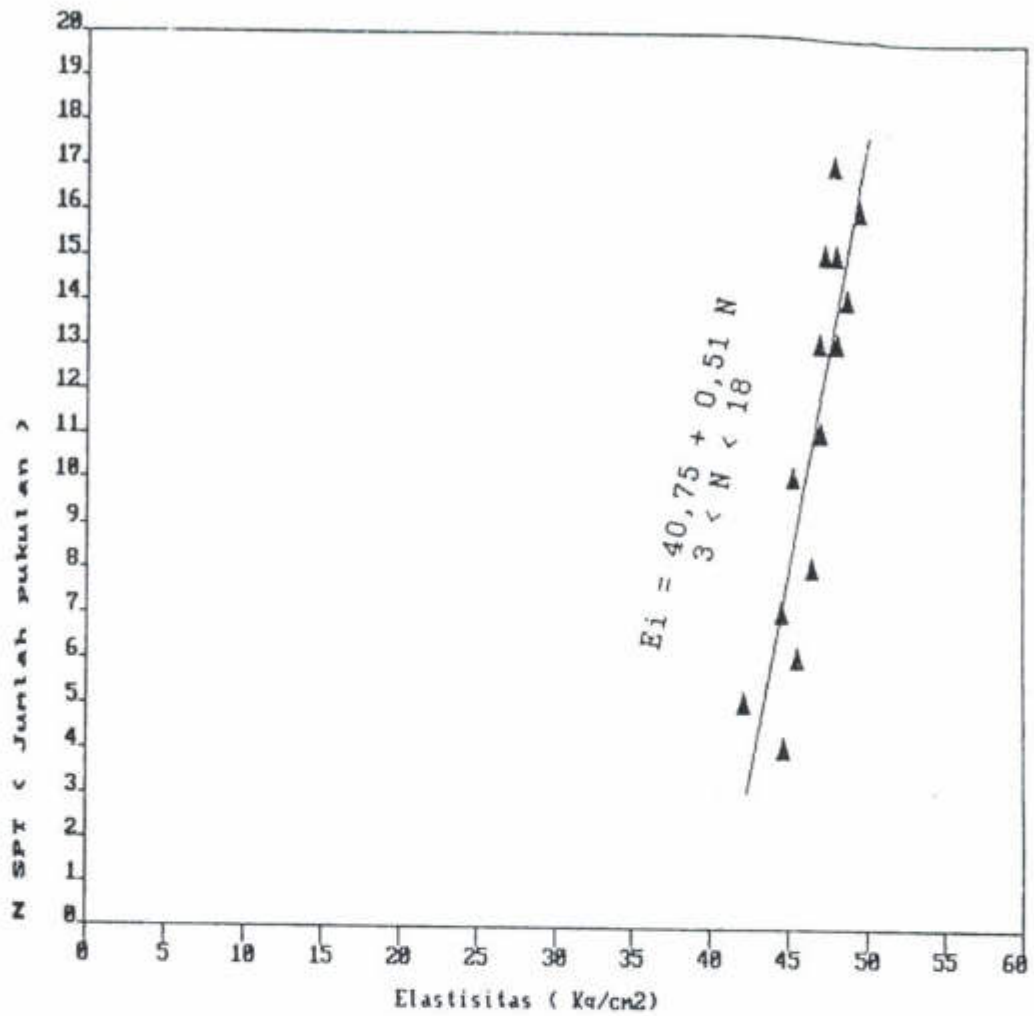
(hasil penelitian Triono, 1993).

#### IV.5. Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus.

Pada gambar 4.5. menggambarkan bentuk korelasi antara N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus pada tanah lempung . Dimana nilai Elastisitas initial tangen modulus didapatkan dari hasil hubungan antara tegangan dengan regangan yang menyinggung kurva tegangan-regangan pada satu titik. Dari kedua hubungan tersebut diatas didapatkan suatu grafik yang berbentuk linear, dengan persamaan :

$$E_t = 40,75 + 0,51 N.$$

Dengan koefisien korelasi  $r = 4,645$ , dimana nilai N adalah  $3 < N < 18$  .



Gambar 4.5.

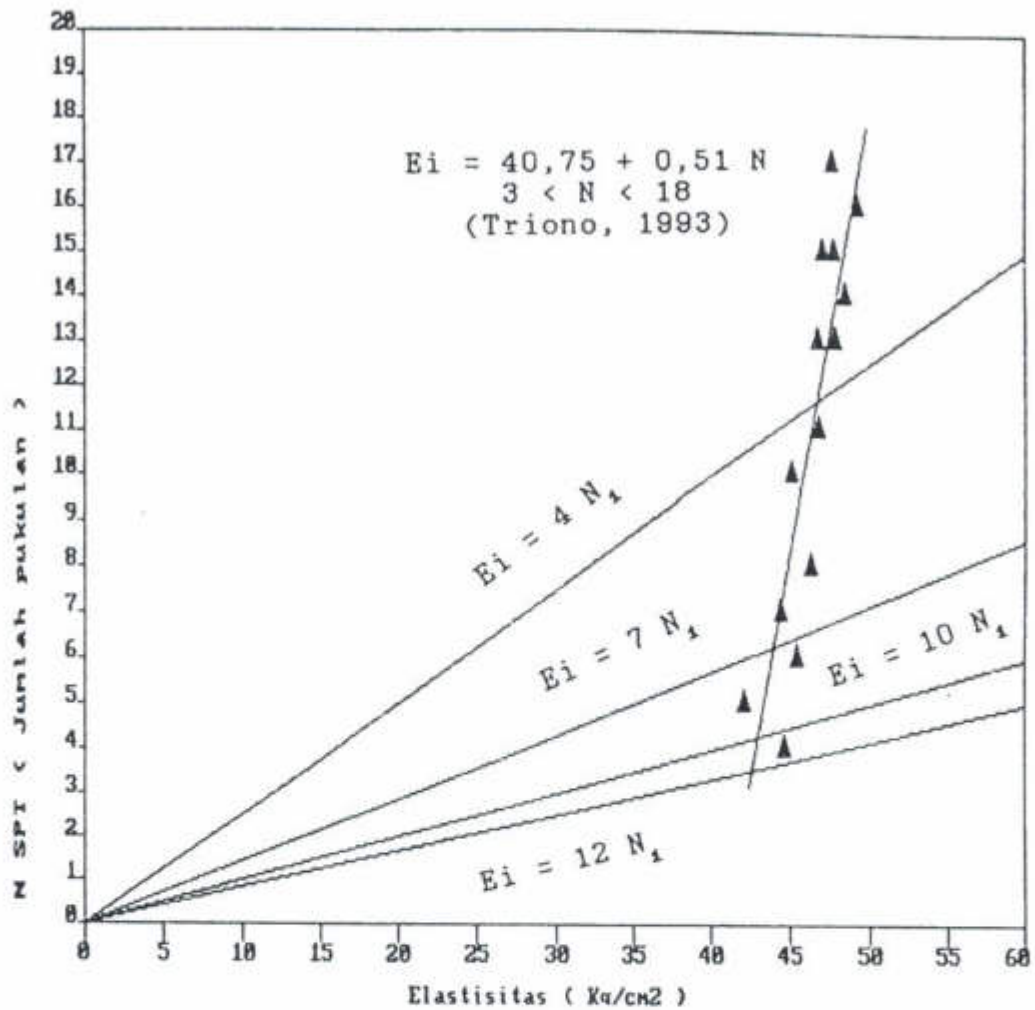
Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas Initial tangen modulus (Hasil penelitian Triono, 1993).

#### IV.6. Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus.

Pada gambar 4.6 menggambarkan bentuk korelasi antara nilai N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus dari hasil penelitian, dibandingkan dengan hasil yang diperoleh menurut Lambe dan Whitman. Dari hasil yang didapatkan pada penelitian tersebut, dimana batasan untuk nilai N-SPT adalah  $3 < N < 18$  mempunyai bentuk korelasi yang linear.

Sedangkan pada gambar 4.6a, apabila nilai N-SPT ditinjau dari 0 sampai 4, maka akan didapatkan suatu bentuk korelasi yang linear, yang mana dari hasil penelitian tersebut mempunyai kecenderungan yang lebih rendah dari hasil yang didapat menurut Lambe dan Whitman dengan  $E_s = 10 N_s$ . (Dimana nilai  $N_s$  adalah nilai N yang telah dikoreksi).

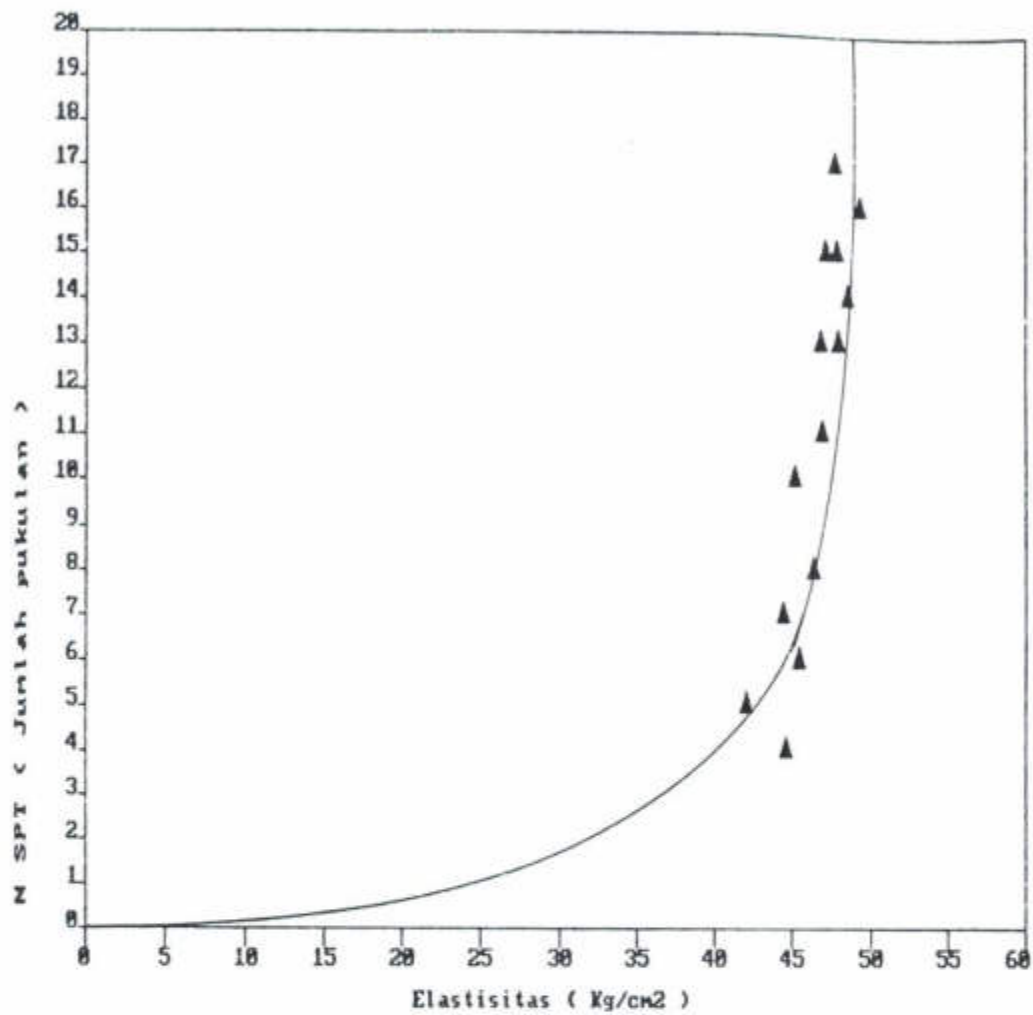
Sedangkan untuk nilai N-SPT apabila ditinjau secara keseluruhan dari batasan  $0 < N < 20$  akan didapatkan suatu bentuk korelasi yang lebih kecenderungan dengan parabol.



Gambar 4.6.

Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas Initial tangen modulus (Dari hasil penelitian Lambe dan Whitman, 1967, serta Triono, 1993).





Gambar 4.6a.

Hubungan antara N-SPT dengan Elastisitas Initial tangen modulus (hasil penelitian Triono, 1993).



## BAB.V.

### KESIMPULAN DAN SARAN.

#### V.1. Kesimpulan.

Dari hasil yang didapatkan pada pengujian N-SPT pada tanah merah yang dilakukan dilapangan dan Unconfined compression strength ( $q_u$ ) dilaboratorium dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Dari gambar yang didapatkan pada hubungan antara nilai N-SPT dengan nilai  $q_u$ , hasil yang didapatkan berupa garis lurus, dimana dengan bertambahnya nilai  $q_u$ , akan bertambah besar pula nilai N-SPT. Sehingga didapatkan suatu persamaan :  $q_u = 1,99 + 0,10 N$ .

Dimana batasan dari nilai N adalah  $3 < N < 18$ , mempunyai kecenderungan kenaikan yang mendekati hasil dari Terzaghi dan Peck.

Jika nilai N-SPT ditinjau dari batasan  $0 < N < 32$ , maka akan didapatkan suatu bentuk korelasi yang berbentuk parabol. Dimana hasil yang didapatkan dari penelitian dilapangan maupun dilaboratorium pada jenis tanah merah yang dilakukan dikampus ISTN Srengseng sawah tidak sesuai dengan hasil yang dilakukan menurut Terzaghi dan Peck.

2. Dari hasil penelitian yang didapat, ternyata nilai N-SPT lebih besar dibandingkan dengan nilai  $q_u$ . hal ini disebabkan karena nilai N-SPT memperhitungkan kemampuan tanah sebenarnya dengan adanya tegangan

tanah pasif dan tegangan keliling ( $\sigma_3$ ) lapangan.

Sedangkan nilai  $q_u$  hanya ditentukan pada uji tekan bebas dan tidak adanya tegangan keliling ( $\sigma_3$ ).

3. Pada gambar yang didapat pada hubungan antara nilai N-SPT dengan Elastisitas sekan modulus, hasil yang didapatkan berupa garis lurus. Dimana dengan sedikit bertambahnya nilai Elastisitas akan mengakibatkan nilai N-SPT jauh meningkat. Dengan bentuk persamaan :  
$$E_s = 23,929 + 0,35 N.$$

Dimana batasan untuk nilai N adalah  $3 < N < 18$ .

Jika nilai N-SPT ditinjau dari  $0 < N < 20$ , maka akan didapatkan suatu bentuk korelasi yang berbentuk parabol. Dari penelitian yang dilakukan dilapangan maupun dilaboratorium tersebut tidak sesuai dengan hasil menurut Lambe dan Whitman.

4. Pada gambar yang didapat pada hubungan antara nilai N-SPT dengan Elastisitas initial tangen modulus, korelasi yang didapat berupa garis lurus. Dengan bentuk persamaan  $E_i = 40,75 + 0,51 N$ . Dimana batasan untuk nilai N-SPT adalah  $3 < N < 18$ .

Apabila nilai N-SPT ditinjau dari  $0 < N < 20$ , maka akan didapatkan suatu bentuk korelasi yang berupa parabol.

## V.2. Saran.

Dari kesimpulan yang didapatkan diatas tersebut, dapat diajukan saran-saran sebagai berikut:

1. Dilanjutkan percobaan untuk nilai  $N$  dari 0 sampai 3, baik untuk menghitung  $q_u$  maupun Elastisitas. Sehingga akan didapatkan hasil hubungan antara  $N$  dengan  $q_u$  dan Elastisitas yang menyeluruh ( $N < 20$ )
2. Sebaiknya dicoba untuk jenis tanah lain, sehingga akan didapat suatu bahan perbandingan dengan tanah merah.



## DAFTAR PUSTAKA

1. Sanglerat, G . 1972, The Penetrometer and Soil Exploration, Elsevier Publishing Company, Amsterdam.
2. Sanglerat, G . 1984, Practical Problems in Soil Mechanics and Foundation Engineering, Elsevier Publishing Company, Amsterdam.
3. NAVFAC DM-7, 1971, Soil Mecahnics, Foundations, and Earth Structures, Design Manual, Department of The Navy Naval Facilities Engineering Command, Alexandria
4. Poulos, H.G, dan Davis, E.H, 1980, Pile Foundation Analysis and Design, John Willey and Sons, New York.
5. Bowles, J.E, 1986, Analisa dan Disain Pondasi.
6. Bowles, J.E, 1989, Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah.
7. Wesley, L.D, 1972, Mekanika tanah, Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.
8. Roy E Hunt, 1984, Geotechnical And Soil Engineering.