

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Tinjauan Umum

Fondasi merupakan suatu komponen penting pada bangunan sipil yang berfungsi menopang struktur yang ada di atasnya serta meneruskan tegangan-tegangan yang terjadi kedalam lapisan tanah. Fondasi ialah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh fondasi dan beratnya sendiri kepada tanah dan batuan yang terletak di bawahnya (Bowles,1993).

Suatu perencanaan fondasi dikatakan benar apabila beban yang diteruskan oleh fondasi ke tanah tidak melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan (Das, 1995). Apabila beban yang diterima oleh tanah melebihi kapasitasnya maka akan terjadi penurunan yang berlebihan dan keruntuhan dari tanah. Hal tersebut dapat menyebabkan kerusakan pada konstruksi di atasnya. Oleh karena itu fondasi suatu bangunan harus diletakkan pada lapisan tanah yang cukup keras dan padat untuk mendukung beban bangunan tanpa menimbulkan penurunan yang berlebihan, serta daya dukung fondasi yang direncanakan nilainya harus lebih besar daripada beban yang bekerja pada fondasi baik beban statik maupun beban dinamikanya.

Ada beberapa faktor dalam pemilihan jenis fondasi. Menurut Sardjono (1988) pemilihan jenis fondasi didasarkan atas :

- 1) Fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh fondasi tersebut.
- 2) Besarnya beban dan beratnya bangunan atas.
- 3) Keadaana tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan.
- 4) Biaya fondasi dibandingkan dengan bangunan atas.

Fondasi dapat dibedakan menjadi dua jenis, yaitu fondasi dangkal (*shallow foundation*) dan fondasi dalam (*deep foundation*). Fondasi dangkal atau fondasi langsung adalah fondasi yang mendukung beban secara langsung. Fondasi dangkal digunakan apabila letak lapisan tanah keras tidak jauh dari permukaan tanah. Sedangkan fondasi dalam adalah fondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras yang terletak relatif jauh dari permukaan tanah. Fondasi tiang pancang (*mini pile*) dan fondasi sumuran merupakan fondasi yang umum

digunakan di lapangan, kecuali proses mobilisasi kendaraan dengan medan yang cukup sulit, maka penggunaan fondasi *bore pile* sebagai alternatif penggunaan fondasi dalam.

## 2.2 Penelitian Terdahulu

Penelitian yang dilakukan oleh Agung Nugraha Sipayung (2019) dengan judul “Analisa Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Dengan Menggunakan Metode Analitis Dan Plaxis V 8.6 Pada Abutment 2 IC Sei Pamulutan STA 07+126 (Studi Kasus Pada Pembangunan Jalan Bebas Hambatan Palembang – Indralaya)” didapatkan hasil bahwa daya dukung *ultimate* fondasi tiang pancang beton diameter 60 cm pada kedalaman tiang 27 m, menggunakan data SPT dengan metode Mayerhoff sebesar 1567,12 Ton. Sedangkan daya dukung *ultimate* tiang pancang dengan metode Elemen Hingga didapatkan hasil sebesar 438,58 Ton. Hasil penurunan tiang pancang yang diperoleh dengan metode Penurunan Elastis didapatkan hasil sebesar 18,147 mm, sedangkan dengan menggunakan Program Plaxis V 8.6 didapatkan hasil sebesar 19,23 mm. Dari hasil yang didapatkan dapat dilihat bahwa daya dukung *ultimate* tiang pancang menggunakan metode Mayerhoff cukup berbeda jauh dengan metode Elemen hingga. Sedangkan penurunan yang dihasilkan dari perhitungan metode Penurunan Elastis tidak jauh berbeda dengan penurunan dengan Program Plaxis V 8.6, besar penurunan yang terjadi lebih kecil dari penurunan yang diijinkan sehingga tiang pancang memenuhi persyaratan dan aman.

Penelitian lain yang dilakukan oleh Thariq Mustaqqa (2019) dengan judul “Anilisis Daya Dukung Dan Penurunan Tiang Pancang Pada *Bore Hole* II Dengan Metode Analitis Dan Plaxis V 8.6 (Studi Kasus Proyek WTP Extention Project DS Limau Manis Tanjung Morawa)” didapatkan hasil bahwa daya dukung *ultimate* fondasi tiang pancang dengan ukuran tiang 25 cm x 25 cm pada kedalaman 6 m, menggunakan data SPT dengan metode Mayerhoff sebesar 200,33 Ton. Sedangkan daya dukung *ultimate* tiang pancang dengan metode Elemen Hingga didapatkan hasil sebesar 150,88 ton. Hasil penurunan tiang pancang yang diperoleh dengan metode Penurunan Elastis didapatkan hasil sebesar 22,94 mm, sedangkan dengan menggunakan metode Elemen Hingga didapatkan hasil sebesar 9,79 mm. Pada penelitian ini dapat dilihat bahwa

perbandingan daya dukung *ultimate* pada metode Mayerhoff dan metode Elemen Hingga didapatkan hasil yang cukup jauh. Sedangkan penurunan yang didapatkan dari metode Penurunan Elastis dan Elemen Hingga berbeda jauh.

Penelitian selanjutnya oleh Anbiya Alfalah dengan judul “Analisis Daya Dukung Pondasi *Bored Pile* Dengan Menggunakan Metode Analitis Dan Program Plaxis V.8.6 (Studi Kasus Proyek Pembangunan Fly Over Simpang Surabaya Kota Banda Aceh Km 0+525)” didapatkan hasil bahwa daya dukung *ultimate* tiang bor untuk diameter 1,2 m dan panjang tiang 66 m menggunakan data SPT yaitu sebesar 1197,63 ton, sedangkan perhitungan dengan menggunakan software Plaxis V 8.6 didapatkan hasil sebesar 1308,50 ton. Penurunan elastis tunggal yang dihasilkan sebesar 13,12 mm, sedangkan penurunan dengan software Plaxis V 8.6 adalah sebesar 58,40 mm. Dapat dikatakan bahwa perbedaan daya dukung *ultimate* fondasi tiang bor dengan menggunakan metode analitis dan program Plaxis V 8.6 tidak jauh berbeda. Untuk nilai penurunan yang didapat dari metode penurunan elastis dan software Plaxis V 8.6 didapatkan hasil yang cukup jauh, namun dari keseluruhan metode perhitungan daya dukung dan penurunan yang terjadi akibat beban kerja, fondasi bored pile masih dalam kategori aman.

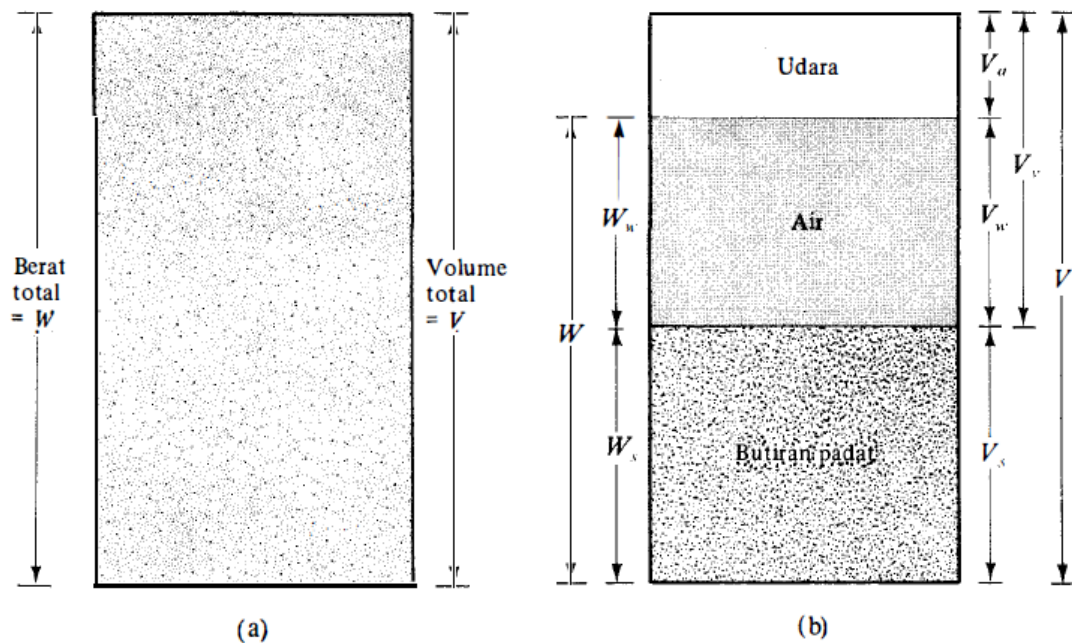
### **2.3 Tanah**

Tanah adalah material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut. Tanah berguna sebagai bahan bangunan pada berbagai macam pekerjaan teknik sipil, di samping itu tanah berfungsi juga sebagai pendukung pondasi dari bangunan (Das, 1995). Tanah adalah pondasi pendukung suatu bangunan, atau bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri seperti tanggul atau bendungan, atau kadang-kadang sebagai sumber penyebab gaya luar pada bangunan. Jadi tanah itu selalu berperan pada setiap pekerjaan teknik sipil (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).

Tanah memiliki karakteristik dan sifat yang berbeda-beda di setiap daerah, hal ini menjadi sebuah tantangan dalam dunia konstruksi dimana para perekayasa konstruksi harus memahami perilaku tanah yang dihadapi dalam perencanaan

konstruksi dengan melakukan penyelidikan dan penelitian terhadap sifat-sifat yang dimiliki tanah.

Tanah terdiri dari tiga komponen, yaitu udara, air dan bahan padat. Udara dianggap tidak mempunyai pengaruh teknis, sedangkan air sangat mempengaruhi sifat-sifat teknis tanah. Ruang diantara butiran-butiran dapat terisi sebagian atau sepenuhnya oleh air atau udara. Bila rongga terisi air seluruhnya, tanah dikatakan dalam kondisi jenuh. Bila rongga terisi udara dan air, tanah pada kondisi jenuh sebagian (*partially saturated*). Tanah kering adalah tanah yang tidak mengandung air sama sekali atau kadar airnya nol. Secara sederhana komponen-komponen tanah dapat dilihat dalam Gambar 2.1 (Braja M Das, 1995:30)



**Gambar 2. 1** (a) Elemen tanah dalam keadaan asli, (b) Tiga fase elemen tanah (Hardiyatmo, 2011)

#### 2.4 Fondasi tiang pancang

Fondasi tiang pancang adalah sebuah tiang yang dipancang kedalam tanah sampai kedalaman yang cukup untuk menimbulkan tekanan gesek pada selimutnya atau tahanan ujungnya (Paulus P.Rahardjo, 2013).

Menurut Hardiyatmo (2002), fondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud, antara lain :

1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat.
2. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga fondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah di sekitarnya.
3. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatis atau momen pengguling.
4. Untuk menahan gaya-gaya horizontal dan gaya yang arahnya miring.
5. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah.
6. Untuk mendukung fondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Tiang pancang adalah bagian-bagian konstruksi yang terbuat dari kayu, beton dan baja, yang digunakan untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah penunjang yang terletak pada kedalaman tertentu. Tiang pancang biasanya berbentuk persegi panjang, silinder ataupun segitiga dengan cara pemasangan yang berbeda-beda seperti dipukul, dibor atau ditumbuk menggunakan drop hammer ke dalam tanah.

Pemakaian tiang pancang sebagai fondasi bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam (Sardjono 1988).

Pada umumnya tiang pancang dipancangkan tegak lurus ke dalam tanah, tetapi apabila diperlukan untuk dapat menahan gaya horizontal maka tiang pancang akan dipancangkan miring (*batter pile*). Sudut kemiringan yang dapat dicapai oleh tiang pancang tergantung daripada alat pancang yang dipergunakan serta disesuaikan pula dengan perencanaannya (Sardjono 1988).

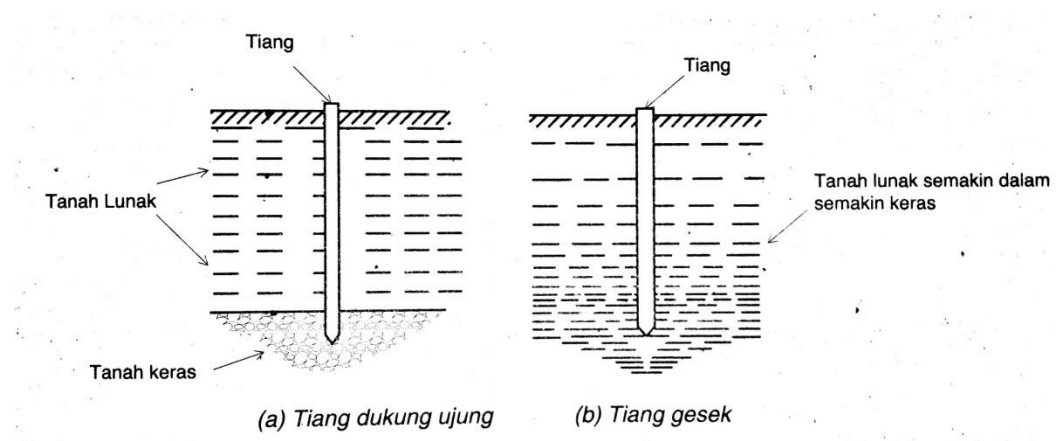
Menurut Hardiyatmo (2002), ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi dua macam, yaitu :

1. Tiang dukung ujung (*End Bearing Pile*)

Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya, tiang dukung ujung berada dalam zona tanah yang lunak yang didasari tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan tanah keras, sehingga dapat mendukung beban yang diperkirakan dengan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas dukung tiang, sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada di bawah ujung tiang.

## 2. Tiang gesek (*Friction Pile*)

Tiang gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara sisi tiang dan tanah di sekitarnya. Tahanan gesek dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah di bawahnya diperhitungkan pada hitungan kapasitas dukung tiang.



**Gambar 2. 2** Tiang ditinjau dari cara mendukung beban (Tomlinson, 1977)

## 2.5 Penyelidikan tanah (*Soil Investigation*)

Penyelidikan tanah (*Soil Investigation*) merupakan langkah awal dalam suatu kegiatan proyek yang berkaitan dengan perencanaan struktur fondasi. Tujuan dari penyelidikan tanah yaitu untuk memberikan gambaran tentang kondisi tanah, jenis tanah, muka air tanah, muka air tertinggi saat banjir, sifat-sifat tanah dan lain sebagainya, yang nantinya akan digunakan untuk perencanaan struktur fondasi.

Menurut Bowles (1993) unsur-unsur penyelidikan tanah harus memberikan:

1. Informasi untuk menentukan jenis fondasi yang diperlukan (dangkal atau dalam).
2. Informasi yang memungkinkan konsultan geoteknik membuat rekomendasi mengenai kapasitas beban yang diijinkan pada elemen fondasi.
3. Data/pengujian laboratorium yang memadai untuk menaksir penurunan (*settlement*).
4. Letak muka air tanah (atau penentuan apakah muka air tanah berada dalam daerah konstruksi).
5. Informasi untuk mengidentifikasi dan menyelesaikan masalah penggalian (papan turap dan mengeluarkan air atau penggalian batu).
6. Identifikasi masalah yang potensial (penurunan, kerusakan yang ada dan lain sebagainya).
7. Identifikasi masalah lingkungan dan pemecahannya.

Penyelidikan tanah (*soil investigation*) dibagi menjadi dua jenis, yaitu:

1. Penyelidikan di lapangan (*in situ test*)  
 Jenis penyelidikan di lapangan seperti pengeboran (*hand boring* ataupun *machine boring*), *Cone Penetration Test* (sondir), *Standard Penetration Test* (SPT), *Sand Cone Test* dan *Dynamic Cone Penetrometer*.
2. Penyelidikan di laboratorium (*laboratory test*)  
 Pengujian sampel tanah dilakukan di laboratorium guna mempelajari sifat-sifat fisik tanah yang diambil dari proses pengeboran tanah. Hasil yang diperoleh dari penyelidikan ini dapat digunakan untuk menghitung kapasitas daya dukung ultimit dan penurunan. Jenis penyelidikan di laboratorium terdiri dari uji *index properties* tanah (*Atterberg Limit*, *Water Content*, *Spesific Gravity*, *Sieve Analysis*) dan *engineering properties* tanah (*Direct Shear Test*, *Triaxial Test*, *Consolidation Test*, *Permeability Test*, *Compaction Test*, dan CBR).

### 2.5.1 Pengambilan contoh tanah

Penyelidikan tanah di lapangan dilakukan untuk memperoleh contoh tanah (*soil sampling*) yang dapat dibedakan menjadi dua jenis, yaitu:

- a. Tanah tidak terganggu (*undisturbed soil*)

Tanah tidak terganggu merupakan contoh tanah yang masih menunjukkan sifat-sifat asli tanah tersebut. Contoh tanah ini tidak mengalami perubahan dalam struktur, kadar air (*water content*), susunan kimia, dan pori-pori yang ada pada tanah. Contoh tanah seperti ini tidak mungkin diperoleh, tetapi dengan teknik pelaksanaan yang baik, maka kerusakan-kerusakan pada contoh tanah tersebut dapat diminimalisir. *Undisturbed soil* digunakan untuk percobaan engineering properties.

b. Tanah terganggu (*disturbed soil*)

Tanah terganggu merupakan contoh tanah yang diambil tanpa adanya usaha-usaha tertentu untuk melindungi struktur asli tanah tersebut. Disturbed soil digunakan untuk percobaan uji analisa saringan, batas-batas atterberg, pengujian berat jenis dan lain-lain.

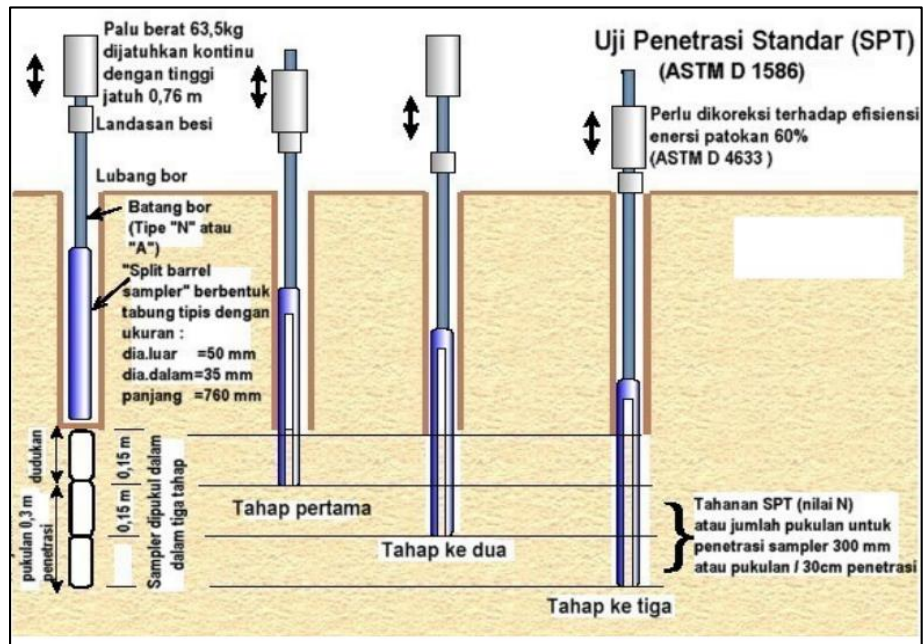


### 2.5.2 *Standard Penetration Test (SPT)*

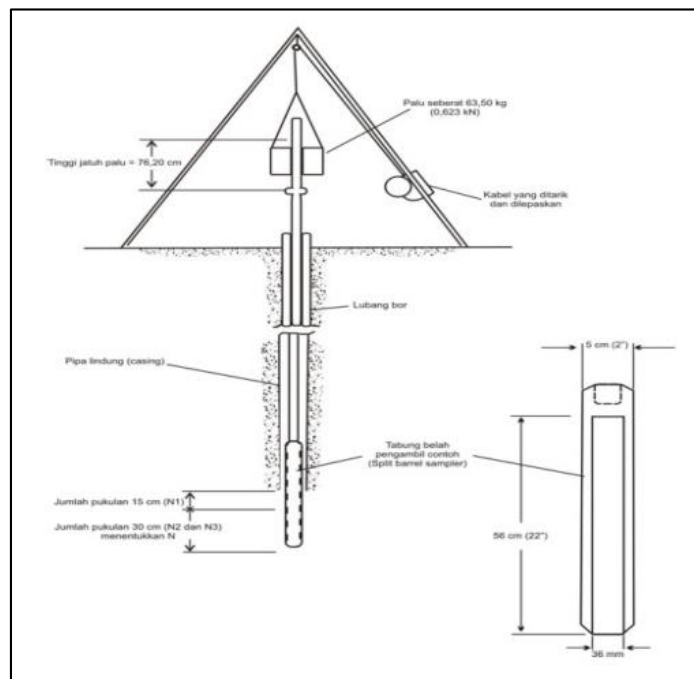
*Standard Penetration Test (SPT)* adalah suatu metode penyelidikan tanah yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui, baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh tanah terganggu dengan teknik penumbukan. Uji SPT terdiri atas uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah, disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukkan tabung belah sedalam 300 mm vertikal.

Standar ini menetapkan cara uji penetrasi lapangan dengan SPT, untuk memperoleh parameter perlawanan penetrasi lapisan tanah dilapangan dengan SPT. Parameter tersebut diperoleh dari jumlah pukulan terhadap penetrasi konus, yang dapat dipergunakan untuk mengidentifikasi peralapisan tanah yang merupakan bagian dari desain fondasi. Standar ini menguraikan tentang prinsip-prinsip cara uji penetrasi lapangan dengan SPT meliputi: sistem peralatan uji penetrasi di lapangan yang terdiri atas peralatan penetrasi konus dengan SPT dan perlengkapan lainnya; persyaratan peralatan dan pengujian; cara uji; laporan uji; dan contoh uji. Cara uji ini berlaku untuk jenis tanah pada umumnya (SNI 4153 : 2008).

Pengujian *Standard Penetration Test* dilakukan dengan memukul sebuah tabung standar kedalam lubang bor sedalam 450 mm menggunakan hammer dengan berat 63,5 kg yang jatuh bebas dari ketinggian 760 mm. Pelaksanaan pengujian dibagi dalam tiga tahap, yaitu setiap interval 15 cm dilakukan pemukulan dan perhitungan jumlah pukulan untuk memasukkan split spoon sampel ke dalam tanah sedalam (3x15) cm. Tahap pertama dicatat sebagai dudukan, sementara jumlah pukulan untuk memasukkan tahap ke-dua dan tahap ke-tiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT (dinyatakan dalam pukulan / 0,3 m) Uji SPT dilakukan pada setiap 2 m pengeboran dan dihentikan pada saat uji SPT N diatas 60 N berturut-turut sebanyak tiga kali.



Gambar 2. 3 Skema urutan Standard Penetration Test (SNI 4153-2008)



Gambar 2. 4 Alat percobaan Standard Penetration Test (SNI 4153-2008)

### 2.5.3 Cone Penetration Test (CPT)

Cone Penetration Test (CPT) atau uji sondir merupakan suatu proses memasukkan alat sondir kedalam tanah untuk memperoleh parameter-parameter perlawanan penetrasi lapisan tanah di lapangan. Parameter tersebut berupa perlawanan konus ( $q_c$ ), perlawanan geser ( $f_s$ ), angka banding geser ( $R_f$ ), dan geseran total tanah ( $T_f$ ), yang dapat digunakan untuk interpretasi perlapisan tanah yang merupakan bagian dari desain fondasi. Hasil Cone Penetration Test disajikan dalam bentuk diagram sondir yang memperlihatkan hubungan antara kedalaman sondir dibawah muka tanah dan besarnya nilai perlawanan konus ( $q_c$ ) serta jumlah hambatan lekat ( $TF$ ). Uji sondir dilaksanakan hingga mencapai lapisan tanah keras atau hingga kedalaman maksimal dimana alat ini dilengkapi dengan *Adhesion Jacket Cone* tipe Bagemann yang dapat mengukur nilai perlawanan konus (*cone resistance*) dan hambatan lekat (*local friction*) secara langsung dilapangan.

Menurut ASTM D 3441-75T alat sondir standar memiliki luas penampang ujung konus sebesar  $10 \text{ cm}^2$ , sudut puncak  $60^\circ$  dan luas selimut sebesar  $150 \text{ cm}^2$ , penetrasi yang dilakukan dengan manual atau hidrolik dengan kecepatan tidak lebih dari  $2 \text{ cm/det}$ . Alat sondir terdiri dari konus atau bikonus yang dihubungkan dengan batang penyanggah (*casing*). Kemudian alat sondir ditekan kedalam tanah dengan bantuan mesin sondir hidrolik yang digerakkan secara manual.

Pembacaan tahanan ujung konus dan hambatan lekat menggunakan alat ukur manometer yang dilakukan secara manual dan bertahap setiap interval kedalaman  $20 \text{ cm}$ . Kemudian baru diukur gesekan selimut sehingga hasil laporan adalah pengurangan pembacaan kedua terhadap pembacaan pertama. Selanjutnya dilakukan perhitungan berdasarkan rumus sebagai berikut:

- Hambatan lekat (HL) dihitung dengan rumus :

$$HL = (JP - PK) / AB \dots \dots \dots (2.1)$$

- Jumlah hambatan lekat (JHL) dihitung dengan rumus :

$$JHL_i = \sum_{i=0}^n HL \dots \dots \dots (2.2)$$

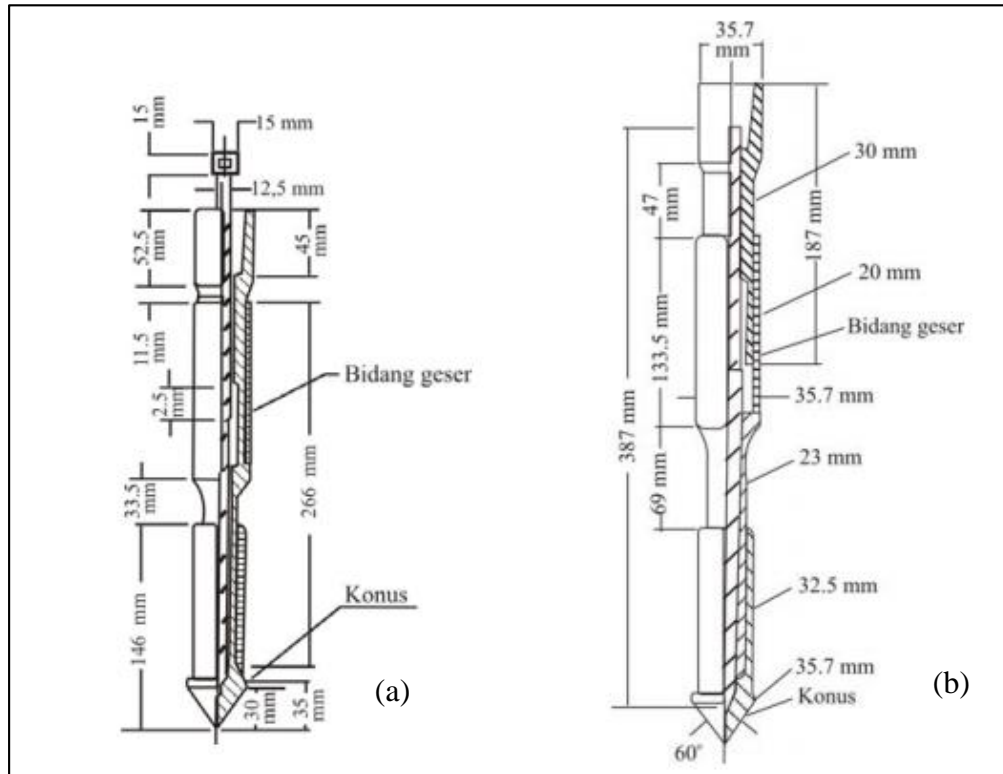
Dimana :

PK = Perlawanan penetrasi konus ( $q_c$ )

JP = Jumlah perlawanan (ujung konus + selimut)

A = Interval pembacaan =  $20 \text{ cm}$

- B = Faktor alat = luas konus/luas torak =  $10 \text{ cm}^2$   
 I = Kedalaman lapisan yang ditinjau



**Gambar 2.5** (a) Konus dalam keadaan tertekan, (b) Konus dalam keadaan terbenteng (SNI 2827:2008)

## 2.6 Daya Dukung Tiang Pancang

Kapasitas daya dukung tiang adalah kapasitas tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2010). Jika satuan yang digunakan dalam kapasitas daya dukung fondasi dangkal adalah satuan tekanan (kPa), maka dalam kapasitas daya dukung tiang satuannya adalah satuan gaya (kN).

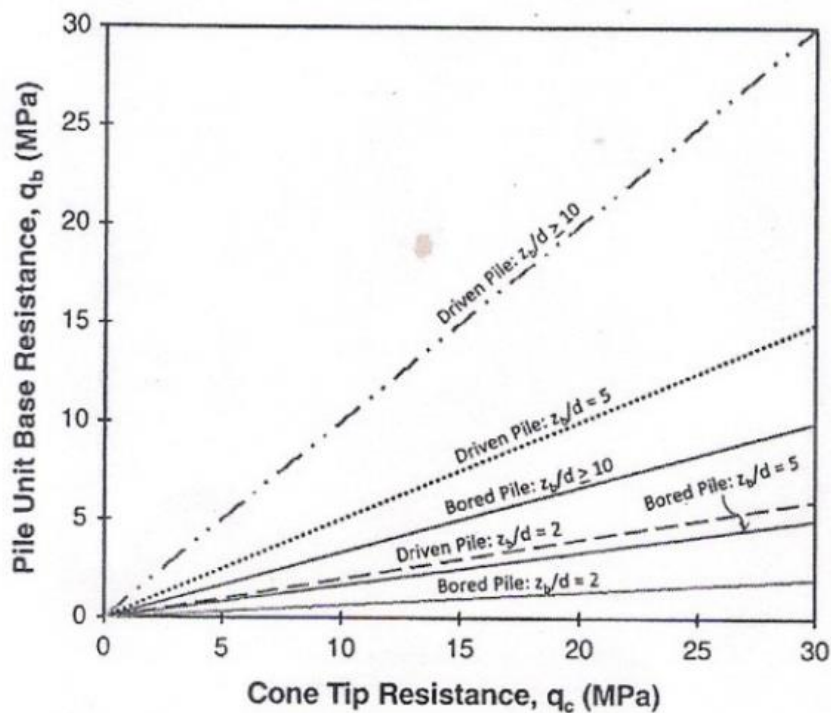
Hitungan kapasitas daya dukung tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan statis dan dinamis. Hitungan kapasitas daya dukung tiang secara statis dilakukan menurut teori Mekanika Tanah, yaitu dengan mempelajari sifat-sifat teknis tanah. Sedangkan hitungan dengan cara dinamis dilakukan dengan menganalisis kapasitas ultimit dengan data yang diperoleh dari data hasil hitungan kapasitas tiang yang didasarkan pada teori Mekanika Tanah.

**2.6.1 Daya Dukung Tiang Berdasarkan Hasil CPT**

Penentuan daya dukung fondasi tiang dengan menggunakan data CPT dapat dilakukan dengan metode analitis antara lain Metode Mayerhof (1983), Metode Schmertmann-Nottingham (1975), dan deRuiter dan Berigen (1979).

**2.6.1.1 Metode Mayerhof (1983)**

Mayerhof (1983) mengembangkan hasil uji CPT dan *loading test* pada tiang pancang dan tiang bor untuk menyajikan persamaan desain dan grafik yang akurat, dimana efek dari diameter ujung tiang juga diperhitungkan.



**Gambar 2. 6** Hubungan Tahanan Ujung dengan qc CPT (Sumber : Meyerhof 1983)

Komponen daya dukung tersebut diperoleh dengan:

$$f_p = n_{sf} \cdot f_s \dots \dots \dots (2.3)$$

$$q_b = q_1 \cdot \frac{L}{L_c} \leq q_1 \dots \dots \dots (2.4)$$

Untuk menghitung daya dukung selimut tiang dapat juga menggunakan persamaan berikut:

$$Q_s = TF \times p \dots \dots \dots (2.5)$$

Dimana:

$f_p$  = tahanan selimut tiang (ton/m<sup>2</sup>)

$q_b$  = tahanan ujung tiang (ton/m<sup>2</sup>)

$q_l$  = rata-rata  $q_c$  pada jarak 4D ke atas dan 1 D ke bawah dari ujung tiang (ton/m<sup>2</sup>)

$L$  = Panjang tiang (m)

$L_c$  = 10D – 40D = panjang kritis tiang (m)

$D$  = Dimensi tiang (m)

$TF$  = total friksi (kg/cm)

$P$  = keliling penampang tiang (m)

$n_{fs}$  = faktor reduksi untuk tahanan selimut tergantung pada jenis tiang

**Tabel 2. 1** Variasi nilai  $n_{sf}$

$n_{sf}$	Jenis Tiang
1	<i>Driven Pile</i>
0,7	<i>Drilled Shaft</i>

### 2.6.1.2 Metode Schmertmann-Nottingham (1975)

Metode yang diberikan oleh Schmertmann dan Nottingham (1975) ini hanya berlaku untuk fondasi tiang pancang. Schmertmann dan Nottingham menganjurkan perhitungan daya dukung ujung fondasi tiang mengikuti cara Bagemann, yaitu dengan meninjau perlawanan ujung sondir hingga jarak 8D diatas ujung tiang dan dari 0,7D hingga 4D di bawah ujung tiang dimana D adalah diameter tiang, sehingga:

$$Q_p = \frac{qc_1 + qc_2}{2} \cdot A_p \dots \dots \dots (2.6)$$

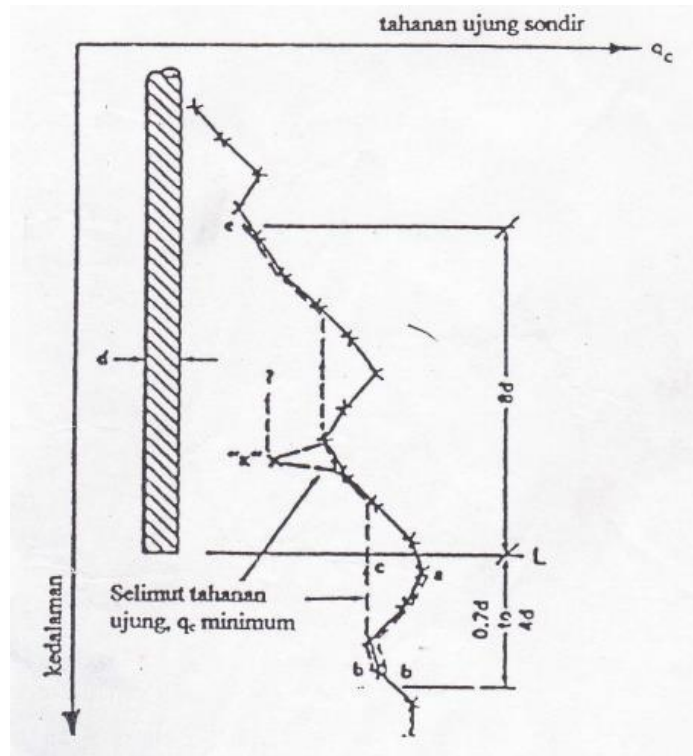
Dengan:

$Q_p$  = Daya dukung ujung ultimit tiang

$qc_1$  = nilai  $q_c$  rata-rata pada 0,7D ~ 4D dibawah ujung tiang

$qc_2$  = nilai  $q_c$  rata-rata dari ujung tiang hingga 8D di atas ujung tiang

$A_p$  = luas proyeksi penampang tiang



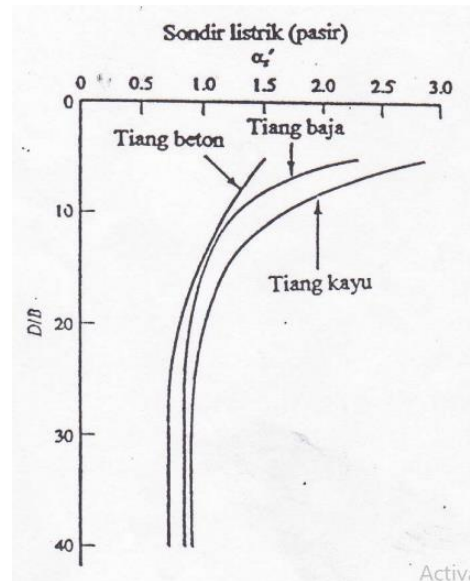
**Gambar 2. 7** Perhitungan Daya Dukung Ujung (Sumber : Schmertmann, 1978)

Bila zona tanah lembek dibawah tiang masih terjadi pada kedalaman 4D ~ 10D, maka perlu dilakukan reduksi terhadap nilai rata-rata tersebut. Pada umumnya nilai perlawanan ujung diambil tidak lebih dari 100 kg/cm<sup>2</sup> untuk tanah pasir dan tidak melebihi 75 kg/cm<sup>2</sup> untuk tanah pasir kelanauan.

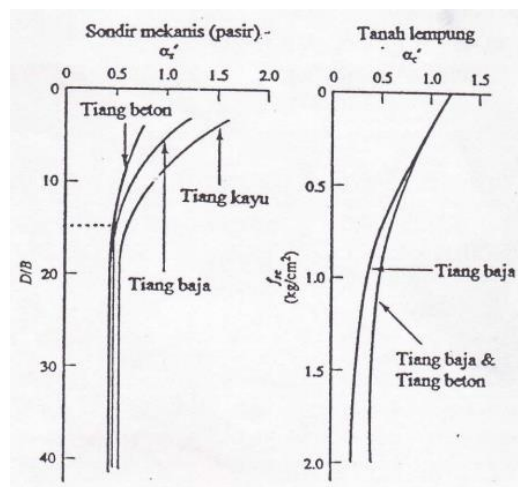
Untuk menghitung daya dukung selimut tiang maka digunakan formula sebagai berikut :

$$Q_s = K_{s,c} [ \sum_{z=0}^{8D} \frac{z}{8D} \cdot fs \cdot As + \sum_{z=8D}^L fs \cdot As ] \dots\dots\dots(2.7)$$

K<sub>s</sub> dan K<sub>c</sub> adalah faktor reduksi yang nilainya tergantung kepada kedalaman dan nilai gesekan selimut (fs).



**Gambar 2. 8** Faktor koreksi gesekan selimut tiang pada sondir listrik  
(Sumber : Nottingham, 1975 dalam Manual Fondasi Tiang 4<sup>th</sup> ed, Paulus P.Rahardjo,2013)



**Gambar 2. 9** Faktor koreksi gesekan selimut tiang pada sondir mekanis  
(Sumber : Nottingham, 1975 dalam Manual Fondasi Tiang 4<sup>th</sup> ed, Paulus P.Rahardjo,2013)



Apabila tanah terdiri dari berbagai lapisan pasir dan lempung, Schmertmann menganjurkan untuk menghitung daya dukung setiap lapisan secara terpisah. Namun perlu diingat bahwa nilai  $K_{s,c}$  pada persamaan diatas dihitung berdasarkan total kedalaman tiang. Nilai  $f_s$  dibatasi hingga  $1,2 \text{ kg/cm}^2$  untuk tanah pasir dan  $1,0 \text{ kg/cm}^2$  untuk pasir kenalauan.

### 2.6.1.3 Metode deRuiter dan Berigen (1979)

Untuk tiang pada pasir tahanan ujung satuan sama dengan metode Schmertmann dan Nottingham. Untuk tiang pada tanah lempung, tahanan ujung satuan ditentukan dari analisis tegangan total seperti halnya pada teori kapasitas dukung fondasi dangkal pada tanah lempung :

$$F_b = 5 \cdot c_u ; \text{ dibatasi } f_b \leq 150 \text{ kg/cm}^2 (15000 \text{ kN/m}^2)$$

$$C_u = \frac{q_c}{N_k} \dots \dots \dots (2.8)$$

Dengan :

$$f_b = \text{tahanan ujung satuan, maksimum } 150 \text{ kg/cm}^2 (15000 \text{ kN/m}^2)$$

$$C_u = \text{kohesi tak terdrainase (undrained)}$$

$$N_k = \text{koefisien tak berdimensi, nilainya antara 15 sampai 20, biasanya diambil 20}$$

Untuk tiang pada pasir, tahanan gesek satuan dipilih nilai terkecil dari nilai gesek satuan sisi konus ( $q_f$ ) dan  $q_c/300$

Untuk tiang pada tanah kohesif (lempung), tahanan gesek satuan ditentukan dari nilai kohesi tak terdrainase ( $c_u = q_c/20 = 0,05 q_c$ ) :

$$F_s = \alpha \cdot c_u = c_u (q_c/N_k) = 0,05 \cdot \alpha \cdot q_c \dots \dots \dots (2.9)$$

Dengan :

$$F_s = \text{tahanan gesek satuan, dengan nilai maksimum } 1,2 \text{ kg/cm}^2 (120 \text{ kPa})$$

$$C_u = \text{kohesi tak terdrainase (undrained)}$$

$$\alpha = \text{faktor adhesi, diambil 1 untuk lempung terkonsolidasi normal, dan 0,5 untuk lempung terkonsolidasi berlebihan}$$

$$N_k = \text{koefisien tak berdimensi, nilainya antara 15 sampai 20, biasanya diambil 20}$$

### 2.6.2 Daya Dukung Tiang Dari Uji Penetrasi Standar (SPT)

Penentuan daya dukung fondasi tiang dengan menggunakan data SPT dapat dilakukan dengan metode analitis antara lain Metode Mayerhof (1976), Metode Schmertmann (1967), dan Metode Brown (2001).

### 2.6.2.1 Metode Meyerhof (1976)

Meyerhof (1956) menganjurkan formula daya dukung untuk tiang pancang sebagai berikut :

$$Q_u = 40 N_b \cdot A_p + 0,2 N \cdot A_s \dots \dots \dots (2.10)$$

Dimana :

$Q_u$  = daya dukung ultimit fondasi tiang pancang (ton)

$N_b$  = harga N-SPT pada elevasi dasar tiang

$A_p$  = luas penampang dasar tiang (m<sup>2</sup>)

$A_s$  = luas selimut tiang (m<sup>2</sup>)

$N$  = harga N-SPT rata-rata

Untuk tiang dengan desakan tanah yang kecil seperti tiang bor dan tiang baja H, maka daya dukung selimut hanya diambil separuh dari formula diatas menjadi :

$$Q_{ult} = 40 N_b \cdot A_p + 0,1 N \cdot A_s \dots \dots \dots (2.11)$$

Harga batas untuk  $N_b$  adalah 40 dan harga batas untuk  $0,2 N$  adalah 10 ton/m<sup>2</sup>.

Mayerhof (1976) memberikan persamaan untuk menghitung tahanan ujung tiang sebagai berikut:

$$q_p = 0,4 \cdot p_a \cdot N_{60} \cdot \frac{L}{D} \leq 4 \cdot p_a \cdot N_{60} \dots \dots \dots (2.12)$$

Dimana :

$N_{60}$  = rata-rata NSPT pada kedalaman 10D diatas dan 4D dibawah ujung tiang

$p_a$  = tekanan atmosfer (100 kN/m<sup>2</sup> atau 2000 lb/ft<sup>2</sup>)

Mayerhof (1976) menyatakan bahwa nilai  $N$  yang digunakan pada tanah pasir dalam persamaan 2.13 di atas merupakan nilai  $N$  yang telah dikoreksi terhadap tegangan vertikal efektif. Untuk unit tahanan ujung  $q_p$  (kPa) tiang pancang pada tanah pasir dan gravel yang dibawahnya ada lapisan yang lunak, Mayerhof (1976) merekomendasikan persamaan :

$$q_p = 400 \overline{N'}_o + \frac{(40 \overline{N'}_B - 40 \overline{N'}_o)}{b} D_B \dots \dots \dots (2.13)$$

$$q_p \leq 400 \overline{N'}_B \dots \dots \dots (2.14)$$

Dimana :

$\overline{N'}_o$  = Nilai rata-rata  $N_{SPT}$  yang telah dikoreksi terhadap tegangan vertikal efektif pada lapisan lunak dibawah lapisan pendukung.

$\overline{N'B}$  = Nilai rata-rata  $N_{SPT}$  yang telah dikoreksi terhadap tegangan vertikal efektif pada lapisan pendukung.

$D_B$  = Panjang pembenaman tiang pada lapisan pendukung.

$b$  = diameter tiang (m)

Nilai batas  $400 \overline{N'B}$  tercapai ketika panjang pembenaman tiang pada lapisan pendukung mencapai 10 kali diameter tiang.

Panjang tiang yang duduk pada lapisan pasir pendukung homogen, unit tahanan ujung dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$q_p = \frac{(40 \overline{N'B} - D_B)}{b} \leq 400 \overline{N'B} \dots \dots \dots (2.15)$$

### 2.6.2.2 Metode Schmertmann (1967)

Schmertmann menggunakan korelasi N-SPT dengan tahanan ujung sondir  $q_c$  untuk menentukan daya dukung gesekan dan daya dukung ujung fondasi tiang. Tabel memberikan ikhtisar dari usulan Schmertmann tersebut. Tabel ini berlaku untuk fondasi tiang pancang dengan penampang tetap.

**Tabel 2. 2** Nilai gesekan selimut dan tahanan ujung untuk desain fondasi tiang pancang

Jenis Tanah	Deskripsi	Gesekan Selimut (kg/cm <sup>2</sup> )	Tahanan Ujung (kg/cm <sup>2</sup> )
Pasir bersih <sup>a</sup>	GW, GP, GM, SW, SP, SM	0.019· $N_{SPT}$	3.2· $N_{SPT}$
Lempung lanau bercampur pasir, pasir kelanauan, lanau	GC, SC, ML, CL	0.04· $N_{SPT}^{**}$	1.6· $N_{SPT}$
Lempung plastis	CH, OH	0.05· $N_{SPT}^{**}$	0.7· $N_{SPT}$
Batu gamping rapuh, pasir berkarang	-	0.01· $N_{SPT}$	3.6· $N_{SPT}$

Keterangan :

a : Berlaku untuk di atas maupun di bawah muka air

\* : Untuk  $N > 60$ , diambil  $N = 60$

\*\* : Dianjurkan untuk memberikan reduksi pada lempung teguh dan lempung pasir

(Sumber : Schmertmann, 1967 dalam Manual Fondasi Tiang 4<sup>th</sup> ed, Paulus P.Rahardjo, 2013)

### 2.6.2.3 Metode Brown (2001)

Metode Brown (2001) menggunakan korelasi empiris hasil pengujian SPT ( $N_{60}$ ) untuk menghitung nilai unit tahanan selimut dan ujung tiang. Dasar metode brown ini adalah dari korelasi 71 hasil pengujian statis tiang pada proyek Caltrans di berbagai variasi tanah. Jenis tiang yang diuji termasuk tiang pancang pipa (dengan ujung tertutup dan terbuka), tiang baja H dan tiang pancang beton pratekan. Metode ini juga mempertimbangkan kondisi pembebanan tekan tarik serta metode instalasi tiang (menggunakan system impak dan vibrasi).

Persamaan unit tahanan selimut tiang yang diusulkan adalah:

$$f_s = F_{vs} (A_b + B_b \cdot N_{60}) \dots\dots\dots(2.16)$$

$N_{60}$  adalah nilai  $N_{SPT}$  yang telah dikoreksi terhadap efisiensi energy dan  $F_{vs}$  adalah faktor reduksi untuk pemancangan tiang dengan cara vibrasi.  $A_b$  dan  $B_b$  ditentukan dari analisa regresi data-data berdasarkan jenis tanah yang ditunjukkan pada Tabel.

Unit tahanan ujung pada system pemancangan menggunakan beban impak dapat dihitung dengan persamaan:

$$q_p = 170 \cdot N_{60} \text{ (kpa)} \dots\dots\dots(2.17)$$

Pada pemancangan tiang baja H dan pipa ujung terbuka, Brown merekomendasikan untuk menghitung daya dukung ujung menggunakan persamaan:

$$Q_p = q_p (A_t + A_{tp} \cdot F_p) \dots\dots\dots(2.18)$$

Persamaan di atas disamping mempertimbangkan luas actual ujung tiang ( $A_t$ ) pada tiang baja H dan tiang pipa ujung terbuka juga mengakomodasi tahanan tanah yang menempel (*soil plug*) pada area ujung tiang. Faktor  $F_p = 0,42$  untuk tiang pipa ujung terbuka atau  $= 0,67$  untuk tiang baja H.

**Tabel 2. 3** Nilai-nilai faktor reduksi untuk metode Brown

Kondisi Beban	Metode Instalasi	Jenis Tanah	$F_{vs}$	$A_b$ kPa	$B_b$ kPa/bpf
Tekan	Impak	Clay to Sand	1.0	26.6	1.92
Tekan	Impak	Gravelly Sand to Boulders	1.0	42.6	42.6
Tekan	Impak	Rock	1.0	138.0	138.0
Tarik	Impak	Clay to Sand	1.0	25.0	1.8
Tarik	Impak	Gravelly Sand to Boulders	1.0	40.0	0.0
Tarik	Impak	Rock	1.0	130	0.0
Tarik	Vibrasi	Clay to Sand	0.68	25.0	1.8
Tarik	Vibrasi	Gravelly Sand to Boulders	0.68	40.0	0.0
Tarik	Vibrasi	Rock	0.68	130.0	0.0

(Sumber: FHWA,2006 dalam Manual Fondasi Tiang 4th ed, Paulus P.Rahardjo, 2013)

### 2.6.3 Daya Dukung Tiang Berdasarkan Data Kalendering

Daya dukung ultimit tiang secara dinamik didasarkan pada hubungan antara daya dukung tiang pancang dengan energi pemancangan tiang, serta menganggap perlawanan tanah pada saat pemancangan adalah sama dengan kapasitas tiang untuk memikul beban dalam keadaan statis. Pada tanah yang bersifat plastis, hubungan antara tahanan tiang sementara (saat proses pemancangan) dan tahanan tiang permanen akibat beban yang diterapkan tidak menentu. Pada tanah jenis ini, tahanan gesek tiang selama proses pemancangan sangat lebih kecil dibandingkan dengan tahanan gesek sesudah waktu yang lama. Namun, tahanan tiang terhadap pukulan dinamik jauh lebih besar daripada tahanan beban statis yang diterapkan pada periode waktu yang lama.

Metode dinamis didasarkan pada prinsip-prinsip impuls-momentum yang terjadi pada saat pemancangan. Prinsip ini dipengaruhi oleh berat dan ketinggian hammer. Hasil pemancangan diperoleh data *elastic rebound* dan *final set* yang digunakan untuk menghitung apakah suatu tiang pancang telah mencapai daya dukung yang cukup. Alat pancang yang digunakan pada umumnya berupa *diesel*

hammer dan hydraulic hammer. Biasanya pengujian kalendering pada proses pemancangan tiang pancang merupakan item wajib yang harus dilakukan dan menjadikan laporan untuk proyek.

Alat-alat yang digunakan saat pengujian kalendering biasa berupa kertas millimeter blok, selotip, spidol dan kayu penahan spidol agar selalu pada posisinya. Pengambilan data kalendering dilakukan pada saat tiang mencapai tanah keras, penetrasi atau penurunan tiang lebih kecil dari 1 cm dan rebound hammer sudah terlihat tinggi.

Berikut beberapa formula dinamis yang digunakan dalam perhitungan daya dukung tiang pancang :

1. Hiley (1930)

Rumus Hiley dapat digunakan dalam menghitung kapasitas dukung tiang pancang dan nilai faktor aman yang sering digunakan adalah SF = 3.

$$Q_u = \frac{ehWh}{s+K} \times \frac{Wr+N^2p}{W+p} \dots\dots\dots(2.19)$$

Dimana :

$Q_u$  = Daya dukung ultimate (ton)

$Q_a$  = Daya dukung izin  $Q_a = \frac{Q_u}{3}$  (ton)

eh = efisiensi pemukul (hammer efficiency)

$W_r$  = Berat ram (ton)

p = berat tiang termasuk berat penutup tiang (*pile cap*), *driving shoe* dan blok penutup (*cap block*) (juga termasuk *anvil* untuk pemukul uap aksi dobel) (ton)

h = Tinggi jatuh pemukul

s = Penetrasi per pukulan

k = Rata – rata rebound untuk 10 pukulan terakhir (m)

n = koefisien restitusi

**Tabel 2. 4** Nilai Efisiensi eh

Tipe	Efisiensi
Pemukul jatuh (drop hammer)	0,75 - 1
Pemukul aksi tunggal (single acting hammer)	0,75 - 0,85
Pemukul aksi dobel (double acting hammer)	0,85
Pemukul diesel (diesel hammer)	0,85 - 1

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II)

Nilai-nilai koefisien restitusi  $n$  ditunjukkan dalam Tabel 2.5 dimana nilai-nilai aktualnya bergantung pada tipe dan kondisi bahan capblock dan bantalan kepala tiang.

**Tabel 2. 5** Koefisien Restitusi  $n$  (ASCE, 1941)

<b>Material</b>	<b>n</b>
<i>Broomed wood</i>	0
Tiang kayu (ujung tidak rusak)	0,25
Bantalan kayu padat pada tiang baja	0,32
Bantalan kayu padat di atas tiang baja	0,4
Landasan baja pada baja (steel on steel anvil), pada tiang baja atau beton	0,5
Pemukul besi cor pada tiang beton tanpa penutup (cap)	0,4

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II)

## 2. Engineering New Modified (ENR)

Pada perumusan ini hammer dan tiang saling bertumbukan di mana hammer yang menerima tumbukan tersebut, dan pada saat bertumbukkan perlawanan tanah bertambah, kemudian konstan pada saat berpindah tempat dan akhirnya kembali nol.

$$Q_u = \frac{eh.W.h}{s+C} \times \frac{W+(p \times e^2)}{W+p} \dots\dots\dots(2.20)$$

Dimana :

$Q_u$  = Daya dukung *ultimate* (ton)

$Q_a$  = Daya dukung izin  $Q_a = \frac{Q_u}{3}$  (ton)

$eh$  = Efisiensi pemukul (hammer *efficiency*)

$W_r$  = Berat hammer (ton)

$p$  = Berat tiang pancang (ton)

$h$  = Tinggi jatuh hammer (m)

$s$  = Penetrasi pukulan terakhir (sepuluh pukulan terakhir) (m)

$C$  = Konstanta *temporary elastic compression*

$n$  = Koefisien restitusi

**Tabel 2. 6** Nilai Konstanta C

Type Alat / <i>hammer</i>	Nilai konstanta C
<i>Drop hammer</i>	25,4 mm (1 inch)
<i>Diesel Hammer</i>	
<i>Single acting hammer</i>	
<i>Steam hammer</i>	2,54 mm (0,1 inch)
<i>Double acting hammer</i>	

(Sumber : Analisis dan Perancangan Fondasi II)

### 3. Eytelwein Formula

$$Q_u = \frac{2 \times e_h \times W \times h}{s + C \left( \frac{p}{W} \right)} \dots\dots\dots(2.21)$$

Dimana :

$Q_u$  = Daya dukung *ultimate* (ton)

$Q_a$  = Daya dukung izin  $Q_a = \frac{Q_u}{6}$  (ton)

$e_h$  = Efisiensi pemukul (*hammer efficiency*)

$W_r$  = Berat hammer (ton)

$p$  = Berat tiang pancang (ton)

$h$  = Tinggi jatuh hammer (m)

$s$  = Penetrasi pukulan terakhir (sepuluh pukulan terakhir) (m)

$C$  = Konstanta *temporary elastic compression*

$n$  = Koefisien restitusi

### 4. Metode Janbu (1953), Mansur dan Hunter (1970)

$$Q_u = \frac{e_h \times W_r \times h}{K_u \times s} \dots\dots\dots(2.22)$$

Dengan :

$$K_u = C_d \left[ 1 + \left( 1 + \frac{\lambda}{c_d} \right)^{0.5} \right] \dots\dots\dots(2.23)$$

$$C_d = 0,75 + 0,15(W_p/W_r) \dots\dots\dots(2.24)$$

$$\lambda = \frac{e_h \times E_h \times L}{A \times E \times S^2} \dots\dots\dots(2.25)$$

Dimana :

$Q_u$  = Daya dukung *ultimate* (ton)

$Q_a$  = Daya dukung izin  $Q_a = \frac{Q_u}{FK(3-6)}$  (ton)



$e_h$  = Efisiensi pemukul (*hammer efficiency*)

$W_r$  = Berat hammer (ton)

$p$  = Berat tiang pancang (ton)

$h$  = Tinggi jatuh hammer (m)

$s$  = Penetrasi pukulan terakhir (sepuluh pukulan terakhir) (m)

#### 5. Metode AASHTO

AASHTO memberikan persamaan untuk menghitung daya dukung tiang pancang berdasarkan data uji kalendering sebagai berikut :

$$Q_u = \frac{2 \times h(W_r \times A_r \times p)}{s+C} \dots\dots\dots(2.26)$$

Dimana :

$C$  = 2,5 cm (d disesuaikan dengan konsosten)

$A_r$  = Luas penampang pemukul ( $\text{cm}^2$ )

$P$  = Tekanan uap

$s$  = Penetrasi akhir (cm)

Untuk aksi tunggal dan gravitasi  $A_r \times p = 0$

$W_r$  = Berat *hammer* (ton)

$h$  = Tinggi jatuh *hammer* (m)

#### 6. Metode Olsen dan Flaate

Pada metode ini daya dukung tiang dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q_u = \frac{e_h \times E_h}{s+C} \dots\dots\dots(2.27)$$

Dengan :

$C_1$  =

$$\sqrt{\frac{e_h \times E_h \times L}{2 \times A \times E}} \dots\dots\dots(2.28)$$

Dimana :

$Q_u$  = Daya dukung ultimate (ton)

$Q_a$  = Daya dukung izin  $Q_a = \frac{Q_u}{FK(3-6)}$  (ton)

$E$  = Modulus elastisitas bahan tiang ( $\text{kN/m}^2$ )

$e_h$  = Efisiensi pemukul

$L$  = Panjang tiang pancang (m)

$E_h$  = Tenaga palu pabrik ( $W_r \times h$ )

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

$C$  = Konstanta temporary elastic compression

#### 7. Gates Formula

##### a. Single Acting Hammer

$$Q_u = a \times \sqrt{e_h \times W_r \times h} \times (b - \log S) \dots\dots\dots(2.29)$$

##### b. Double Acting Hammer

$$Q_u = a \times \sqrt{e_h \times E_h} \times b - \log S \dots\dots\dots(2.30)$$

Penetapan nilai koefisien a dan b harus memperhatikan satuan yang dipakai:

**Tabel 2. 7** Nilai Koefisien a dan b

Satuan	a	b
Standar Internasional ( <i>metric</i> )	104.25	2.4
<i>British Standar</i>	27	1

**Tabel 2. 8** Penetapan Nilai Koefisien  $\alpha$

Jenis <i>Hammer</i>	$\alpha$
Drop <i>hammer</i>	0.75
Semua tipe <i>hammer</i> lain	0.85

Dimana :

$Q_u$  = Daya dukung ultimate (ton)

$Q_a$  = Daya dukung izin  $Q_a = \frac{Q_u}{3}$  (ton)

$e_h$  = Efisiensi pemukul

$E_h$  = Energi pukulan alat (ton.m)

$h$  = Tinggi jatuh (m)

$W_r$  = Berat hammer (ton)

#### 8. Formula EN (Engineering News) (1881)

$$Q_u = \frac{W_r \times h}{s + l_{in}}$$

Dimana :

$Q_u$  = Daya dukung *ultimate* (ton)

$Q_a$  = Daya dukung izin  $Q_a = \frac{Q_u}{FK(3-6)}$  (ton)

$s$  = Penetrasi akhir (cm)

#### 9. Formula *Pacific Coast Uniform Building Code* (PCUBC)

##### a. Single Acting Hammer

$$Q_u = \frac{e_h \times W_r \times h}{s + C_p} \times \frac{W_r + (p \times 0.1^2)}{W_r + p} \dots \dots \dots (2.31)$$

##### b. Double Acting Hammer

$$Q_u = \frac{e_h \times E_h}{s + C_p} \times \frac{W_r + (p \times 0.1^2)}{W_r + p} \dots \dots \dots (2.32)$$

#### 10. Formula Sanders (1851)

$$Q_u = \frac{W_r \times h}{s} \dots \dots \dots (2.33)$$

Dimana :

$Q_u$  = Daya dukung *ultimate* (ton)

$Q_a$  = Daya dukung izin  $Q_a = \frac{Q_u}{8}$  (ton)

$W_r$  = Berat hammer (ton)

$h$  = Tinggi jatuh hammer (m)

$s$  = Penetrasi pukulan terakhir (sepuluh pukulan terakhir) (m)

### 2.7 Daya Dukung Kelompok Tiang

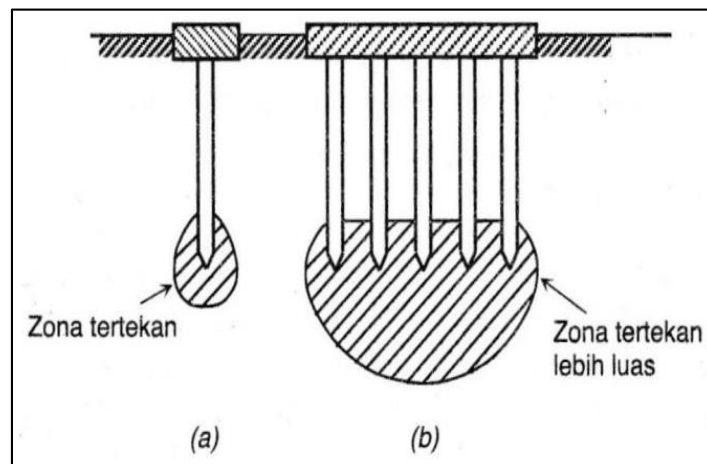
Daya dukung kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah daya dukung tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau dipancang pada lapisan tanah yang tidak mudah mampat, namun di bawahnya terdapat lapisan lunak. Dalam kondisi tersebut, stabilitas kelompok tiang tergantung dari dua hal, yaitu :

- Daya dukung tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang dalam mendukung beban total struktur.

- Pengaruh penurunan konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang.

Jika tiang-tiang dipancang pada lapisan yang agak kuat tapi dapat mampat (misalnya lempung kaku), atau dipancang pada lapisan yang tidak mudah mampat (misalnya pasir padat), tetapi lapisan tersebut berada di atas lapisan tanah lunak, maka daya dukung kelompok tiang mungkin lebih rendah dari jumlah daya dukung masing-masing tiang. Hal ini, karena daya dukung ijin fondasi tiang akan dibatasi oleh penurunan toleransi.

Penurunan kelompok tiang lebih besar dari penurunan tiang tunggalnya, pada beban struktur yang sama. Hal ini, karena pada tiang tunggal luas zona tertekan pada bagian bawah tiang sangat lebih kecil dari pada luas zona tertekan untuk kelompok tiang, sehingga penurunan kelompok tiang menjadi lebih besar dari pada penurunan tiang tunggal.



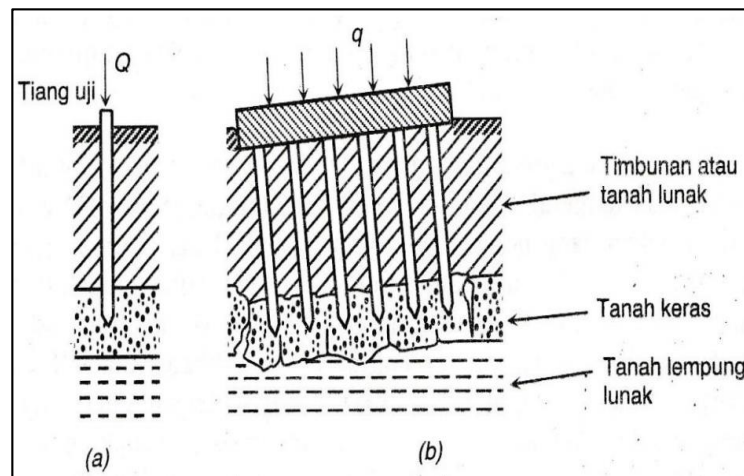
**Gambar 2. 10** Perbandingan zona tanah tertekan (Tomlinson, 1977)

- Tiang tunggal
- Kelompok tiang

(Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi II, Hary Christady Hardiyatmo, Edisi Kedua, 2011)

Tomlinson (1977) menjelaskan perbedaan pengaruh tekanan tiang pada tanah pendukung untuk tiang tunggal dan kelompok tiang, seperti ditunjukkan dalam Gambar 2. Di dalam gambar, dibandingkan antara sebuah tiang dari kelompok tiang yang dibebani (dalam uji beban tiang) dengan kelompok tiang

saat beban total bangunan telah bekerja (Gambar 2.). Tiang-tiang didukung oleh lapisan tanah kuat, yang berada di atas lapisan tanah lunak.



**Gambar 2. 11** Perbedaan tekanan tiang pada tanah pendukung (Tomlinson, 1977)

- a) Uji tiang tunggal. Tekanan ke tanah lunak kecil.
- b) Kelompok tiang. Tekanan pada lapisan tanah lunak sangat besar.

Lapisan tanah padat tidak mengalami tekanan yang besar pada tiang tunggal, namun ketika semua tiang pada kelompok tiang di beri beban, zona tertekan berkembang sampai tanah lunak sehingga bisa mengakibatkan penurunan yang besar atau bisa sampai terjadi keruntuhan bangunan yang didukung oleh kelompok tiang tersebut.

## 2.8 Faktor Keamanan

Menurut Pugsley (1966), untuk menentukan faktor keamanan dapat digunakan klasifikasi struktur sebagai berikut :

- a) Bangunan monumental, seperti menara, monument, tugu monumental, dan lain-lain. Pada umumnya memiliki umur rencana lebih dari 100 tahun.
- b) Bangunan permanen, seperti bangunan-bangunan gedung, jembatan, jalan raya, jalan kereta api. Pada umumnya memiliki umur rencana sekitar 50 tahun.
- c) Bangunan sementara, pada umumnya memiliki umur rencana kurang dari 25 tahun, bahkan setelah pembangunan permanen yang didukung selesai, bangunan sementara ini langsung dibongkar. Sebagai contoh: cofferdam, bracing untuk galian tanah, jembatan sementara dan lain-lain.

Reese dan O'Neill (1989) menyarankan pemilihan faktor aman (F) untuk perancangan fondasi tiang yang dipertimbangkan faktor-faktor sebagai berikut:

- 1) Tipe dan kepentingan dari struktur
- 2) Variabilitas tanah (tanah tidak uniform)
- 3) Ketelitian penyelidikan tanah
- 4) Tipe dan jumlah uji tanah yang dilakukan
- 5) Ketersediaan data di tempat (uji beban tiang)
- 6) Pengawasan/control kualitas di lapangan
- 7) Kemungkinan beban desain actual yang terjadi selama beban layanan struktur

Nilai faktor keamanan menurut Reese & O'Neill dilihat dari klasifikasi struktur dan jenis control terdapat pada tabel 2.

**Tabel 2. 9** Faktor keamanan menurut Reese & O'Neill

<b>Klasifikasi Struktur</b>	<b>Faktor Keamanan</b>			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
<b>Monumental</b>	2,3	3	3,5	4
<b>Permanen</b>	3	2,5	2,8	3,4
<b>Sementara</b>	1,4	2,0	2,3	2,8

## 2.9 Efisiensi Dan Kapasitas Kelompok Tiang

Daya dukung tiang gesek (*friction pile*) pada tanah lempung akan berkurang jika jarak tiang semakin dekat. Beberapa pengamatan menunjukkan, bahwa daya dukung total dari kelompok tiang gesek (*friction pile*), khususnya tiang dalam tanah lempung, sering lebih kecil dibandingkan hasil kali daya dukung tiang tunggal dikalikan dengan jumlah tiang dalam kelompoknya. Jadi, besarnya daya dukung total menjadi tereduksi dengan nilai reduksi yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya. Nilai

pengali terhadap daya dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan pengaruh dari kelompok tiang, disebut dengan efisiensi tiang ( $E_g$ ).

Menurut Coduto (1994), efisiensi tiang ( $E_g$ ) bergantung pada beberapa faktor, antara lain:

1. Jumlah, panjang, diameter, susunan dan jarak tiang.
2. Model transfer beban (tahanan gesek terhadap tahanan dukung ujung).
3. Prosedur pelaksanaan pemasangan tiang.
4. Urutan pemasangan tiang.
5. Macam tanah.
6. Waktu setelah pemasangan tiang.
7. Interaksi antara pelat penutup tiang (pile cap) dengan tanah
8. Arah dari beban yang bekerja.

### 2.9.1 Metode *Converse-Labarre*

Beberapa persamaan efisiensi tiang telah diusulkan untuk menghitung daya dukung kelompok tiang, namun semuanya hanya bersifat pendekatan. Persamaan-persamaan yang diusulkan didasarkan pada susunan tiang, jarak relatif dan diameter tiang, dengan mengabaikan panjang tiang, variasi bentuk tiang yang meruncing, variasi sifat tanah dengan kedalaman dan pengaruh muka air tanah. Salah satu dari persamaan-persamaan efisiensi tiang tersebut, yang disarankan oleh *Converse-Labarre formula*, sebagai berikut :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \dots \dots \dots (2.34)$$

Dengan :

$E_g$  = efisiensi kelompok tiang

$m$  = jumlah baris tiang

$n$  = jumlah tiang dalam satu baris

$\theta$  =  $\text{arc tg } d/s$ , dalam derajat

$s$  = jarak pusat ke pusat tiang (m)

$d$  = diameter tiang (m)

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai :

$$E_g = \frac{Q_g}{nQ_u} \dots\dots\dots(2.35)$$

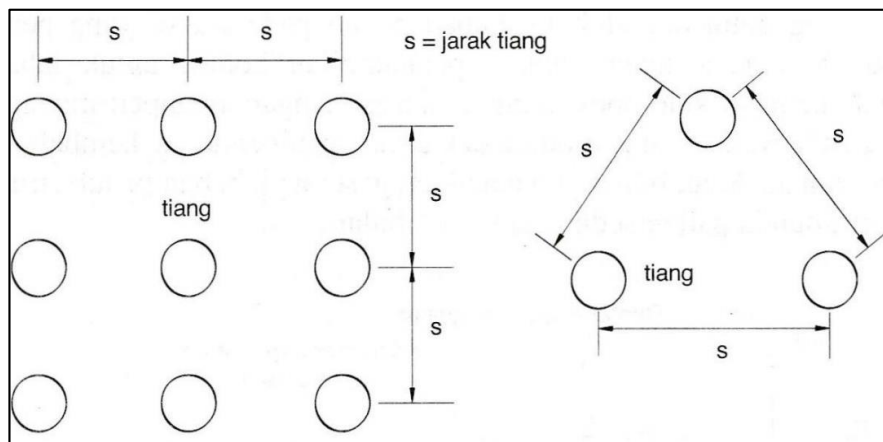
Dengan :

$E_g$  = efisiensi kelompok tiang

$Q_g$  = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan

$Q_u$  = beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan

$n$  = jumlah tiang dalam kelompok



**Gambar 2. 12** Defenisi jarak s dalam hitungan efisiensi tiang

Berdasarkan SNI 8460:2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik pasal 9.7.1.2 menyatakan bahwa untuk fondasi tiang jarak as ke as tidak boleh kurang dari keliling dan untuk tiang berbentuk lingkaran tidak boleh kurang dari 2,5 kali diameter tiang.

**2.9.2 Metode Feld**

Metode ini mereduksi daya dukung setiap tiang pada kelompok tiang dengan 1/n untuk setiap tiang yang berdekatan dan tidak memperhitungkan jarak tiang, akan tetapi untuk jarak antar tiang  $s \geq 3$  maka tiang yang bersebelahan itu diasumsikan tidak berpengaruh terhadap tiang-tiang yang ditinjau.

$$E_{ff-tiang} = 1 - \frac{\text{jumlah tiang yang mengelilingi}}{16} \dots\dots\dots(2.36)$$

$$\text{Total } E_{ff-tiang} = \text{Jumlah tiang yang ditinjau} \times E_{ff-tiang} \dots\dots\dots(2.37)$$



$$E_{\text{ff-tiang}} = \frac{\text{Total Eff-tiang}}{n} \dots\dots\dots(2.38)$$

Jadi daya dukung tiang menurut *Feld* :

$$\text{Daya dukung} = E_{\text{ff-tiang}} \times P_n \dots\dots\dots(2.39)$$

Dimana :

$P_n$  = Daya dukung tiang tunggal (ton)

$n$  = Jumlah tiang pancang

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan persamaan berikut :

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a \dots\dots\dots(2.40)$$

Dimana :

$Q_g$  = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan (ton)

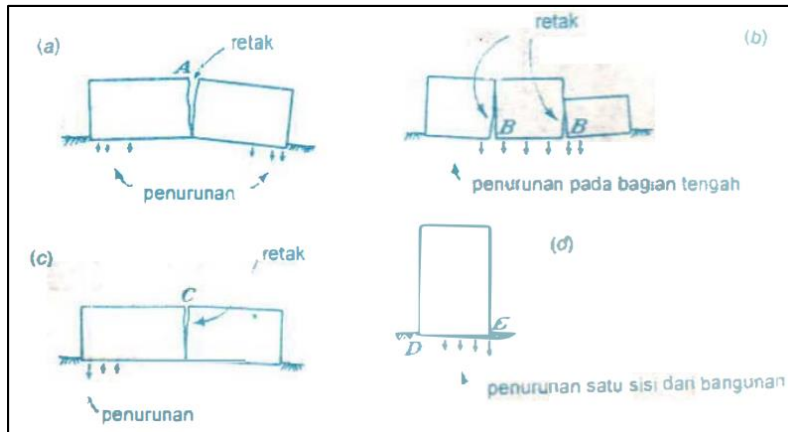
$n$  = Jumlah tiang dalam kelompok

$Q_a$  = Beban maksimum tiang tunggal (ton)

## 2.10 Penurunan Fondasi Tiang

Menurut Hardiyatmo (1996), istilah penurunan (*settlement*) digunakan untuk menunjukkan gerakan titik tertentu pada bangunan terhadap titik referensi yang tetap. Umumnya, penurunan tak seragam lebih membahayakan bangunan daripada penurunan totalnya. Contoh-contoh kerusakan bangunan akibat penurunan tak seragam, dapat dilihat pada gambar 2.8.

- a. Pada gambar (a), jika tepi bangunan turun lebih besar dari bagian tengahnya, bangunan diperkirakan akan retak-retak pada bagian A.
- b. Pada gambar (b), jika bagian tengah bangunan turun lebih besar, bagian atas bangunan dalam kondisi tertekan dan bagian bawah tertarik. Bila deformasi yang terjadi sangat besar, tegangan tarik yang berkembang di bawah bangunan dapat mengakibatkan retakan-retakan.
- c. Pada gambar (c), penurunan satu tepi, dapat berakibat keretakan pada bagian C.
- d. Pada gambar (d), penurunan terjadi berangsur-angsur dari salah satu tepi bagian bangunan, yang berakibat miringnya bangunan tanpa menyebabkan keretakan.



**Gambar 2. 13** Contoh kerusakan bangunan akibat penurunan

**2.10.1 Penurunan Tiang Tunggal**

Karena penurunan dipengaruhi mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Untuk memperkirakan penurunan fondasi tiang tunggal pada tanah pasir dapat digunakan dua buah cara yaitu:

- Metode semi-empiris
- Metode empiris

**2.10.1.1 Metode Semi Empiris**

Untuk perencanaan, penurunan fondasi tiang tunggal dapat dihitung sebagai berikut:

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \dots \dots \dots (2.41)$$

Dimana:

$S$  = penurunan total fondasi tiang tunggal

$S_s$  = penurunan akibat deformasi axial tiang tunggal

$S_p$  = penurunan dari ujung tiang

$S_{ps}$  = penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

Ketiga komponen ini dihitung secara terpisah kemudian dijumlahkan:

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \dots \dots \dots (2.42)$$

Dimana:

$Q_p$  = beban yang didukung ujung tiang

$Q_s$  = beban yang didukung selimut tiang

$L$  = panjang tiang

$A_p$  = luas penampang tiang

$E_p$  = modulus elastisitas tiang

$\alpha$  = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang fondasi tiang

Vesic (1977) menyarankan harga  $\alpha = 0,5$  untuk distribusi gesekan yang seragam atau parabolic sepanjang tiang.

Untuk distribusi berbentuk segitiga (nol di puncak dan maksimum di dasar) harga  $\alpha = 0,33$ . Distribusi tegangan seperti ini hanya dapat diperoleh secara empiris dengan memonitor gesekan selimut saat uji pembebanan tiang.

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p} \dots \dots \dots (2.43)$$

Dimana :

$C_p$  = koefisien empiris

$Q_p$  = perlawanan ujung di bawah beban kerja atau beban ujung yang diijinkan

$q_p$  = daya dukung batas di ujung tiang

$D$  = diameter tiang

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang dapat dihitung dengan formula sebagai berikut:

$$S_{ps} = \left( \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - v_s^2) \cdot I_{ws} \dots \dots \dots (2.44)$$

Dimana:

$\frac{Q_{ws}}{p \cdot L}$  = gesekan rata-rata yang bekerja sepanjang tiang

$p$  = keliling tiang

$L$  = panjang tiang tertanam

$D$  = diameter tiang

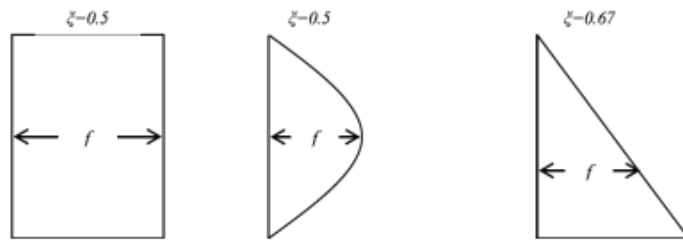
$E_s$  = modulus elastisitas tanah

$v_s$  = poisson's ratio tanah

$I_{ws}$  = faktor pengaruh

Untuk nilai  $\alpha$  (koefisien dari *skin friction*) tergantung dari unit tahanan friksi alami (*unit friction resistance*) di sepanjang tiang terpancang di dalam tanah. Nilai  $\alpha = 0,5$  untuk bentuk unit tahanan friksi alaminya berbentuk seragam atau simetris, seperti persegi panjang atau parabolic seragam, umumnya pada tanah lempung dan lanau. Sedangkan untuk tanah pasir nilai  $\alpha = 0,67$  untuk bentuk unit tahanan

friksi alaminya berbentuk segitiga. Bentuk unit tahanan friksi ditunjukkan pada gambar



**Gambar 2. 14** Variasi Jenis Bentuk Unit Tahanan Friksi Alami Terdistribusi Sepanjang Tiang Tertanam ke Dalam Tanah (Bowles, 1993)

**Tabel 2. 10** Nilai Koefisien Empiris (Cp) (Das,1995)

Type Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
<i>Sand (dense to loose)</i>	0,02-0,04	0,09-0,18
<i>Clay (stiff to soft)</i>	0,02-0,03	0,03-0,06
<i>Silt (dense to loose)</i>	0,03-0,05	0,09-0,12

**2.10.1.2 Metode Empiris**

Penurunan fondasi tiang tunggal dengan metode empiris dapat dihitung sebagai berikut:

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \dots\dots\dots(2.45)$$

dimana:

- S = penurunan total di kepala tiang (inch)
- D = diameter tiang (inch)
- Q = beban kerja (lbs)
- A<sub>p</sub> = luas penampang tiang
- L = panjang tiang
- E<sub>p</sub> = modulus elastisitas tiang

**2.10.2 Penurunan Kelompok Tiang**

Menurut Paulus P.Rahardjo (2013), perkiraan penurunan (*settlement*) pada fondasi tiang merupakan masalah yang kompleks, karena:

- Gangguan pada keadaan tegangan tanah saat pemancangan.
- Ketidakpastian mengenai distribusi dan posisi pengalihan beban (*load transfer*) dari tiang ke tanah.

Peralihan (*displacement*) yang diperlukan untuk memobilisasi gesekan selimut adalah kecil ( $\leq 5$  mm) tidak tergantung pada jenis tanah, jenis tiang maupun ukuran tiang. Tetapi Vesic (1977) dan Sharma (1988) menemukan bahwa peralihan ini dapat mencapai 10 mm. peralihan yang diperlukan untuk memobilisasi perlawanan ujung sebaliknya lebih besar dan tergantung jenis tanah, jenis tiang dan ukuran tiang. Dengan demikian maka gesekan selimut akan dimobilisasi lebih awal mendahului perlawanan ujung.

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada fondasi tiang tunggal karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Penurunan kelompok tiang pada tanah pasir dapat dihitung menggunakan dua metode yaitu metode Vesic (1977) dan metode Mayerhof (1976).

### 2.10.2.1 Metode Vesic (1977)

Vesic (1977) memberikan formula sederhana sebagai berikut :

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \dots \dots \dots (2.46)$$

Dimana:

S = penurunan elastis fondasi tiang tunggal

$S_g$  = penurunan kelompok tiang

$B_g$  = lebar kelompok tiang

D = diameter atau sisi tiang tunggal

### 2.10.2.2 Metode Mayerhof (1976)

Mayerhof (1976) memberikan formula empiris yang sederhana untuk memperkirakan penurunan kelompok tiang berdasarkan hasil uji penetrasi standar (SPT) dan hasil uji sondir.

- Berdasarkan hasil N-SPT

$$S_g = 2q \cdot \sqrt{\frac{B_g \cdot I}{D}} \dots \dots \dots (2.47)$$

$$I = \left[ 1 - \frac{L}{8 \cdot B_g} \right] \geq 0,5 \dots \dots \dots (2.48)$$

Dimana:

q = tekanan pada dasar fondasi ( $\text{kg/cm}^2$ )

$B_g$  = lebar kelompok tiang

$N$  = harga rata-rata  $N$  pada kedalaman  $\pm B_g$  di bawah kaki fondasi tiang

$L$  = kedalaman fondasi tiang

Untuk pasir kelanauan (SM), harga  $S_g$  harus dikalikan dua.

- Berdasarkan data sondir

$$S_g = \frac{q \cdot B_g \cdot l}{2 \cdot q_c} \dots\dots\dots(2.49)$$

Formula-formula di atas adalah berdasarkan anggapan bahwa tanah bersifat homogeny dalam daerah pengaruh fondasi.

### 2.10.3 Penurunan Kelompok Tiang Akibat Konsolidasi

Perkiraan penurunan fondasi tiang kelompok pada tanah lempung dapat menggunakan prosedur sebagai berikut :

- 1) Tentukan beban kerja

$$q = \frac{Q}{B_g \cdot L_g} \dots\dots\dots(2.50)$$

Beban kerja ini harus lebih kecil dari beban yang diijinkan.

- 2) Beban kerja di atas dialihkan pada kedalaman  $2/3 D_f$  dibawah pile cap. Penurunan tanah diatas kedalaman tersebut amat kecil dan dapat diabaikan.
- 3) Beban kerja disebarkan ke bawah fondasi tiang dengan perkiraan pola penyebaran vertikal : horizontal = 2 : 1
- 4) Tanah dibagi atas lapis-lapis dengan masing-masing lapis ditentukan parameter kompresibilitasnya, tegangan efektif awal ( $P_0'$ ) dan besarnya beban luar ( $\Delta P$ ). Kemudian settlement tiap lapis dijumlahkan sebagai berikut :

$$S_g = \sum \frac{C_c \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \left( \frac{P_0' + \Delta P}{P_0'} \right) \dots\dots\dots(2.51)$$

Bilamana tanah overkonsolidasi maka harus diperhitungkan dengan  $C_r$  (rebound compression index) pada harga  $(P_0' + \Delta P) < P_c$  (preconsolidation pressure) dan untuk  $(P_0' + \Delta P)$  disesuaikan nilai penyebutannya.

$$S_g = \sum \frac{C_r \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \left( \frac{P_c}{P_0'} \right) + \sum \frac{C_r \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \left( \frac{P_0' + \Delta P}{P_c} \right) \dots\dots\dots(2.52)$$

### 2.11 Plaxis V.8.6

Plaxis V.8.6 adalah sebuah paket program yang disusun berdasarkan metode elemen hingga yang telah dikembangkan secara khusus untuk melakukan analisis deformasi dan stabilitas dalam bidang rekayasa geoteknik. Prosedur pembuatan model secara grafis yang mudah memungkinkan pembuatan suatu model elemen hingga yang rumit dapat dilakukan dengan cepat, sedangkan berbagai fasilitas yang tersedia dapat digunakan untuk menampilkan hasil komputasi secara mendetil. Proses perhitungan sepenuhnya berjalan secara otomatis dan didasarkan pada prosedur numeric yang handal.

Analisis menggunakan Plaxis V.8.6 pada sebuah program memerlukan adanya pemodelan terlebih dahulu. Secara umum pemodelan geometri pada Plaxis V.8.6 dibagi menjadi 3 yaitu :

1) *Axysimteris*

Pemodelan *axysimteris* digunakan untuk struktur yang simetris.

2) *Plane Strain*

Pemodelan *plain strain* biasanya digunakan untuk struktur pemodelan struktur memanjang. Misalnya dinding penahan tanah dan saluran drainase.

3) *Plane Stress*

Pemodelan *plane stress* biasanya digunakan untuk pemodelan portal

Pemodelan geometri secara umum pada program Plaxis V.8.6 ini menggunakan tiga buah komponen utama yaitu : titik, garis dan klaster. Sebuah model geometri yang lengkap akan meliputi massa tanah yang dapat dibagi menjadi lapisan-lapisan tanah yang berbeda, elemen-elemen structural, tahapan-tahapan konstruksi serta pembebanan. Apabila model geometri telah terbentuk, maka suatu model elemen hingga secara otomatis terbentuk dengan komposisi dari klaster-klaster dan garis –garis yang membentuk model geometri tersebut.

Komponen penyusun sebuah jarring elemen hingga dapat dibedakan menjadi tiga jenis, yaitu :

1) Elemen

Pemilihan elemen dapat digunakan dengan memilih elemen dengan 15 buah titik nodal atau dengan 6 buah titik nodal. Elemen 15 titik nodal

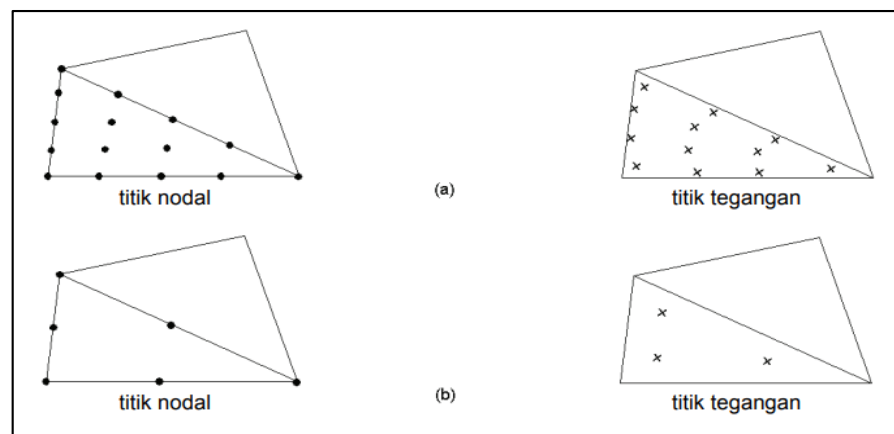
berguna untuk menghasilkan perhitungan yang akurat. Sedangkan elemen dengan 6 titik nodal dapat dipilih untuk melakukan proses perhitungan yang singkat.

2) Titik Nodal

Dalam program ini pilihan titik nodal ada dua yaitu 15 titik nodal dan 6 titik nodal.

3) Titik Tegangan

Titik tegangan adalah titik integrasi Gauss yang digunakan untuk menghitung tegangan dan regangan. Sebuah elemen 15 titik nodal memiliki 12 buah titik tegangan, sedangkan elemen 6 titik nodal memiliki 3 buah titik tegangan seperti ditunjukkan pada Gambar 2.14



**Gambar 2. 15** Titik nodal dan titik tegangan

Ada beberapa jenis pemodelan tanah pada program Plaxis V.8.6 antara lain:

1) Model Mohr-Coulomb

Pemodelan Mohr-Coulomb mengasumsikan bahwa perilaku tanah bersifat plastis sempurna (*linear elastic perfectly plastic model*), dengan menetapkan suatu nilai tegangan batas dimana titik tersebut tegangan tidak lagi dipengaruhi oleh regangan. *Input* parameter meliputi 5 (lima) buah parameter yaitu :

- Young's Modulus ( $E$ ), Poisson's ratio ( $\nu$ ) yang memodelkan keelastisitasan tanah
- Kohesi ( $c$ ), sudut geser ( $\phi$ ) memodelkan perilaku plastis dari tanah.
- Sudut dilatasi ( $\psi$ ) memodelkan perilaku dilatasi tanah.



Pada pemodelan tanah Mohr-Coulomb umumnya dianggap bahwa nilai E konstan untuk suatu kedalaman pada suatu jenis tanah, namun jika diinginkan adanya peningkatan nilai E perkedalaman tertentu disediakan input tambahan dalam program Plaxis V.8.6. Selain 5 (lima) parameter di atas, kondisi tanah awal memiliki peran penting dalam masalah deformasi tanah. Nilai Poisson's ratio ( $\nu$ ) dalam pemodelan tanah Mohr-Coulomb didapat dari hubungannya dengan koefisien tekanan.

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots \dots \dots (2.53)$$

$$\text{Dimana : } \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Secara umum nilai  $\nu$  bervariasi dari 0,3 sampai 0,4 namun untuk kasus-kasus penggalian (*unloading*) nilai  $\nu$  yang lebih kecil masih realistis. Nilai kohesi  $c$  dan sudut geser  $\phi$  diperoleh dari uji Geser Triaxial, atau diperoleh dari hubungan empiris berdasarkan dari uji lapangan. Sementara sudut dilatasi ( $\psi$ ) digunakan untuk memodelkan regangan volumetrik plastic yang bernilai positif. Pada tanah lempung, umumnya tidak terjadi dilatasi ( $\psi$ ), sementara pada tanah pasir dilatasi tergantung dari kerapatan dan sudut geser ( $\phi$ ) dimana  $\psi = \phi - 30^\circ$ . Jika  $\phi < 30^\circ$  maka  $\psi = 0$ . Sudut dilatasi ( $\psi$ ) bernilai negative hanya bersifat realistis jika diaplikasikan pada pasir lepas.

Parameter-parameter yang digunakan pada program Plaxis V.8.6 :

1) Tanah

Model tanah yang dipilih yaitu model Mohr-Coulomb, dimana perilaku tanah dianggap elastis dengan parameter yang dibutuhkan yaitu :

- a. Modulus elastisitas, E (stiffness modulus).
- b. Poisson's ratio ( $\mu$ ) diambil 0,2 – 0,4.
- c. Sudut geser dalam ( $\phi$ ) didapat dari hasil pengujian laboratorium.
- d. Kohesi ( $c$ ) di dapat dari hasil pengujian laboratorium.
- e. Sudut dilatasi ( $\psi$ ) diasumsikan sama dengan nol.
- f. Berat isi tanah  $\gamma$  ( $\text{kN/m}^3$ ) didapat dari hasil pengujian laboratorium.

Parameter tanah :

a) Modulus Young (E)

Karena sulitnya pengambilan contoh asli di lapangan untuk tanah granular maka beberapa pengujian lapangan (*in-situ test*) telah dikerjakan untuk

mengestimasi nilai modulus elastisitas tanah. Terdapat beberapa usulan nilai  $E_s$  yang diberikan oleh peneliti, diantaranya pengujian Sondir yang dilakukan oleh (De Beer,1965) dan (Webb, 1970) memberikan korelasi antara tahanan kerucut  $q_c$  dan  $E_s$  sebagai berikut :

$$E_s = 2.q_c \text{ (dalam satuan kg/cm)}$$

Bowles memberikan Persamaan yang dihasilkan dari pengumpulan data pengumpulan data Sondir, sebagai berikut :

$$E_s = 3.q_c \text{ (untuk pasir)}$$

$$E_s = 2 \text{ sampai dengan } 8.q_c \text{ (untuk lempung) (kg/cm}^2\text{)}$$

Nilai modulus elastis yang dihubungkan dengan nilai SPT, sebagai berikut :

$$E_b = 6 ( N + 5 ) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir berlempung)}$$

$$E_b = 10 ( N + 10 ) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir)}$$

Hasil hubungan yang diperoleh adalah modulus elastisitas undrained ( $E_s$ ) sedangkan input yang dibutuhkan adalah modulus elastisitas efektif ( $E_s'$ ).

$$E_s' = \frac{E_s (1+\nu)}{1,5} \dots\dots\dots(2.54)$$

Sedangkan untuk keperluan praktis dapat dipakai berikut

$$E_s' = 0,8 E_s \dots\dots\dots(2.55)$$

**Tabel 2. 11** Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah (Hardiyatmo,2012)

Macam tanah	$E_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>Lempung</b>	
1. Sangat lunak	3 – 30
2. Lunak	20 – 40
3. Sedang	45 – 90
4. Berpasir	300 – 425
<b>Pasir</b>	
1. Berlanau	50 – 200

2. Tidak padat	100 – 250
3. Padat	500 – 1000
Pasir dan kerikil	
1. Padat	800 – 2000
2. Tidak padat	500 – 1400
Lanau	20 – 200
Loses	150 – 600
Cadas	1400 – 14000

**Tabel 2. 12** Korelasi N-SPT dengan modulus elastisitas pada tanah lempung (Randolph, 1978)

<i>Subsurface condition</i>	<i>Penetration resistance range N (bpf)</i>	<i>E<sub>50</sub> (%)</i>	<i>Poisson's ratio (v)</i>	<i>Shear strength Su (psf)</i>	<i>Young's modulus range E<sub>s</sub> (psi)</i>	<i>Shear modulus range G (psi)</i>
<i>Very soft</i>	2	0,020	0,5	250	170-340	60-110
<i>Soft</i>	2-4	0,020	0,5	375	260-520	80-170
<i>Medium</i>	4-8	0,020	0,5	750	520-1040	170-340
<i>Stiff</i>	8-15	0,010	0,45	1500	1040-2080	340-690
<i>Very stiff</i>	15-30	0,005	0,40	3000	2080-4160	690-1390
<i>Hard</i>	30	0,004	0,35	4000	2890-5780	960-1930
	40	0,004	0,35	5000	3470-6940	1150-2310
	60	0,0035	0,30	7000	4860-9720	1620-3420
	80	0,0035	0,30	9000	6250-12500	2080-4160
	100	0,003	0,25-	11000	7640-15270	2540-5090
	120	0,003	0,25	13000	9020-18050	3010-6020

**Tabel 2. 13** Korelasi N-SPT dengan modulus elastisitas pada tanah pasir (Schmertman, 1970)

<i>Subsurface condition</i>	<i>Penetration resistance range (N)</i>	<i>Friction angle <math>\phi</math> (deg)</i>	<i>Poisson's ratio (<math>\mu</math>)</i>	<i>Cone penetration qc=4N</i>	<i>Relatif density dr (%)</i>	<i>Young's modulus range <math>E_s</math> (psi)</i>	<i>Shear modulus range G (psi)</i>
<i>Very loose</i>	0-4	28	0,45	0-16	0-15	0-440	0-160
<i>Loose</i>	4-10	28-30	0,4	16-40	15-35	440-1100	160-390
<i>Medium</i>	10-30	30-36	0,35	40-120	35-65	1100-3300	390-1200
<i>Dense</i>	30-50	36-41	0,3	120-100	65-85	3300-5500	1200-1990
<i>Very dense</i>	50-100	41-45	0,2	200-400	85-100	5500-11000	1990-3900

b) Poisson's ratio ( $\mu$ )

Poisson's ratio nilainya sering dianggap sebesar 0,2-0,4 dalam pekerjaan mekanika tanah. Nilai sebesar 0,5 biasanya dipakai untuk tanah jenuh dan nilai 0 (nol) sering dipakai untuk tanah kering dan tanah lainnya untuk kemudahan dalam perhitungan. Namun pada program Plaxis khususnya model tanah *undrained*  $\mu' < 0,5$ . Untuk nilai Poisson's ratio efektif ( $\mu'$ ) diperoleh dari hubungan jenis tanah, konsistensi tanah dengan Poisson's ratio.

**Tabel 2. 14** Hubungan Jenis Tanah, Konsistensi dan Poisson's Ratio ( $\mu$ ) (Hardiyatmo, 2011)

<i>Soil type</i>	<i>Description</i>	<i>(<math>\mu'</math>)</i>
Clay	Soft	0,35 - 0,40
	Medium	0,30 - 0,35
	Stiff	0,20 - 0,30
Sand	Loose	0,15 - 0,25
	Medium	0,25 - 0,30
	Dense	0,25 - 0,35

c) Sudut geser dalam ( $\phi$ )

Sudut geser dalam merupakan sudut yang dibentuk dari hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser di dalam material tanah dan batuan. Sudut geser dalam adalah sudut rekahan yang dibentuk

jika suatu material dikenai tegangan atau gaya terhadapnya yang melebihi tegangan gesernya. Semakin besar sudut geser dalam suatu material maka material tersebut akan lebih tahan menerima tegangan luar yang dikenakan terhadapnya. Sudut Geser Dalam ( $\phi$ ) dapat ditentukan berdasarkan hubungan antara Sudut Geser Dalam dengan Jenis Tanah.

**Tabel 2. 15** Hubungan jenis tanah dengan sudut geser dalam

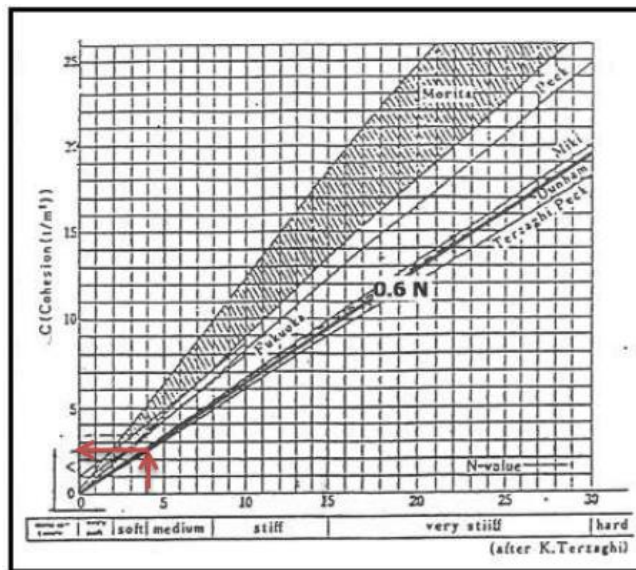
Jenis Tanah	Sudut Geser Dalam
Kerikil kepasiran	35° – 40°
Kerikil Kerakal	35° – 40°
Pasir Padat	35° – 40°
Pasir Lepas	30°
Lempung Kelanauan	25° – 30°
Lempung	20° – 25°

Sumber: Buku Mekanika Tanah, Braja M. Das Jilid 1

d) Kohesi (Cu)

Kohesi adalah gaya tarik menarik antara partikel dalam batuan, dinyatakan dalam satuan berat per satuan luas. Kohesi berbanding lurus dengan kerapatan suatu benda, sehingga bila kerapatan semakin besar maka kohesi yang akan didapatkan semakin besar. Nilai Kohesi (Cu) menunjukkan besarnya kohesi tanah dalam kondisi tak terdrainase (*undrained shear strength*).

Nilai kohesi (Cu) diperoleh dari pengujian laboratorium yaitu pengujian kuat geser langsung (*Direct Shear Strength Test*) dan pengujian Triaxial (*Triaxial Test*). Berdasarkan grafik pada gambar 2.9, secara umum nilai Cu dapat diambil sebesar 0,6 kali nilai N-SPT dimana Cu dalam satuan ton/m<sup>2</sup>.



**Gambar 2. 16** Hubungan Nilai Kohesi dan N-SPT pada tanah kohesif (terzaghi, 1943)

Terzaghi dan Peck (1967) memberikan hubungan variasi nilai N-SPT dengan nilai kohesi tak terdrainasi ( $c_u$ ) pada tabel 2.10.

**Tabel 2. 16** Korelasi N-SPT dengan  $c_u$  tanah lempung (Terzaghi dan Peck, 1967)

Konsistensi	$N$	$c_u$ ( $kN/m^2$ )
Sangat lunak	0-2	<12
Lunak	2-4	12-25
Sedang	4-8	25-50
Kaku	8-15	50-100
Sangat kaku	15-30	100-200
Keras	>30	>200

e) Sudut dilatasi ( $\psi$ )

Sudut Dilatasi merupakan sudut yang bergantung dari kepadatan dan sudut geser dalam tanah pasiran ( $\psi = \phi - 30^\circ$ ). Apabila sudut geser dalam besarnya kurang dari  $30^\circ$ , maka sudut dilatasi sama dengan nol, begitu pula pada tanah lempung  $\psi = 0$ .

f) Berat isi tanah

Berat isi tanah dapat dibagi menjadi dua jenis antara lain :

- Berat jenis tanah kering ( $\gamma_{dry}$ )

Berat jenis tanah kering adalah perbandingan antara berat tanah kering dengan satuan volume tanah. Berat jenis tanah kering dapat diperoleh dari data *soil test* dan *direct shear*.

- Berat jenis tanah jenuh ( $\gamma_{sat}$ )

Berat jenis tanah jenuh adalah perbandingan antara berat tanah jenuh air dengan satuan volume tanah jenuh.

Nilai berat volume tanah jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dan berat volume tanah kering ( $\gamma_{dry}$ ) dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah, dapat dilihat pada Tabel berikut :

**Tabel 2. 17** Nilai tipikal berat volume tanah

JENIS TANAH	$\gamma_{sat}$ (kn/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{dry}$ (kn/m <sup>3</sup> )
Kerikil	20 - 22	15 - 17
Pasir	18 - 20	13 - 16
Lanau	18 - 20	14 - 18
Lempung	16 - 22	14 - 21

(Sumber : Soil Mechanics and Foundation, John Wiley & Sons, 2000)

- g) Koefisien Rembesan (K)

Nilai rembesan  $K_x$  dan  $K_y$  diperoleh dari korelasi jenis tanah dan koefisien rembesan. Koefisien rembesan ke arah x dan y diasumsikan sama. Korelasi antara jenis tanah dan koefisien rembesan dapat dilihat pada tabel 2.12 di bawah ini.

**Tabel 2. 18** Korelasi jenis tanah dan koefisien rembesan (K) (Wesley, 1977)

Jenis Tanah	Koefisien Rembesan
Pasir yang mengandung lempung atau lanau	$10^{-2} - 5 \times 10^{-3}$
Pasir halus	$5 \times 10^{-2} - 5 \times 10^{-3}$
Pasir kelanauan	$2 \times 10^{-3} - 2 \times 10^{-4}$
Lanau	$5 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-5}$
Lempung	$10^{-6} - 10^{-9}$

## 2) Model Tanah Lunak (Soft Soil)

Seperti pada pemodelan Mohr-Coulomb, batas kekuatan tanah dimodelkan dengan parameter kohesi ( $c$ ), sudut geser dalam tanah ( $\phi$ ), dan sudut dilatasi ( $\psi$ ). Sedangkan untuk kekuatan tanah dimodelkan menggunakan parameter  $\lambda^*$  dan  $k^*$ , yang merupakan parameter kekakuan yang didapatkan dari uji triaxial maupun oedometer.

$$\lambda^* = \frac{cc}{2.3(1+e)} \dots \dots \dots (2.56)$$

$$k^* = \frac{2Cs}{2.3(1+e)} \dots \dots \dots (2.57)$$

Model Soft Soil ini dapat memodelkan hal-hal sebagai berikut :

- a) Kekakuan yang berubah bersama dengan tegangan (*Stress Dependent Stiffness*)
- b) Membedakan pembebanan primer (*primary loading*) terhadap *unloading – reloading*.
- c) Mengingat                    tegangan                    pra                    –                    konsolidasi.