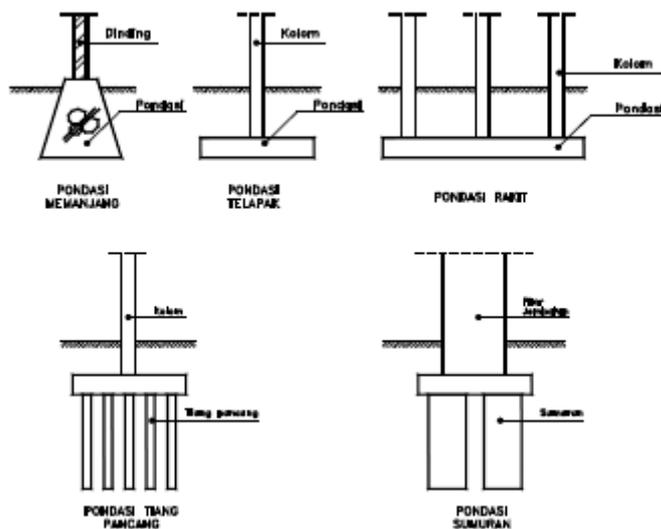


## BAB II LANDASAN TEORI

### 2.1 Pondasi

Hary Christady Hardiyatmo (dalam Gramedia, 1996) pondasi adalah bagian yang terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau bebatuan yang berada di bawahnya. Pondasi dibagi menjadi dua, yaitu: pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal adalah pondasi yang mendukung bebannya secara langsung, dicontohkan dengan pondasi memanjang, pondasi telapak dan pondasi rakit. Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau bebatuan yang terletak jauh dari permukaan tanah, dicontohkan dengan pondasi tiang pancang dan pondasi sumuran (*caisson*). Secara lebih jelas ditunjukkan pada (**Gambar 2.1**).



Gambar 2.1 Macam-macam Tipe Pondasi  
(Sumber: Hary Christady Hardiyatmo, 1996)

Untuk memilih bentuk pondasi, harus melaksanakan lima langkah berikut:

1. Memperoleh informasi mengenai keadaan bangunan dan beban yang ditransfer ke pondasi.
2. Menentukan kondisi bawah tanah secara umum.
3. Mempertimbangkan bentuk umum pondasi, untuk menentukan pondasi tersebut mampu dibuat dengan kondisi yang ada, mampu menahan beban yang diakibatkan oleh bangunan dan, mampu menahan penurunan yang terjadi.
4. Membuat perancangan awal tentang bentuk pondasi.

5. Memperkirakan biaya dari masing-masing bentuk pondasi.

## 2.2 Tiang Dukung ujung dan Tiang Gesek

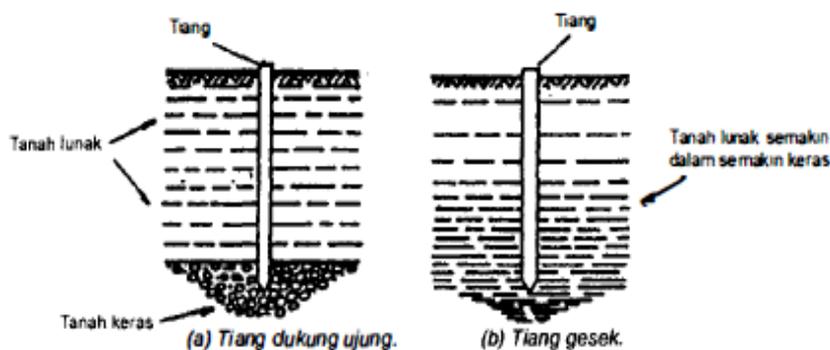
Ditinjau dari mendukung beban tiang, dapat dibagi menjadi dua macam yaitu:

### 1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung adalah dimana kapasitas dukung ujung tiang ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Pada umumnya, tiang dukung ujung berada dalam zona tanah yang lunak yang berada di atas tanah keras. Tiang tersebut dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada di bawah ujung tiang (**Gambar 2.2a**).

### 2. Tiang gesek (*friction pile*)

Tiang gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya dipengaruhi oleh perlawanan gesek antara dinding tiang pada tanah di sekitarnya (**Gambar 2.2b**).

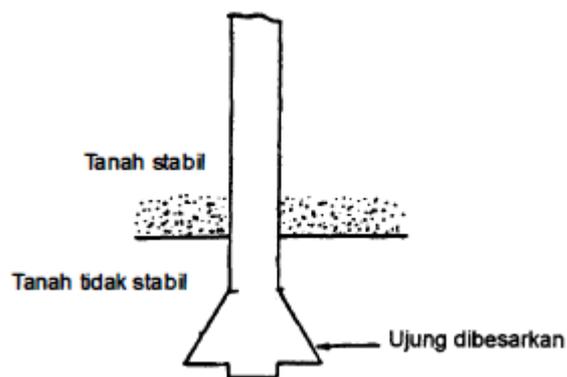


Gambar 2.2 Tiang ditinjau dari cara mendukung beban  
(Sumber: Tomlinson, 1977)

## 2.3 Tiang Bor

Tiang bor adalah pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton. Jika tanah mengandung air, pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang (**Gambar 2.3**). Keuntungan dalam pemakaian tiang bor, adalah:

1. Pemasangan tiang bor tidak menimbulkan getaran dan suara bagi bangunan yang ada disekitarnya
2. Kedalaman tiang dapat divariasikan
3. Tanah yang diperiksa dapat dicocokkan dengan data tanah dari laboratorium
4. Pemasangan tiang bor dapat menebus batuan, sedangkan tiang pancang kesulitan untuk menebus batu
5. Diameter dan ujung tiang dapat diperbesar untuk memperbesar kapasitas daya dukung
6. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah
7. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan



*Gambar 2.3* Tiang Bor  
(Sumber: Hary, 2015)

Kerugian dari tiang bor, adalah:

- 1) Pengecoran tiang bor dipengaruhi oleh kondisi cuaca
- 2) Pengecoran akan sulit ketika dipengaruhi oleh air tanah karena akan mengakibatkan mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik
- 3) Apabila mutu beton dari hasil pengecoran tidak terjamin keseragamannya di sepanjang badan tiang bor. Maka, akan mengurangi kapasitas dukung tiang bor. Terutama untuk tiang bor yang terlalu dalam.
- 4) Bila tanah berupa pasir atau kerikil maka pengeboran akan mengakibatkan gangguan kepadatan.
- 5) Air yang mengalir dalam lubang bor dapat mengakibatkan penurunan kapasitas dukung tiang.
- 6) Pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

### **2.3.1 Daya Dukung Tiang Bor pada Tanah Berbutir Kasar**

Pada pemasangan tiang dengan cara dipancang, getaran dan beban kejut yang terjadi saat pemancangan menyebabkan tanah granuler memadat, sehingga menambah tahanan ujungnya. Namun, kejadian ini tidak terjadi bila tiang dipasang dengan mengebor tanah lebih dulu. Akibat pengeboran, tanah granuler di sekitar lubang bor dapat terganggu kepadatannya.

- **Daya Dukung Ujung Tiang**

- 1) Metode O'Neil dan Reese (1989)

O'neil dan Reese (1989) dari merekomendasikan tahanan ujung tiang bor pada penurunan 5% dari diameter dasar tiang pada pasir, sebagai berikut:

$$f_b = 0,60 \cdot \sigma_r \cdot N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \quad (2.1)$$

dengan,

$f_b$  = tahanan ujung neto per satuan luas (kPa)

$N_{60}$  = nilai N-SPT rata-rata antara ujung bawah tiang bor sampai  $2d_b$  di bawahnya

$d_b$  = diameter ujung bawah tiang bor

$\sigma_r$  = tegangan referensi = 100 kPa

Tahanan ujung batas :

$$Q_b = A_b \cdot f_b \quad (2.2)$$

Dimana  $A_b$  = luas dasar tiang bor

Jika tiang bor dasarnya berdiameter  $> 120$  cm, maka besarnya  $f_b$  dapat mengakibatkan penurunan lebih besar dari 25 mm (1 in). untuk memenuhi syarat penurunan ijin, O'neil dan Reese (1989) menyatakan  $f_b$  direduksi menjadi  $f_{br}$ , dengan:

$$f_{br} = 4,17 \frac{d_r}{d_b} f_b \quad ; \text{ bila } d_b \geq 1200 \text{ mm} \quad (2.3)$$

dengan,

$d_r$  = lebar referensi = 300 mm

$d_b$  = lebar ujung bawah tiang bor

Nilai tahanan ujung satuan yang dipakai dalam perancangan adalah  $f_{br}$ . Sebagai alternatif, O'neil dan Reese (1989) menyarankan untuk melakukan analisis penurunan, kemudian merubah perancangan tiang sedemikian hingga penurunannya masih dalam batas toleransi. Jika penurunan toleransi yang dibolehkan lebih besar atau lebih kecil dari 25 mm, dan diameter tiang dimana penurunan berlebihan menjadi masalah, maka cara-cara penyesuaian dalam analisis hitungan  $f_b$  perlu dilakukan.

- 2) Metode AASHTO (1998)

Untuk menentukan tahanan ujung satuan ( $f_b$ ) dari tiang bor dalam pasir, AASHTO (1998) merekomendasikan cara-cara yang diusulkan oleh beberapa peneliti, seperti yang ditunjukkan pada **tabel (2.1)**. Dalam tabel terlihat bahwa persamaan yang diusulkan oleh Reese dan Hassan (1994) sama seperti persamaan yang diusulkan oleh Reese dan O'Neill (1989).

Tabel 2.1

Tahanan ujung satuan ( $f_b$ ) untuk tiang bor dalam pasir

Peneliti	Tahanan gesek satuan ( $f_s$ ) dalam tsf (1 tsf = 1,08 kg/cm <sup>2</sup> = 105,6 kPa)
Touma dan Reese (1974)	Pasir longgar, $f_b = 0,0$
	Pasir kepadatan sedang, $f_b = 16/K$
	Pasir sangat padat, $f_b = 40/k$
	dengan,
	$K = 1$ untuk $d_b = 1,67$ ft
	$K = 0,6$ untuk $d_b \leq 1,67$ ft
	Berlaku untuk kedalaman tiang $> 10x$ diameter
Meyerhof (1976)	$f_b = (2N_{\text{koreksi}} d_b)/(15 d_b)$
	$f_b < 4/(3N_{\text{koreksi}})$ untuk pasir
	$f_b < N_{\text{koreksi}}$ untuk lanau non plastis
Reese dan Wright (1977)	$f_b = 2/3N$ (tsf) untuk $N \leq 60$
	$f_b = 40$ (tsf) untuk $N > 60$
Reese dan O'Neil (1988)	$f_b = 0,6 N$ (tsf) untuk $N \leq 75$
	$f_b = 45$ (tsf) untuk $N > 75$

Sumber: (AASHTO, 1998)

Catatan :  $d_b$  = diameter dasar tiang. Untuk diameter tiang  $d > 4,17$  ft, tahanan ujung satuan harus direduksi menjadi  $f_{br} = 4,17f_b/d$

### • Daya Dukung Gesek

#### 1) Metode O'Neil dan Reese (1989)

Tahanan gesek satuan tiang bor dalam pasir dinyatakan oleh :

$$f_s = \beta \cdot p_o' \quad (2.4)$$

$$\beta = K \cdot \text{tg } \delta \quad (2.5)$$

dengan,

$f_s$  = tahanan gesek satuan (kN/m<sup>2</sup>)

$p_o'$  = tekanan *overburden* di tengah-tengah lapisan tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  = sudut gesek antara tanah dengan tiang (°)

Metode ini disebut dengan metode  $\beta$ . Nilai  $K/K_o$  ditunjukkan dengan **tabel (2.2)** dan rasio  $\delta/\phi'$  ditunjukkan **tabel (2.3)**. Koefisien  $\beta$  juga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang disarankan oleh O'neil dan Reese (1989) :

$$\beta = 1,5 - 0,135 \sqrt{\frac{z}{d_r}} \text{ dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (2.6)$$

dengan,

$z$  = kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)

$d_r$  = lebar referensi = 300 mm

Tabel 2.2

Nilai  $K/K_o$  untuk tiang bor

Metode Pelaksanaan	$K/K_o$
Pelaksanaan kering dengan gangguan dinding lubang bor kecil, pengecoran cepat	1
Pelaksanaan dengan cairan-cairan kerja baik	1
Pelaksanaan dengan cairan-cairan kerja buruk	0,67
Dengan pipa selubung di bawah air	0,83

Sumber: (Kulhawy, 1991)

Tabel 2.3

Nilai-nilai  $\delta/\phi'$  untuk tiang bor

Metode Pelaksanaan	$\delta/\phi'$
Lubang terbuka atau dengan pipa selubung sementara	1
Metode dengan cairan ( <i>slurry method</i> ) – <i>minimum slurry cake</i>	1
Metode dengan cairan ( <i>slurry method</i> ) – <i>slurry cake</i> banyak	0,8
Pipa selubung permanen	0,7

Sumber: (Kulhawy, 1991)

Bila lebar referensi  $d_r = 300$  mm disubstitusikan ke persamaan :

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z} \text{ dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (2.7)$$

Jika  $N_{60} \leq 15$ , maka  $\beta$  dalam persamaan di atas dikalikan dengan  $N_{60}/15$ , atau

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,245 \sqrt{z}) \text{ untuk } N_{60} \leq 15 \quad (2.8)$$

$N_{60}$  adalah N-SPT yang tidak dikoreksi terhadap *overburden* dan hanya dikoreksi oleh pengaruh prosedur (alat) di lapangan.

Beberapa nilai  $\beta$  untuk tanah non kohesif yang disarankan oleh Reese et al. (2006) :

- Untuk pasir :

$$\beta = 0,25 \quad \text{jika } z > 26,14 \text{ m}$$

- Untuk pasir yang banyak mengandung kerikil atau kerikil :

$$\beta = 2 - 0,15 (z)^{0,75} \quad ; 0,25 \leq \beta \leq 1,8$$

- Untuk pasir berkerikil atau kerikil :

$$\beta = 0,25 \quad \text{jika } z > 26,5 \text{ m}$$

Untuk pasir dan pasir berkerikil, fungsi  $\beta$  mencapai batasnya pada kedalaman  $z = 1,5 \text{ m}$  dan  $26 \text{ m}$ , karena itu pembuatan batas-batas lapisan tanah harus dalam zona-zona di antaranya. Selain itu, batas lapisan juga harus dibuat pada permukaan air tanah. Batas-batas tambahan juga harus dibuat pada setiap interval  $6 \text{ m}$ , dan di mana batas dari lapisan pasir berakhir. Selain itu, analisis berdasarkan pada macam tanahnya (lempung dan batuan).

## 2) Metode AASHTO (1998)

Untuk menentukan tahanan gesek satuan ( $f_s$ ). AASHTO (1998) merekomendasikan cara-cara yang diusulkan oleh beberapa peneliti, seperti yang ditunjukkan pada **tabel (2.4)**

Tabel 2.4

Tahanan gesek satuan untuk tiang bor dalam pasir

Peneliti	Tahanan gesek satuan ( $f_s$ ) dalam tsf
Touma dan Reese (1974)	$f_s = K \cdot p_o' \cdot \tan \phi < 2,5 \text{ tsf}$ (1 tsf = 1,08 kg/cm <sup>2</sup> )
	dengan,
	$K = 0,7$ untuk $L < 25 \text{ ft}$ (1 ft = 30,48 cm)
	$K = 0,6$ untuk $25 \text{ ft} < L < 40 \text{ ft}$
	$K = 0,5$ untuk $L_b > 40 \text{ ft}$
Meyerhoff (1976)	$f_s = N/100 \text{ tsf}$
Quiros dan Reese (1977)	$f_s = 0,026 \cdot N < 2 \text{ tsf}$
Reese dan Wright (1977)	$f_s = N/34 \text{ (tsf)}$ untuk $N \leq 53$
	$f_s = (N - 53)/450 + 1,6 \text{ (tsf)}$ untuk $53 < N \leq 100$
	$f_s = 1,7 \text{ tsf}$
Reese dan O'Neil (1988) (Metode Beta)	$f_s = \beta \cdot p_o' < 2 \text{ tsf}$ untuk $0,25 \leq \beta \leq 1,2$
	Dengan
	$\beta = 1,5 - 0,135 \sqrt{z}$ , dengan $z$ dalam ft
O'Neil dan Hassan (1994)	$f_s = \beta \cdot p_o' < 2 \text{ tsf}$ untuk $0,25 \leq \beta \leq 1,2$

(Metode Beta dimodifikasi)	Dengan
	$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z}$ , untuk $N_{60} > 15$
	$\beta = N_{60}/15 (1,5 - 0,245 \sqrt{z})$ , untuk $N_{60} \leq 15$
	Kedalaman z dalam meter

Sumber: (AASHTO, 1998)

### 2.3.2 Daya Dukung Tiang Bor pada Tanah Lempung

Pekerjaan pengeboran tanah pada pemasangan pondasi tiang menyebabkan perubahan kuat geser tanah lempung. Hal ini, karena proses pembuatan lubang saat pengeboran melonggarkan tanah, sehingga tahanan ujung tiang menjadi berkurang. Selain itu, karena tekanan tanah lateral menjadi berkurang di dekat dinding lubang bor, pada lempung terjadi pengembangan dan aliran air menuju ke permukaan dinding lubang bor, juga menyebabkan pelunakan tanah lempung, sehingga mengurangi kuat geser lempung. Dengan menggunakan metode Skempton, perhitungan untuk daya dukung ujung tiang dan daya dukung gesek dapat dinyatakan seperti berikut.

- **Daya Dukung Ujung Tiang**

Tahanan ujung satuan tiang bor ( $f_b$ ) menurut skempton(1966) dinyatakan oleh persamaan:

$$f_b = \mu \cdot c_b \cdot N_c \quad (2.9)$$

Tahanan ujung batas:

$$Q_b = A_b \cdot f_b \quad (2.10)$$

Atau

$$Q_b = A_b \cdot \mu \cdot c_b \cdot N_c \quad (2.11)$$

Dimana:

$Q_b$  = Tahanan ujung batas (kN)

$\mu$  = faktor koreksi, dengan  $\mu = 0,8$  untuk  $d < 1m$ , dan  $\mu = 0,75$  untuk  $d > 1 m$

$A_b$  = luas penampang ujung bawah tiang ( $m^2$ )

$c_b$  = kohesi tanah pada ujung tiang pada kondisi *undrained* ( $kN/m^2$ )

$N_c$  = faktor kapasitas dukung ( $N_c = 9$ )

- **Daya Dukung Gesek**

Tahanan gesek tiang dinyatakan oleh persamaan:

$$Q_s = A_s \cdot f_s \quad (2.12)$$

$$f_s = c_d = \alpha \cdot c_u \quad (2.13)$$

dengan:

$f_s$  = tahanan gesek per satuan luas ( $\text{kN/m}^2$ )

$c_d$  = adhesi ( $\text{kN/m}^2$ )

$\alpha$  = 0,45

$c_u$  = kohesi tak terdrainase (*undrained*) ( $\text{kN/m}^2$ )

dengan demikian **persamaan (2.10)** menjadi:

$$Q_s = A_s \cdot 0,45 \cdot c_u \quad (2.14)$$

Dimana:

$c_u$  = kohesi *tak terdrainase* di sepanjang tiang ( $\text{kN/m}^2$ )

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

- **Daya Dukung Batas Tiang**

Daya dukung batas tiang bor dinyatakan oleh persamaan:

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (2.15)$$

Dengan mensubstitusikan **persamaan (2.11)** dan **persamaan (2.14)** maka didapat :

$$Q_u = A_b \cdot \mu \cdot c_b \cdot N_c + A_s \cdot 0,45 \cdot c_u \quad (2.16)$$

### 2.3.3 Tahanan Tarik Tiang Bor

Tiang yang menahan gaya tarik ke atas batangnya akan mengalami tarikan yang mengakibatkan diameternya mengecil, walaupun hanya sedikit. Sebagai akibatnya, tahanan geseknya menjadi tidak sebesar tiang tekan, sehingga apabila di lapangan tidak dilakukan uji beban tarik, O'Neill dan Reese (1989) menyarankan untuk tiang tanpa pembesaran ujung, tahanan gesek tarik di ambil 0,75 dari tiang tekan atau

$$f_{s(\text{tarik})} = 0,75 f_{s(\text{tekan})}$$

Tabel 2.5  
Faktor adesi untuk tiang bor pada tanah lempung

Kuat geser tak terdrainase, $c_u$ (kPa)	Faktor adesi ( $\alpha$ )
< 200	0,55
200 – 300	0,49
300 – 400	0,42
400 – 500	0,38
500 – 600	0,35
600 – 700	0,33
700 – 800	0,32
800 – 900	0,31
> 900	Dihitung sebagai batu

Sumber: (AASHTO, 1998)

Untuk tiang bor dengan pembesaran ujung pada tanah lempung O'Neill dan Reese (1989) menyarankan (**Gambar 2.4**).

$$Q_{u(\text{tarik})} = (\pi/4)(d_b^2 - d_s^2)(c_u N_u p_o) \quad (2.17)$$

Untuk lempung tdiak retak-retak :

$$N_u = 3,5 L_b/d_b \leq 9 \quad (2.18)$$

Untuk lempung retak-retak

$$N_u = 0,7 L_b/d_b \leq 9 \quad (2.19)$$

Dimana

$Q_{u(\text{tarik})}$  = kapasitas tarik tiang dengan pembesaran ujung

$c_u$  = kohesi tak terdrainase (*undrained*)

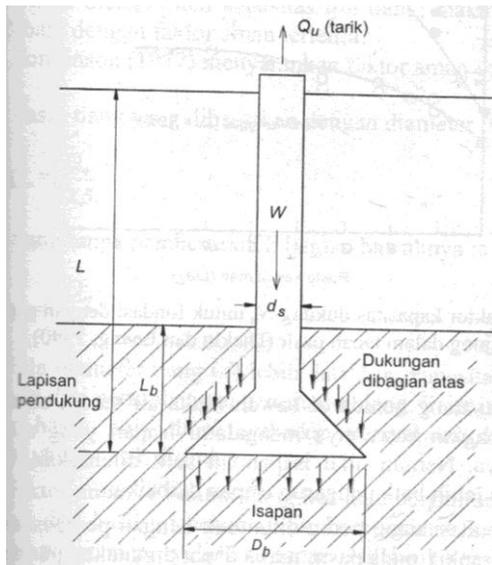
$N_u$  = faktor kapasitas dukung beban tarik

$L_b$  = kedalaman dasar pembesaran ujung terhadap permukaan lapisan pendukung

$d_b$  = diameter dasar pada pembesaran ujung

$d_s$  = diameter pada bagian yang tidak dibesarkan

$p_o$  = tegangan total di dalam tanah di atas dasar tiang



Gambar 2.4 Tahanan tarik tiang bor dengan pembesaran ujung  
(Sumber: O'Neill and Reese, 1989).

Untuk menghitung kapasitas tarik batas total, hasil hitungan dalam **persamaan (2.17)** dapat ditambahkan ke persamaan:  $Q_{u(\text{tarik})} = f_s \cdot A_s + W_p$ . O'Neill dan Reese (1989) merekomendasikan untuk mengabaikan tahanan sisi tiang antara dasar pondasi sampai  $2d_b$  di atas dasar.

bawahnya mengalami isapan yang menambah tahanan tariknya. Namun, nilai isapan ini sulit ditentukan, sehingga dalam hitungan lebih baik pengaruh isapan diabaikan.

Untuk pondasi tiang beton ditumbuk dengan pembesaran ujung (Seperti tiang franki) pada pasir, maka dapat digunakan persamaan:

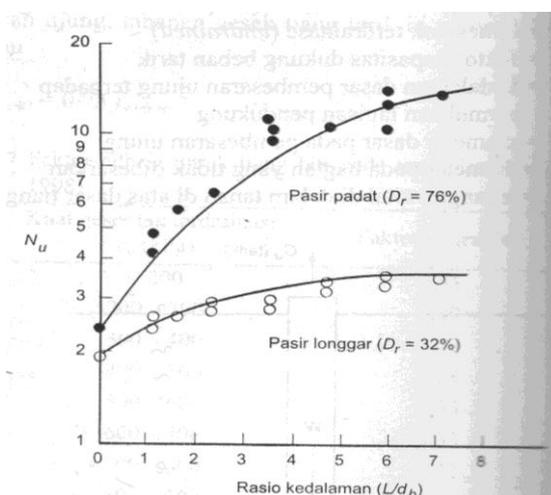
$$Q_{u(\text{tarik})} = A_b \cdot N_u \cdot p_o' \quad (2.18)$$

Dengan,

$A_b$  = luas dasar tiang ( $m^2$ )

$N_u$  = faktor kapasitas dukung tarik (**Gambar 2.5**)

$p_o'$  = tekanan overburden efektif pada dasar tiang ( $kN/m^2$ )



Gambar 2.5 Faktor Kapasitas dukung  $N_u$  untuk pondasi dengan pembesaran ujung dalam tanah pasir

(Sumber: Dickin dan Leung, 1990)

Bila dasar tiang berada di bawah muka air tanah, maka ketika tiang ditarik, bagian

**Persamaan (2.18)** dapat ditambahkan dengan  $Q_{u(\text{tarik})} = f_s \cdot A_s + W_p$ . Tiang bor dengan pembesaran ujung umumnya tidak bisa digunakan dalam pasir, sehingga **persamaan (2.18)** tidak digunakan untuk tiang bor.

### 2.3.4 Faktor Aman Tiang Bor

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka daya dukung batas tiang dibagi dengan faktor aman tertentu.

Tomlinson (1977) menyarankan faktor aman untuk tiang bor, untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter  $d < 2$  m :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (2.19)$$

Untuk tiang tanpa pembesaran dibagian bawahnya :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} \quad (2.20)$$

Faktor-faktor yang dapat mempengaruhi faktor aman (F) pada tiang bor:

1. Hasil uji beban statis
2. Keseragaman kondisi tanah
3. Ketelitian program penyelidikan tanah

Nilai-nilai tipikal faktor aman untuk tiang bor yang disarankan oleh Coduto (2001) dan Hannigan et al. (1997) ditunjukkan dalam **Tabel 2.6**.

Tabel 2.6  
Faktor aman untuk tiang bor

Informasi dalam perancangan			Fakton aman (F)	
Uji beban statis	Kondisi tanah	Program penyelidikan lokasi	Beban ke bawah (tiang tekan)	Beban ke atas (tiang tarik)
Ya	Seragam	Teliti	2,0*	3,0*
Ya	Tak teratur	Rata-rata	2,5	4,0
Tidak	Seragam	Teliti	2,5	5,0
Tidak	Seragam	Rata-rata	3,0	6,0
Tidak	Tak teratur	Teliti	3,0	6,0
Tidak	Tak teratur	Rata-rata	3,5	6,0

Sumber: (Coduto, 2001; Hannigan et al. 1997)

\*jika uji beban statis sangat teliti dan kondisi sifat-sifat tanah dapat didefinisikan dengan baik, faktor aman beban ke bawah dapat direduksi 1,7 kalinya dan beban ke atas 2,5 kalinya

Umumnya, faktor aman untuk beban tarik  $>$  beban tekan. Karena, keruntuhan akibat beban tarik lebih bersifat segera dan merusakkan (terutama saat gempa). Oleh karena itu, para ahli pondasi menyarankan untuk faktor aman 1,5 sampai 2 kali faktor aman untuk beban tekan.

#### 2.4 Pondasi Tiang Pancang

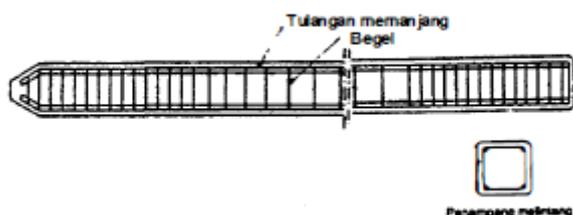
Tiang pancang adalah bagian – bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan atau baja, yang digunakan untuk meneruskan (menstranmisikan) beban – beban permukaan ke tingkat – tingkat yang lebih rendah di dalam massa tanah (Bowles, 1991)

Penggunaan pondasi tiang pancang sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada di bawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan beban yang bekerja padanya (Sardjono, 1988). Atau apabila tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah kedalaman  $>$  8 m (Bowles 1991).

Kelebihan pondasi tiang, antara lain:

1. Pondasi tiang lebih dapat melimpahkan beban ke lapisan tanah pendukung yang kuat
2. Pondasi tiang dapat menahan gaya angkat
3. Pondasi tiang dapat menahan gaya horizontal
4. Pondasi tiang dapat menahan beban melalui gesekan antara tanah dan pondasi

Pada penelitian kali ini digunakan tiang pancang pracetak yaitu tiang dari beton yang telah jadi dari pabrik yang kemudian di pancangkan ke lokasi rencana pembangunan, menggunakan sistem hidrolis. Hidrolis sistem adalah suatu metode pemancangan pondasi tiang dengan menggunakan mekanisme *hydraulic jacking foundation system*, dimana sistem ini telah mendapatkan hak paten dari United States, United Kingdom, China dan New Zealand. Tiang beton pracetak umumnya berbentuk prisma atau bulat (**Gambar 2.6**). Biasanya ukuran tiang yang dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantara 20 sampai 60 cm. Untuk beban maksimum tiang yang berukuran kecil dapat berkisar di antara 300 sampai 800 kN.



*Gambar 2.6* Tiang beton pracetak  
(Sumber: Hary, 2008)

Keuntungan penggunaan pondasi tiang pancang, antara lain:

- a. Tiang pancang dapat dipancang sampai kedalaman tanah yang dalam
- b. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan
- c. Prosedur pelaksanaan di lapangan tidak dipengaruhi oleh air tanah
- d. Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler
- e. Pemancangan tiang pancang lebih cepat apabila dibandingkan dengan tiang bor

Kerugian pemakaian tiang pancang pracetak, antara lain :

- a. Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
- b. Kepala tiang kadang-kadang pecah akibat pemancangan.
- c. Pemancangan sulit, bila diameter terlalu besar.
- d. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran, dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan di sekitarnya.
- e. Banyaknya tulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengakuan dan pemancangan tiang.

#### **2.4.1 Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang**

Daya dukung tiang adalah kemampuan atau kapasitas tiang (*pile capacity*) dalam mendukung/memikul beban. Hitungan kapasitas tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan *statis* dan *dinamis*. Perhitungan secara statis yaitu dengan mempelajari sifat-sifat teknis tanah. Sedangkan, perhitungan secara dinamis yaitu perhitungan dengan menganalisis kapasitas batas dengan data yang diperoleh dari data pemancangan tiang.

Besarnya beban batas dapat dipengaruhi oleh variasi kondisi tanah dan pengaruh tipe cara pelaksanaan pemancangan. Pengaruh-pengaruh tersebut dapat seperti: tiang cetak diluar atau dicor di tempat, tiang berdinding rata atau bergelombang, tiang terbuat dari baja atau beton, sangat berpengaruh pada faktor gesekan antara dinding tiang dan tanah, yang demikian akan mempengaruhi kapasitas tiang.

- **Daya Dukung Batas Cara Statis**

Daya dukung batas netto tiang ( $Q_u$ ) adalah jumlah dari tahanan ujung bawah batas ( $Q_b$ ) dengan tahanan gesek batas ( $Q_s$ ) antara dinding tiang dan tanah disekitarnya dikurangi dengan berat sendiri tiang ( $W_p$ ). Pada (**Gambar 2.7**) menggambarkan skema model bidang keruntuhan pada tahanan ujung dan tahanan gesek tiang. Bila dinyatakan dalam persamaan, maka:

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \quad (2.21)$$

Dimana :

$W_p$  = berat sendiri tiang (kN)

$Q_u$  = kapasitas dukung batas netto (kN)

$Q_b$  = tahanan ujung bawah batas (kN)

$Q_s$  = tahanan gesek batas (kN)

Tahanan ujung batas, secara pendekatan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan kapasitas dukung batas pondasi dangkal, sebagai berikut:

$$q_u = \frac{Q_b}{A_b} = c_b \cdot N_c + p_b \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_d \cdot N_\gamma \quad (2.22)$$

dengan:

$q_u$  = tahanan ujung per satuan luas tiang ( $\text{kN/m}^2$ )

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

$c_b$  = kohesi tanah di sekitar ujung tiang ( $\text{kN/m}^2$ )

$p_b = \gamma z$  = tekanan “*overburden*” pada ujung tiang ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  = berat volume tanah ( $\text{kN/m}^3$ )

$d$  = diameter tiang (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  = faktor-faktor kapasitas daya dukung (fungsi dari  $\phi$ )

Dari **persamaan (2.22)**, tahanan ujung tiang ( $Q_b$ ) dapat dinyatakan oleh:

$$Q_b = A_b [c_b \cdot N_c + p_b \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_d \cdot N_\gamma] \quad (2.23)$$

Tahanan gesek dinding tiang ( $Q_s$ ) dapat dianalisis dari teori *Coloumb*:

$$\tau_d = \frac{Q_s}{A_s} = c_d + \sigma_n \cdot \text{tg} \phi_d \quad (2.24)$$

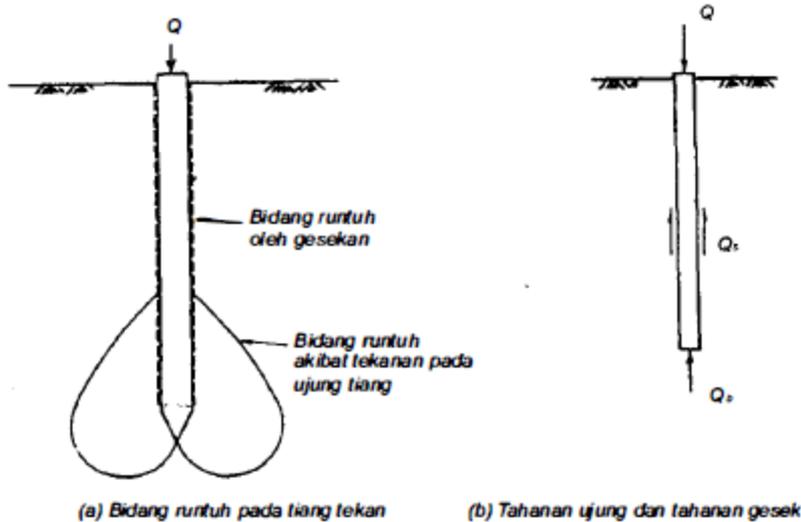
Dengan:

$\tau_d$  = tahanan geser dinding tiang

$c_d$  = Adhesi antara dinding tiang dan tanah

$\sigma_n = \sigma_h$  = tegangan normal pada dinding tiang

$\phi_d$  = sudut gesek antara dinding tiang dan tanah



Gambar 2.7 Tahanan ujung dan tahanan gesek dan model bidang keruntuhan (Sumber: Hary, 2008)

Dari definisi koefisien tekanan tanah lateral,

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Atau

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v \quad (2.25)$$

Dengan  $\sigma_v$  adalah tegangan vertical akibat berat tanah (tekanan *overburden*) dan  $\sigma_h$  adalah tegangan horizontal atau tegangan lateral (tekanan tanah pada dinding tiang). Dalam **persamaan (2.25)**,  $\sigma_h$  merupakan tegangan normal ( $\sigma_n$ ) yang bekerja tegak lurus pada dinding tiang. Dengan memberikan notasi yang baru untuk koefisien tekanan tanah lateral  $K$  menjadi  $K_d$ , yaitu koefisien tekanan lateral pada dinding tiang, maka **persamaan (2.25)** menjadi:

$$\sigma_h = \sigma_n = K_d \cdot \sigma_v = K_d \cdot p_o \quad (2.26)$$

Dengan  $\sigma_v = p_o = z\gamma$  ( $z$  = kedalaman dari muka tanah). Substitusi **persamaan (2.26)** ke **persamaan (2.24)**, diperoleh:

$$\tau_d = c_d + K_d \cdot p_o \cdot \text{tg}\phi_d \quad (2.27)$$

Dengan  $p_o$  = tekanan *overburden* rata-rata.

Tahanan gesek dinding batas ( $Q_s$ ) tiang:

$$Q_s = \sum A_s \cdot \tau_d = \sum A_s (c_d + K_d \cdot p_o \cdot \text{tg}\phi_d) \quad (2.28)$$

Dengan  $A_s$  adalah luas selimut dinding tiang dari persamaan (2.21), (2.23), dan (2.28), dapat diperoleh persamaan umum daya dukung batas tiang tunggal ( $\delta = \phi_d$ ):

$$Q_u = A_b [c_b \cdot N_c + p_b \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_d \cdot N_\gamma] + \sum A_s (c_d + K_d \cdot p_o \cdot \text{tg}\delta) - W_p \quad (2.29)$$

Jika daya dukung batas tiang diperhitungkan pada kondisi keruntuhan waktu jangka pendek atau kondisi tak terdrainase (*undrained*), maka parameter-parameter tanah yang harus digunakan adalah:  $\phi$ ,  $c$ ,  $c_d$ , dan  $\gamma$  pada kondisi *undrained*. Sehingga  $p_b$  dan  $p_o$  harus dihitung pada kondisi *tegangan total*.

Jika diinginkan untuk mengetahui kapasitas batas pada waktu jangka panjang, maka parameter-parameter tanah yang harus digunakan adalah parameter tanah pada kondisi terdrainasi (*drained*). Dalam kondisi ini tegangan vertical sama dengan tekanan *overburden* efektif  $p_b'$  dan  $p_o'$ .

Pada tanah lempung, tegangan vertikal di dekat tiang sama dengan tekanan *overburden*, sedang pada tanah pasir tegangan vertical di dekat tiang lebih kecil dari tanah *overburden* (*vesic*, 1967).

#### 2.4.1.1 Daya Dukung Tiang Pancang pada Tanah Berbutir Kasar

- **Daya Dukung/Tahanan Ujung Batas**

##### 1) Metode Mayerhof

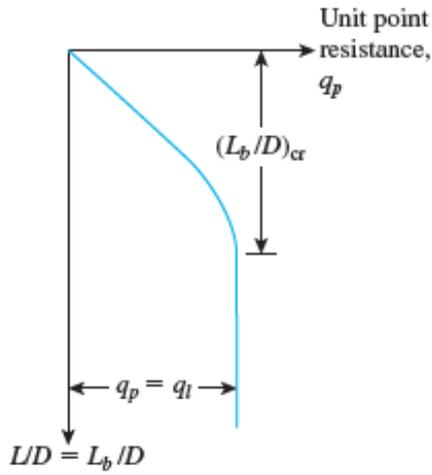
Kapasitas dukung ujung,  $q_p$  dari tiang dalam tanah pasir umumnya meningkat pada kedalaman *embedment* dan akan mencapai nilai maksimum dalam rasio *embedment* dimana  $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$ . Perlu diperhatikan pada tanah homogeny  $L_b$  adalah penambahan *embedment* dari panjang tiang,  $L$ . Namun, apabila sebuah tiang memiliki penetrasi pada kapasitas lapisan,  $L_b < L$ . di luar rasio kritis *embedment*,  $(L_b/D)_{cr}$ , nilai  $q_p$  tetap konstan ( $q_p = q_t$ ). Seperti pada (**Gambar 2.8**) untuk kasus tanah homogeny,  $L = L_b$ .

Untuk tiang pada tanah pasir,  $c'=0$  ditunjukkan pada **persamaan (2.30)**

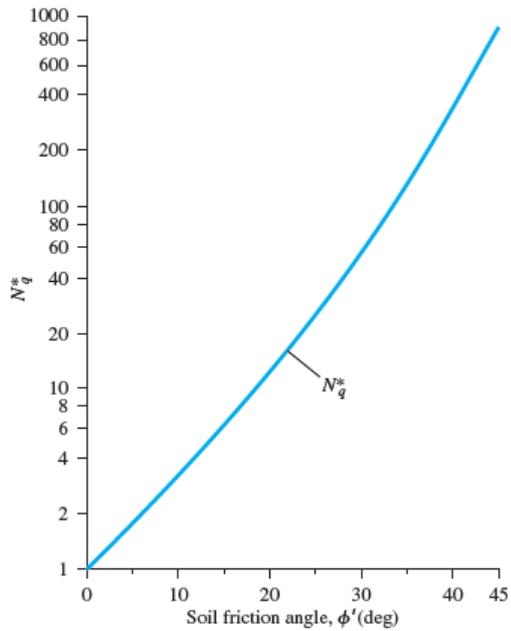
$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \quad (2.30)$$

Variasi  $N_q^*$  dengan sudut geser tanah  $\phi'$  pada (**Gambar 2.9**). Dengan menggunakan interpolasi nilai  $N_q^*$  untuk berbagai sudut geser juga dapat didapatkan dari **Tabel (2.7)**. Dimana,  $Q_p$  harus tidak melebihi batas nilai  $A_p q_t$

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_t \quad (2.31)$$



Gambar 2.8 Sifat variasi tahanan satuan titik dalam pasir homogen (Sumber: Braja, 2014)



Gambar 2.9 Variasi dari nilai maksimum  $N_q^*$  dengan sudut geser tanah  $\phi'$  (Sumber: Mayerhof, 1976)

Tabel 2.7 Interpolasi nilai untuk  $N_q^*$  Berbasis pada Teori Mayerhof

Soll friction angle, $\phi$ (deg)	$N_q^*$
20	12.4
21	13.8
22	15.5
23	17.9
24	21.4
25	26.0
26	29.5
27	34.0
28	39.7
29	46.5
30	56.7
31	68.2
32	81.0
33	96.0
34	115.0
35	143.0
36	168.0
37	194.0
38	231.0
39	276.0
40	346.0
41	420.0
42	525.0
43	650.0
44	780.0
45	930.0

Sumber: (Braja, 2014)

Dimana batas perlawanan ujung adalah

$$q_t = 0,5p_a N_q^* \tan \phi' \quad (2.32)$$

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

$\phi'$  = sudut geser tanah efektif dari lapisan tanah

## 2) Metode Vesic

Vesic (1977) mengusulkan suatu metode untuk mengestimasi kapasitas daya dukung ujung tiang berdasarkan pada teori perluasan lubang. Menurut teori ini, parameter dasar tegangan efektif dapat ditulis dari persamaan berikut.

$$Q_p = A_p q_p = A_p \bar{\sigma}_o' N_{\sigma}^* \quad (2.33)$$

Dimana

$\bar{\sigma}_o'$  = rata-rata tekanan tanah normal efektif pada ujung tiang

$$= \left(\frac{1+2K_o}{3}\right)q' \quad (2.34)$$

$K_o$  = koefisien tekanan tanah =  $1 - \sin \phi'$  (2.35)

$N_{\sigma}^*$  = faktor kapasitas daya dukung

**Persamaan (2.33)** merupakan modifikasi dari **persamaan (2.30)** dengan

$$N_{\sigma}^* = \frac{3+N_q^*}{(1+2K_o)} \quad (2.36)$$

Menurut teori Vesic,

$$N_{\sigma}^* = f(I_{rr}) \quad (2.37)$$

Dimana  $I_{rr}$  = index kekakuan *rigidity* untuk tanah, yaitu

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r\Delta} \quad (2.38)$$

Dimana

$$I_r = \text{rigidity index} = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)q'\tan\phi'} = \frac{G_s}{q'\tan\phi'} \quad (2.39)$$

$E_s$  = modulus elastisitas tanah

$\mu_s$  = poisson rasio tanah

$G_s$  = shear modulus tanah

$\Delta$  = rata-rata regangan di zona plastis pada bawah ujung tiang

Rentang umum  $I_r$  untuk berbagai jenis tanah

Pasir (*relative density* = 50% sampai 80%): 75 sampai 150

Lanau : 50 sampai 75

Untuk memperkirakan  $I_r$  pada **persamaan (2.39)** dan  $I_{rr}$  pada **persamaan (2.38)**, dapat digunakan persamaan berikut (Chen and Kulhawy, 1994)

$$\frac{E_s}{P_a} = m \quad (2.40)$$

Dimana

$P_a$  = tekanan atmosfer ( $\approx 100 \text{ kN/m}^2$  atau  $2000 \text{ lb/ft}^2$ )

$m$  = 100 sampai 200 (loose soil)  
 = 200 sampai 500 (medium dense soil)  
 = 500 sampai 1000 (dense soil)

$$\mu_s = 0,1 + 0,3\left(\frac{\phi' - 25}{20}\right) \quad (\text{untuk } 25^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ) \quad (2.41)$$

$$\Delta = 0,005\left(1 - \frac{\phi' - 25}{20}\right)\frac{q'}{P_a} \quad (2.42)$$

Pada dasar test cone penetration test di lapangan, Baldi et al. (1981) memberikan korelasi untuk  $I_r$ :

$$I_r = \frac{300}{F_r(\%)} \quad (\text{untuk cone penetration mekanik}) \quad (2.43)$$

Dan

$$I_r = \frac{170}{F_r(\%)} \quad (\text{untuk cone penetration elektrik}) \quad (2.44)$$

$$\text{Untuk } F_r = \frac{\text{frictional resistance}}{\text{cone resistance}} = \frac{f_c}{q_c} \quad (2.45)$$

**Tabel (2.8)** memberikan nilai  $N_{\sigma}^*$  untuk korelasi nilai dari  $I_{rr}$  dan  $\phi$ .

Tabel 2.8  
 Faktor kapasitas daya dukung  $N_{\sigma}^*$  berbasis pada teori perluasan lubang

$\phi'$	$I_r$									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
25	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
26	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	19.88	27.22	37.27	44.79	51.09	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
32	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87
34	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.96	257.99	321.22	375.28	423.99
44	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58

Based on "Design on pile foundations," by A.S. Vesic., *Synopsis of Highway Practice* by American Association of State Highway and Transportation, 1969.

### 3) Metode Coyle and Castello

Coyle and Castello (1981) menganalisis 24 uji beban test lapangan skala besar pada tiang pancang di tanah pasir. Dari hasil test, disarankan untuk tanah pasir,

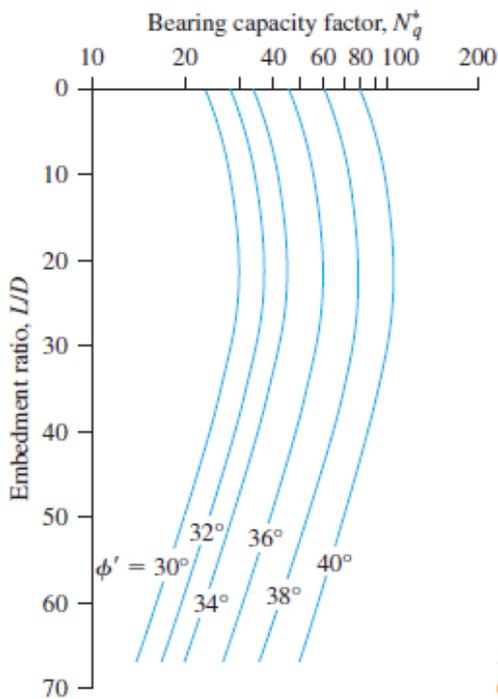
$$Q_p = q' N_q^* A_p \quad (2.46)$$

Dimana

$q'$  = tegangan vertikal efektif di ujung tiang

$N_q^*$  = faktor kapasitas dukung

Pada (**Gambar 2.10**) menunjukkan Variasi  $N_q^*$  dengan  $L/D$  dan sudut geser tanah  $\phi'$



Gambar 2.10 Variasi dari  $N_q^*$  dengan  $L/D$   
(Sumber: Coyle and Castello, 1981)

#### • Daya Dukung Gesek

Daya dukung/tahanan gesek pada tanah pasir

$$Q_s = \Sigma p \cdot \Delta L \cdot f \quad (2.47)$$

Unit gesekan  $f$ , sulit diperkirakan. Dalam membuat estimasi  $f$ , ada beberapa faktor penting yang perlu diperhatikan:

1. Instalasi pemasangan tiang. Untuk tiang pancang pada tanah pasir, getaran yang diakibatkan selama pemancangan tiang menambah kerapatan tanah disekitar tiang. Zona kerapatan pada tanah pasir dapat sebanyak 2,5 kali diameter, pada tanah pasir disekitar tiang.

2. Telah diamati bahwa sifat variasi  $f$  di lapangan kira-kira sama dengan yang ditunjukkan pada (**Gambar 2.11**). Unit gesekan meningkat dengan kedalaman lebih atau kurang linear pada kedalaman  $L'$  dan tetap konstan setelahnya. Besarnya kedalaman kritis  $L'$  sekitar 15 sampai 20 diameter.

$$L' \approx 15D \quad (2.48)$$

3. Pada kedalaman yang sama, unit gesekan selimut pada tanah pasir yang lepas lebih tinggi untuk tiang high-displacement, dibandingkan dengan tiang low-displacement.

4. Pada kedalaman yang sama, untuk tiang bor akan mengalami gesekan yang lebih rendah pada selimut tiang dibandingkan dengan tiang pancang.

Dengan mempertimbangkan faktor-faktor sebelumnya, berikut perkiraan hubungan untuk  $f$  (lihat pada gambar 9.16)

Untuk  $z = 0$  sampai  $L'$

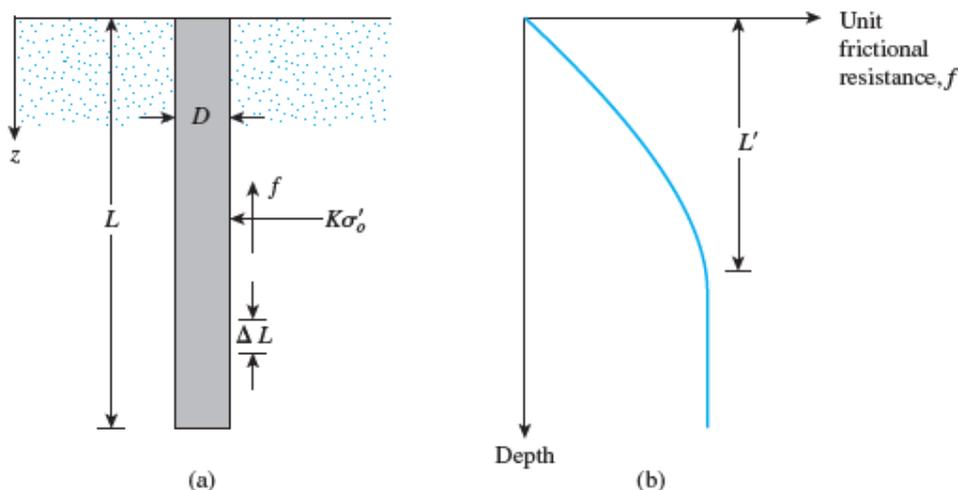
$$f = K\sigma_o' \tan \delta' \quad (2.49)$$

dimana

$K$  = koefisien tekanan tanah efektif **Tabel (2.9)**

$\sigma_o'$  = tekanan vertikal tanah efektif pada kedalaman yang telah ditentukan

$\delta'$  = sudut gesek tiang-tanah



*Gambar 2.11* Tahanan gesek untuk tiang pada tanah pasir  
(Sumber: Braja, 2014)

Dan untuk  $z = L'$  sampai  $L$

$$f = f_{z=L'} \quad (2.50)$$

Pada kenyataannya, besarnya  $K$  bervariasi dengan kedalaman, besarnya nilai tersebut kira-kira sama dengan koefisien tekanan tanah pasif Rankine,  $K_p$ . dibagian atas

tiang dan dapat kurang dari koefisien tekanan tanah istirahat,  $K_o$ , pada kedalaman yang lebih besar. Nilai rata-rata  $K$  direkomendasikan pada **persamaan (2.49)**.

Tabel 2.9  
Korelasi nilai  $K_o$

Tipe tiang	$K$
Tiang bor	$K_o = 1 - \sin\phi'$
Low-displacement tiang pancang	$K_o = 1 - \sin\phi'$ sampai $1,4K_o = 1,4(1 - \sin\phi')$
High-displacement tiang pancang	$K_o = 1 - \sin\phi'$ sampai $1,8K_o = 1,8(1 - \sin\phi')$

Nilai  $\delta'$  dari berbagai investigasi berada pada kisaran  $0,5\phi$  sampai  $0,8\phi$ .

Sumber: (Braja, 2014)

Berdasarkan hasil uji beban di lapangan, Mansur and Hunter (1970) untuk rata-rata nilai  $K$ .

H-tiang ( $K = 1,65$ )

Tiang dari baja ( $K = 1,26$ )

Tiang precast beton ( $K = 1,5$ )

Coyle and Castello (1981), dalam hubungan dengan tahanan ujung pada metode ini mengusulkan untuk perhitungan kapasitas gaya gesek.

$$Q_s = f_{av}pL = (K\bar{\sigma}'_o \tan\delta')pL \quad (2.51)$$

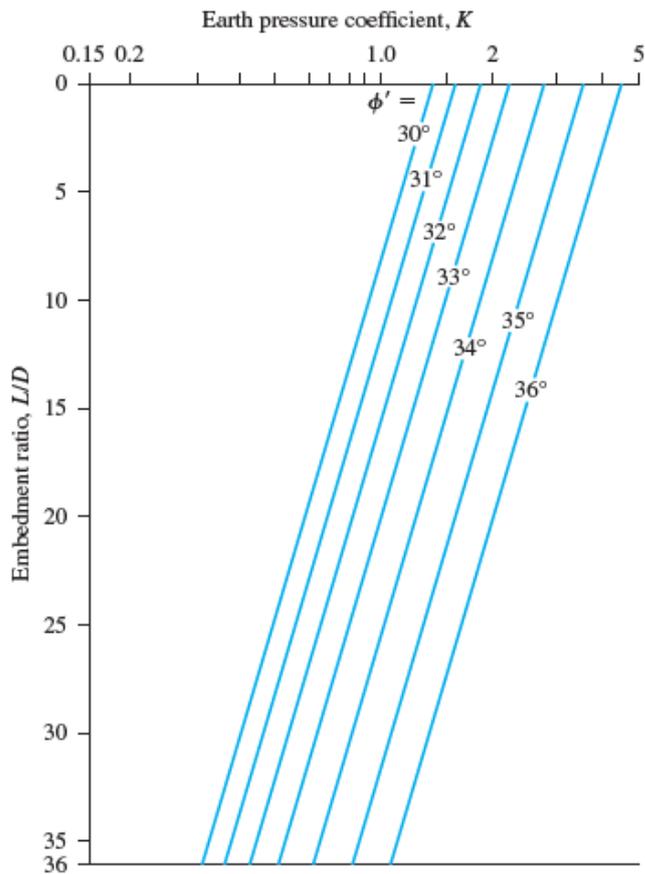
Dimana

$\bar{\sigma}'_o$  = rata-rata tekanan efektif *overburden*

$\delta'$  = sudut geser tiang-tanah =  $0,8\phi'$

Tekanan tanah lateral  $K$ , yang ditentukan dari pengamatan lapangan, seperti **(Gambar 2.12)**.

$$Q_s = K\bar{\sigma}'_o \tan(0,8\phi')pL \quad (2.52)$$



Gambar 2.12 Variasi nilai K dengan L/D  
(Sumber: Coyle and Castello, 1981)

#### 2.4.1.2 Daya Dukung Tiang Pancang Pada Tanah Lempung

Daya dukung batas tiang yang dipancang pada tanah lempung, adalah jumlah tahanan gesek dinding tiang dan tahanan ujungnya. Bila tanah homogen, maka tahanan gesek yang berupa adhesi antara dinding tiang dan tanah akan berpengaruh besar pada daya dukung batasnya.

- **Daya Dukung Ujung**

- 1) Metode Mayerhof

Untuk tiang pada tanah lempung jenuh dibawah kondisi tak terdrainase ( $\phi = 0$ ), dapat menggunakan persamaan berikut,

$$Q_p = N_c^* c_u A_p + q N_q^* A_p \quad (2.53)$$

Untuk  $\phi = 0$ ,  $N_q^* = 0$

Dimana

$c_u$  = kondisi tak terdrainase tanah dibawah ujung tiang

$N_c^* = 9$  untuk  $C_u = 100$  kPa,  $N_c^* = 8$  untuk  $C_u = 50$  kPa, dan  $N_c^* = 6,5$  untuk  $C_u = 25$  kPa,

- **Daya dukung / tahanan gesek batas**

- 1) Metode  $\lambda$

Vijayvergiya and Focht (1972), mengasumsi bahwa perpindahan tanah akibat pemancangan tiang menghasilkan tekanan lateral pasif pada kedalaman berapapun dan rata-rata perlawanan kulit tiang.

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}_o' + 2c_u) \quad (2.54)$$

dimana

$\bar{\sigma}_o'$  = rata-rata tekanan vertikal efektif pada kedalaman embedment

$c_u$  = rata-rata kuat geser *undrained* ( $\phi = 0$ )

$\lambda$  = nilai variasi  $\lambda$  dapat dilihat pada **tabel (2.10)**

Tabel 2.10  
Variasi  $\lambda$  dengan panjang tiang pada embedment, L

Embedment length, L (m)	$\lambda$
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

(Sumber: Braja, 2014)

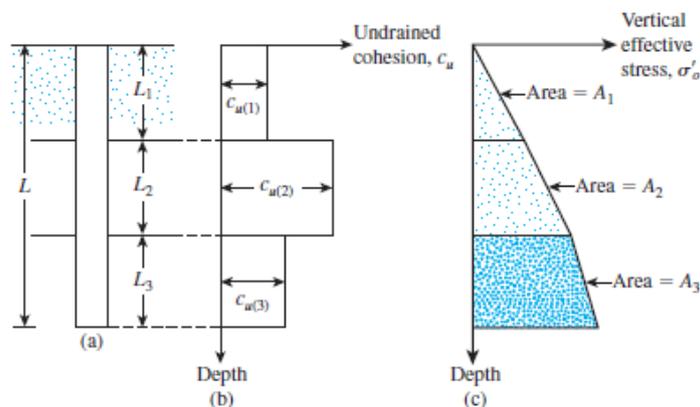
Nilai  $\lambda$  berubah mengikuti kedalaman dari penetrasi tiang (Tabel 9.9). Dengan demikian, total gesekan dapat dihitung sebagai

$$Q_s = pLf_{av} \quad (2.55)$$

Perlu diperhatikan dalam pengambilan nilai  $\sigma_o'$  dan  $\bar{c}_u$  pada tanah berlapis. (Gambar 2.13a) menunjukkan penetrasi tiang pada tiga lapisan tanah lempung. Menurut (Gambar 2.13b), rata-rata nilai  $c_u$  adalah  $(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \dots)/L$ . Demikian pula, (Gambar 2.13c) menunjukkan plot variasi tegangan efektif dengan kedalaman. Dimana tegangan efektifnya adalah sebagai berikut:

$$\bar{\sigma}_o' = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L} \quad (2.56)$$

Dimana  $A_1, A_2, A_3, \dots$  merupakan area dari diagram tegangan vertikal efektif



Gambar 2.13 Aplikasi metode  $\lambda$  pada tanah berlapis

- (a) Nilai penetrasi tiang
  - (b) Rata-rata nilai  $c_u$
  - (c) Variasi tegangan efektif
- (Sumber: Braja, 2014)

## 2) Metode $\alpha$

Menurut metode  $\alpha$ , unit ketahanan selimut pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan persamaan

$$f = \alpha c_u \quad (2.57)$$

Dimana  $\alpha$  = empiris faktor adesi. Variasi perkiraan nilai  $\alpha$  dapat dilihat pada Tabel 9.10. perlu diketahui bahwa nilai-nilai  $\alpha$  yang ditunjukkan pada Tabel 9.10 mungkin berbeda, semenjak  $\alpha$  merupakan fungsi dari tegangan vertikal efektif dan kohesi tak terdrainasi. Sladen (1992) menunjukkan bahwa

$$\alpha = C \left( \frac{\bar{\sigma}_o'}{c_u} \right)^{0.45} \quad (2.58)$$

dimana

$\bar{\sigma}_o'$  = rata-rata tegangan vertikal efektif

C  $\approx 0,4$  sampai  $0,5$  untuk tiang bor; dan  $\geq 0,5$  untuk tiang pancang

Sebuah korelasi yang diusulkan oleh Randolph and Murphy (1987) pada American Petroleum Institute (API) pada tahun 1987 sebagai berikut

$$\alpha = 0,5 \left( \frac{c_u}{\bar{\sigma}_o'} \right)^{-0.5} \quad \left( \text{untuk } \frac{c_u}{\bar{\sigma}_o'} \leq 1 \right) \quad (2.59a)$$

Tabel 2.11  
Variasi  $\alpha$  (nilai interpolasi berbasis pada Terzaghi, Peck and Mesri, 1996)

$\frac{c_u}{p_a}$	$\alpha$
$\leq 0.1$	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

Note:  $p_a$  = atmospheric pressure  
 $\approx 100 \text{ kN/m}^2$  or  $2000 \text{ lb/ft}^2$

Sumber: (Braja, 2014)

Dan

$$\alpha = 0,5 \left( \frac{c_u}{\bar{\sigma}_o'} \right)^{-0.25} \quad \left( \text{untuk } \frac{c_u}{\bar{\sigma}_o'} > 1 \right) \quad (2.59b)$$

Persamaan tersebut dimodifikasi kembali oleh API (2007) menjadi

$$f_{av} = 0,5 (c_u \bar{\sigma}_o')^{0.5}$$

atau (2.60)

$$f_{av} = 0,5 (c_u)^{0.75} (\bar{\sigma}_o')^{0.25}$$

(dipilih mana yang terbesar)

Karlsrud dkk. (2005) mengusulkan alternative hubungan untuk  $\alpha$  yang dikenal sebagai metode Norwegian Geotechnical Institute (NGI)-99. Menurut metode ini,

$$\alpha = 0.32(\text{PI}-10)^{0.3}(1 \geq \alpha \geq 0.2) \quad (\text{untuk } \frac{c_u}{\sigma'_o} \leq 0.25) \quad (2.61a)$$

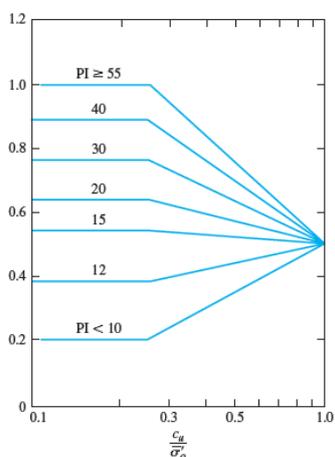
dan

$$\alpha = 0.5 \quad (\text{untuk } \frac{c_u}{\sigma'_o} = 1) \quad (2.61b)$$

Istilah  $\alpha$  memiliki hubungan log-linear dengan  $c_u/\sigma'_o$ , diantara  $c_u/\sigma'_o = 0.25$  dan 1. Dapat dilihat pada grafik yang ada pada **(Gambar 2.14)**. untuk  $c_u/\sigma'_o \geq 1$ ,

$$\alpha = 0,5\left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)^{-0.3}C \quad (2.62)$$

dimana C merupakan faktor koreksi.



Gambar 2.14 Variasi  $\alpha$  dengan  $c_u/\sigma'_o$  untuk metode NGI-99 [persamaan (2.61a) dan (2.61b)] (Sumber: Braja, 2014)

Interpolasi nilai  $\alpha$  untuk tiang terbuka dan tertutup dapat dilihat pada **Tabel (2.12)**.

Dengan demikian dapat diberikan sebagai

$$Q_s = \Sigma fp\Delta L = \Sigma \alpha c_u p \Delta L \quad (2.63)$$

Tabel 2.12 Variasi  $\alpha$  dengan  $c_u/\sigma'_o$

$\frac{c_u}{\sigma'_o}$	$\alpha$	
	Open-ended pile	Closed-ended pile
1	0.5	0.5
2	0.4	0.44
3	0.355	0.41
4	0.33	0.395
5	0.31	0.38
6	0.29	0.365
7	0.28	0.35
8	0.26	0.33
9	0.255	0.32
10	0.25	0.31

(Sumber: Braja, 2014)

3) Metode  $\beta$ 

Ketika tiang dipancang dalam tanah lempung jenuh, pore water pressure pada tanah disekitar tiang akan naik. Excess pore water pressure pada tanah lempung terkonsolidasi normal dapat empat sampai enam kali  $c_u$ . Namun, dalam setahun atau lebih, tekanan ini berangsur-angsur akan hilang. Karena, tahanan gesekan tiang dapat ditentukan atas dasar parameter tegangan efektif pada tanah lempung remolded ( $c' = 0$ ). Jadi, pada kedalaman apapun,

$$f = \beta \sigma_o' \quad (2.64)$$

dimana

$\sigma_o'$  = tegangan vertikal efektif

$$\beta = K \tan \phi'_R \quad (2.65)$$

$\phi'_R$  = sudut geser drained selimut pada tanah remolded

K = koefisien tekanan tanah

Besarnya K adalah koefisien tekanan tanah pada saat istirahat, atau

$$K = 1 - \sin \phi'_R \quad (\text{untuk normally consolidated clays}) \quad (2.66)$$

Dan

$$K = 1 - \sin \phi'_R \sqrt{OCR} \quad (\text{untuk overconsolidated clays}) \quad (2.67)$$

Dimana OCR merupakan overconsolidated ratio.

Dengan mengkombinasi **persamaan (2.64), (2.65), (2.66) dan, (2.67)**, untuk normally consolidated clays,

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \tan \phi'_R \sigma_o' \quad (2.68)$$

dan untuk overconsolidated clays,

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \tan \phi'_R \sigma_o' \sqrt{OCR} \quad (2.69)$$

dengan nilai f yang telah ditentukan, total gesekan selimut dapat dihasilkan sebagai

$$Q_s = \Sigma fp \Delta L \quad (2.70)$$

### 2.4.1.3 Daya Dukung Tiang Pancang dalam Tanah c-φ

Apabila dalam keadaan tanah lempung berpasir dimana nilai  $c$  sangat besar dan  $\phi$  sangat kecil, maka dalam menghitung daya dukung komponen gesekan sebaiknya diabaikan. Sebaliknya apabila didapatkan nilai  $\phi$  yang sangat besar dan  $c$  yang sangat kecil, maka dalam hitungan daya dukung nilai  $c$  diabaikan ( $c = 0$ ). Apabila tanah mempunyai dua komponen nilai kohesi ( $c$ ) dan gesekan ( $\phi$ ). Maka, tahanan dukung ujung tiang dapat diperhitungkan dengan menggunakan **persamaan (2.10)**. (Hardiyatmo, 2008)

### 2.4.1.4 Daya Dukung Tiang dari Uji Kerucut Statis (Sondir)

Jika tanah kohesif, umumnya, tahanan kerucut statis ( $q_c$ ) dihubungkan dengan kohesi tak terdrainase (*undrained cohesion*) ( $c_u$ ), yaitu:

$$c_u \cdot N_c = q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Nilai  $N_c$  berkisar diantara 10 sampai 30, tergantung dari sensitivitas, kompresibilitas dan adhesi antara tanah dan mata sondir. Dalam hitungan biasanya  $N_c$  diambil antara 15 sampai 18 (Bagemann, 1965). Tahanan ujung tiang diambil pada nilai  $q_c$  rata-rata yang dihitung dari 8d di atas dasar tiang sampai 4d di bawah dasar tiang. Tahanan gesek per satuan luas ( $f_s$ ) dari tiang pancang secara aman, dapat diambil sama dengan tahanan gesek selimut sondirnya ( $q_f$ ) (Bagemann, 1965), atau

$$f_s = q_f \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Kapasitas batas tiang pancang dinyatakan dalam persamaan:

$$Q_u = A_b \cdot q_c + A_s \cdot q_f \tag{2.71}$$

Dengan,

$A_b$  = luas ujung bawah tiang ( $\text{cm}^2$ )

$A_s$  = luas dinding tiang ( $\text{cm}^2$ )

$q_c$  = tahanan penetrasi kerucut statis ( $\text{kg/cm}^2$ )

$q_f$  = tahanan gesek kerucut statis ( $\text{kg/cm}^2$ )

### 2.4.1.5 Daya Dukung Tiang dari Uji Penetrasi Standar (SPT)

Walaupun ada beberapa kendala pada hasil dari SPT, tes ini merupakan salah satu test yang sering digunakan pada hasil dari pengujian langsung dalam praktek geoteknik. Dikarenakan, perhitungannya yang sederhana dan biaya yang terjangkau. Pada **Tabel (2.13)** di bawah ini, disajikan lima metode SPT umum untuk memperkirakan kapasitas tiang pancang yang telah disurvei.

Tabel 2.13

Metode SPT untuk prediksi kapasitas dukung tiang

Metode	Tahanan Ujung Tiang	Keterangan
--------	---------------------	------------

	(Qb) dan Tahanan Selimut Tiang (Qs)	
Aoki-Velloso (1975)	$Q_b = (k/F_1) N_b$ $Q_s = (\alpha k/F_2) N_s$	<p><math>N_b</math> = Rata-rata 3 nilai <math>N</math> dibawah dasar tiang</p> <p><math>N_s</math> = rata-rata dari <math>N</math> di sepanjang tiang</p> <p>Energi rasio SPT 70%</p> <p>Tanah pasir: <math>\alpha = 14</math> &amp; <math>k = 1</math></p> <p>Tanah Lempung: <math>\alpha = 60</math> &amp; <math>k = 0.2</math></p> <p><math>F</math> = faktor koreksi tiang; <math>F_2 = 2F_1 = 1.75 - 3.5</math></p>
Meyerhof (1976)	$m N_b \leq \left(\frac{L}{D}\right) Q_b \text{ (Mpa)} = k N_b$ $Q_s \text{ (kPa)} = n_s N_s$	<p><math>N_b</math> = rata-rata dari <math>N</math> 10D di atas dasar tiang dan 5D di bawah dasar tiang</p> <p><math>N_s</math> = rata-rata dari <math>N</math> di sepanjang tiang</p> <p>Tiang bor: <math>n_s=1</math>, <math>k=0,012</math>, <math>m=0,12</math></p> <p>Tiang pancang: <math>n_s=2</math>, <math>k=0,04</math>, <math>m=0,4</math></p>
Bazaraa & Kurkur (1986)	$Q_b \text{ (Mpa)} = n_b N_b$ $Q_s \text{ (kPa)} = n_s N_s$	<p><math>N_b</math> = rata-rata dari <math>N</math> 1D di atas dasar tiang dan 3,75D di bawah dasar tiang, <math>N_b \leq 50</math></p> <p><math>n_b=0,06-0,2</math> ; <math>n_s= 2-4</math></p> <p><math>N_s</math> = rata-rata dari <math>N</math> di sepanjang tiang</p>
Decourt (1995)	$Q_b \text{ (Mpa)} = k_b N_b$ $Q_s \text{ (kPa)} = \alpha (2,8 N_s + 10)$	<p>Tiang pancang dan tiang bor pada tanah lempung: <math>\alpha=1</math></p> <p>Tiang bor pada tanah pasir: <math>\alpha=0,5-0,6</math></p> <p>Tiang pancang pada tanah pasir: <math>k_b=0,325</math></p> <p>Tiang bor pada tanah pasir: <math>k_b=0,325</math></p> <p>Tiang pancang pada tanah lempung: <math>k_b=0,1</math></p> <p>Tiang bor pada tanah lempung: <math>k_b=0,08</math></p> <p><math>N_b</math> = rata-rata dari <math>N</math> di bawah dasar tiang</p> <p><math>N_s</math> = rata-rata dari <math>N</math> di sepanjang tiang</p>
Shariatmadari et al. (2008)	$Q_b \text{ (Mpa)} = 0,385 N_b$ $Q_s \text{ (kPa)} = 3,65 N_s$	<p><math>N_b</math> = rata-rata dari <math>N</math> 8D di atas dasar tiang dan 4D di bawah dasar tiang</p> <p><math>N_s</math> = rata-rata dari <math>N</math> di sepanjang tiang</p>

Sumber: (Shooshpasha, 2013)

Karena prosedur pengujian SPT yang tidak konsisten, hasil hitungan kapasitas dukung tiang menjadi tidak begitu akurat. Oleh karena itu Coduto (1994) menyarankan menggunakan faktor aman yang lebih tinggi dari nilai normalnya.

### Koreksi data SPT

Data SPT dapat diperbaiki dengan memberikan faktor koreksi. Hal ini disebabkan bervariasinya prosedur pelaksanaan uji SPT di lapangan. Koreksi karena prosedur lapangan seperti dikemukakan oleh Skempton (1986) sebagai berikut:

$$N_{60} = \frac{E_m C_B C_S C_R N}{0,6} \quad (2.72)$$

Dimana

$N_{60}$  = Nilai N terkoreksi

$E_m$  = Efisiensi hammer **tabel (2.14)**

$C_B$  = Koreksi diameter lubang bor **tabel (2.15)**

$C_S$  = Koreksi sampler **tabel (2.15)**

$C_R$  = Koreksi panjang batang **tabel (2.15)**

$N$  = Nilai N-SPT lapangan

Tabel 2.14

Nilai efisiensi hammer

Negara	Jenis Hammer	Hammer Release Mechanism	Efficiency (Em)
Jepang	Donut	Tombi Trigger	0,78 – 0,85
	Donut	Cathead 2 turns + special release	0,65 – 0,67
Argentina	Donut	Cathead	0,45
Brazil	Pin Weight	Hand Dropped	0,72
China	Automatic	Trip	0,6
	Donut	Hand Dropped	0,55
	Donut	Cathead	0,5
Colombia	Donut	Cathead	0,5
UK	Automatic	Trip	0,73
USA	Safety	2 Turns on Cathead	0,55 – 0,6
	Donut	2 Turns on Cathead	0,45
Venezuela	Donut	Cathead	0,43

Sumber: (Clayton, 1990)

Tabel 2.15

Nilai efisiensi lubang bor, sampler, dan panjang batang

Faktor	Variabel peralatan	Nilai
--------	--------------------	-------

Diameter lubang bor ( $C_B$ )	65 – 115 mm	1
	150 mm	1,05
	200 mm	1,15
Sampler ( $C_S$ )	SPT tanpa pelapis	1
	SPT dengan pelapis	1,2
Panjang batang ( $C_R$ )	3-4 m	0,75
	4-6 m	0,85
	6-10 m	0,95
	>10 m	1

Sumber: (Skempton, 1986)

#### 2.4.2 Faktor Aman Tiang Pancang

Sehubungan dengan alas an butir ( $d$ ), dari hasil pengujian baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600 mm), penurunan akibat beban kerja (*working load*) yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk faktor aman yang tidak kurang dari 2,5 (Tomlinson, 1977).

Reese dan O'Neill (1989) menyarankan pemilihan faktor aman ( $F$ ) untuk perencanaan pondasi tiang (**Tabel 2.16**). yang dipertimbangkan faktor-faktor 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 lapangan
7. Kemungkinan beban desain actual yang terjadi selama beban layanan struktur

Tabel 2.16  
Faktor aman yang disarankan Reese dan O'Neill (1989)

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman ( $F$ )			
	Kontrol baik	Kontrol Normal	Kontrol jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

(Sumber: Hary, 2008)

Besarnya beban kerja (*working load*) atau daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) dengan memperhatikan keamanan terhadap keruntuhan adalah nilai daya dukung batas ( $Q_u$ ) dibagi dengan faktor aman ( $F$ ).

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (2.73)$$

Akan tetapi beberapa peneliti menyarankan faktor aman yang tidak sama untuk tahanan gesek dinding dan tahanan ujung. Daya dukung dinyatakan dalam:

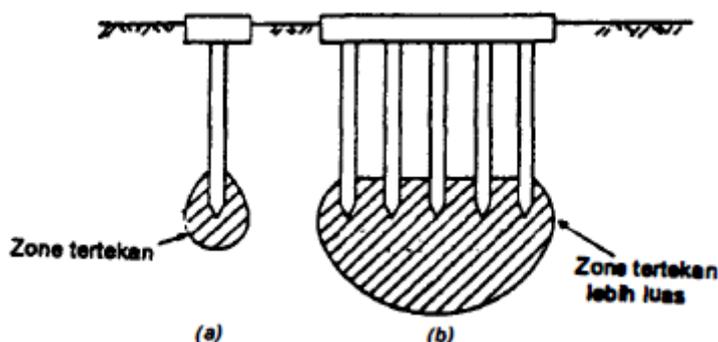
$$Q_a = \frac{Q_b}{3} + \frac{Q_s}{1,5} \quad (2.74)$$

## 2.5 Kapasitas Kelompok Tiang

Stabilitas kelompok tiang tergantung dalam dua hal, yaitu: kemampuan tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang yang diakibatkan adanya beban struktur di atasnya dan pengaruh kondisi tanah yang berada di bawah kelompok tiang.

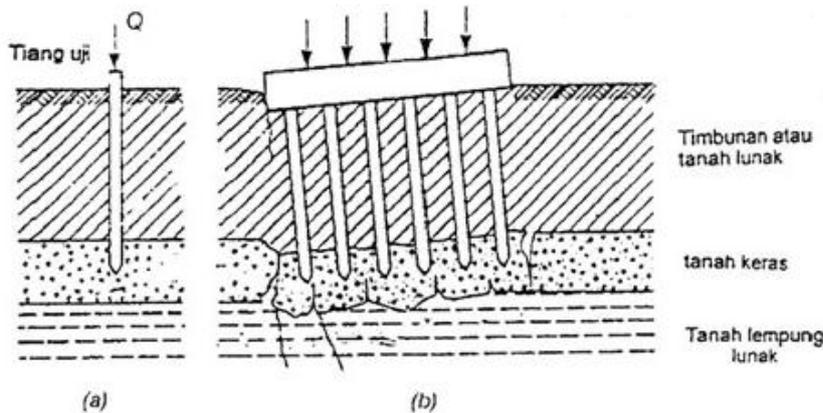
Oleh karena itu, pengaruh akibat pemasangan tiang tunggal dengan cara dipancang, dibor atau ditekan. Akan berpengaruh kecil pada kedua hal di atas. Penurunan kelompok tiang akan sama dengan penurunan tiang tunggal apabila dasar kelompok tiang terletak pada lapisan keras.

Pada beban struktur yang sama penurunan kelompok tiang lebih besar dari penurunan tiang tunggal. Hal ini disebabkan oleh pengaruh luasan zona tertekan pada bagian bawah tiang. Sehingga, penurunan kelompok tiang lebih besar daripada penurunan tiang tunggal (**Gambar 2.15**). Tomlinson (1977) menjelaskan perbedaan pengaruh tekanan tiang pada tanah pendukung untuk tiang tunggal dan kelompok tiang, seperti dalam (**Gambar 2.16**). dalam gambar tersebut dijelaskan bahwa, dibandingkan antara sebuah tiang dari kelompok tiang yang dibebani (dalam uji beban tiang) dengan kelompok tiang saat beban total bangunan telah bekerja.



Gambar 2.15 Perbandingan zona tanah tertekan  
(a) Tiang tunggal

(b) Kelompok tiang  
(Sumber: Tomlinson, 1977)



Gambar 2.16 Perbandingan tekanan tiang pada tanah pendukung  
(a) Uji tiang tunggal. Tekanan pada tanah lunak kecil  
(b) Kelompok tiang. Tekanan pada lapisan tanah lunak sangat besar  
(Sumber: Tomlinson, 1977)

### 2.5.1 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

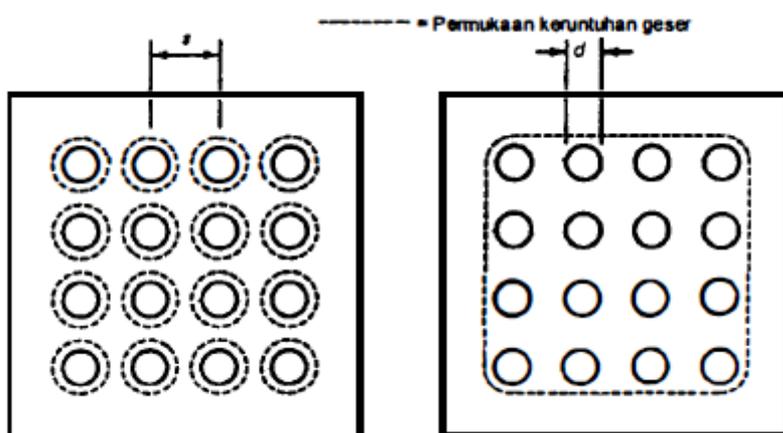
Dalam kasus dimana seluruh pondasi tiang berada pada lapisan tanah lempung lunak, maka tiang-tiang dalam mendukung beban sebagian besar didukung oleh tahanan geseknya. Kondisi pondasi ini sering disebut juga sebagai pondasi tiang apung (*floating pile*).

Kapasitas kelompok tiang apung sering dipengaruhi oleh salah satu faktor berikut ini (Coduto, 1994):

1. Jumlah kapasitas tiang tunggal dalam kelompok tiang, bila jarak tiang jauh, atau
2. Tahanan gesek tiang yang dikembangkan oleh gesekan antara bagian luar kelompok tiang dengan tanah di sekelilingnya, jika jarak tiang terlalu dekat.

Pada tiang yang dipasang pada jarak yang besar, tanah di antara tiang tidak bergerak sama sekali, ketika tiang bergerak ke bawah oleh akibat beban yang bekerja (**Gambar 2.17a**). Tetapi, jika jarak tiang terlalu dekat, saat tiang turun akibat beban, tanah di sekitar tiang juga ikut bergerak turun. Pada kondisi ini, kelompok tiang dapat dianggap sebagai satu tiang besar yang dibentuk oleh kelompok tiang dan tanah yang terkurung didalamnya, dengan lebar yang sama dengan lebar kelompok tiang. Ketika tanah yang mendukung beban kelompok tiang ini mengalami keruntuhan, maka model keruntuhannya disebut *keruntuhan blok* (**Gambar 2.17b**). Pada keruntuhan blok tanah yang berada di antara tiang bergerak bersama-sama ke bawah bersama tiangnya. Mekanisme keruntuhan ini sering terjadi pada tipe tiang pancang dan tiang bor.

Untuk panjang dan jumlah tiang tertentu dalam satu kelompok, terdapat suatu jarak kritis, dimana mekanisme keruntuhan dari *keruntuhan blok* berubah menjadi bentuk *keruntuhan tiang tunggal*. Untuk jarak tiang  $<$  jarak kritisnya maka, keruntuhan terjadi dengan bidang runtuh (bidang gelincir) yang mengelilingi kelompok tiang-tiang (**Gambar 2.17b**). Untuk jarak yang besar, keruntuhan terjadi dengan masing-masing tiang menembus lapisan lempungnya, sehingga terjadi gerakan relative antara tanah lempung dan tiang-tiang (**Gambar 2.17a**). Jarak kritis tiang bertambah apabila jumlah tiang dalam kelompoknya juga bertambah.



Gambar 2.17 Tipe keruntuhan dalam kelompok tiang

(a) Tiang Tunggal

(b) Kelompok tiang

(Sumber: Coduto, 1994)

Untuk menghitung kapasitas tiang yang berkaitan dengan keruntuhan blok, Terzaghi dan Peck (1948) mengambil asumsi-asumsi sebagai berikut:

1. Pelat penutup tiang (pile cap) sangat kaku.
2. Tanah yang berada di dalam kelompok tiang-tiang berkelakuan seperti blok padat.

Dengan asumsi-asumsi tersebut, keseluruhan blok dapat dianggap sebagai fondasi dalam (**Gambar 2.13**), dengan kapasitas batas yang dinyatakan oleh persamaan (Terzaghi dan Peck, 1948):

$$Q_g = 2D.(B + L).c + 1,3.c_b.N_c.B.L \quad (2.75)$$

Dimana:

$Q_g$  = kapasitas batas kelompok, nilainya harus tidak melampaui  $nQ_u$  (dengan  $n$  = jumlah tiang dalam kelompoknya)(kN)

$c$  = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m<sup>2</sup>)

$c_b$  = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m<sup>2</sup>)

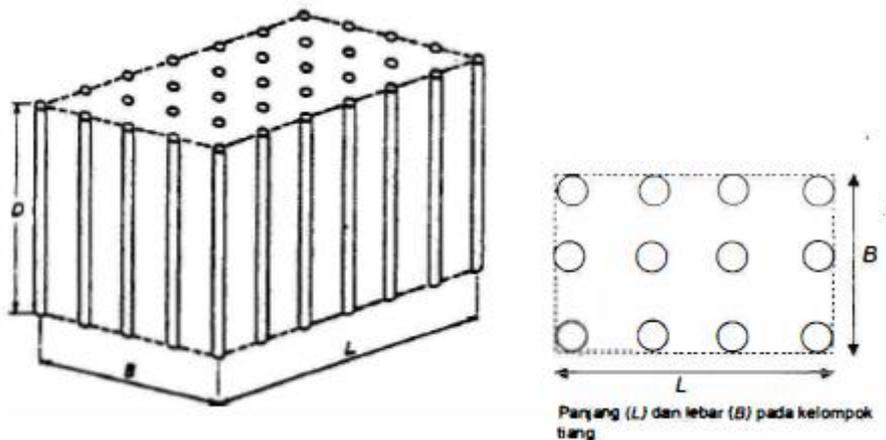
$B$  = lebar kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang-tiang (m)

- $L$  = panjang kelompok tiang (m)  
 $D$  = kedalaman tiang di bawah permukaan tanah (m)  
 $N_c$  = faktor kapasitas dukung

Faktor pengali 1,3 pada suku persamaan ke-2 adalah untuk luasan kelompok tiang yang berbentuk empat persegi panjang. Untuk bentuk-bentuk luasan yang lain dapat disesuaikan dengan persamaan-persamaan kapasitas dukung Terzaghi untuk fondasi dangkal.

Dalam hitungan kapasitas kelompok tiang maka dipilih dari hal-hal berikut:

1. Apabila kapasitas kelompok tiang ( $Q_g$ ) lebih kecil daripada kapasitas tiang tunggal kali jumlah tiang ( $nQ_u$ ), maka kapasitas dukung pondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya ( $Q_g$ ).
2. Apabila dari hitungan kapasitas kelompok tiang ( $Q_g$ ) lebih besar, maka dipakai kapasitas tiang tunggal kali jumlahnya ( $nQ_u$ ).



Gambar 2.18 kelompok tiang dalam tanah lempung yang bekerja sebagai blok  
 (Sumber: Hary, 2008)

Umumnya model keruntuhan blok terjadi bila rasio jarak tiang dibagi diameter ( $s/d$ ) sekitar kurang dari 2. Whitaker (1957) memperlihatkan bahwa keruntuhan blok terjadi pada jarak  $1,5d$  untuk kelompok tiang yang berjumlah  $3 \times 3$ , dan lebih kecil dari  $2,25d$  untuk tiang yang berjumlah  $9 \times 9$ . Untuk jarak tiang yang lebih besar, keruntuhan akan berupa keruntuhan tiang tunggal.

### 2.5.1.1 Efisiensi Tiang

Teori dan pengamatan telah menunjukkan, bahwa kapasitas total dari kelompok tiang gesek (*friction pile*), khususnya tiang dalam tanah lempung, sering lebih kecil daripada hasil kali kapasitas tiang tunggal dikalikan jumlah tiang dalam kelompoknya. Jadi, besarnya kapasitas total menjadi tereduksi dengan nilai reduksi yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya.

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

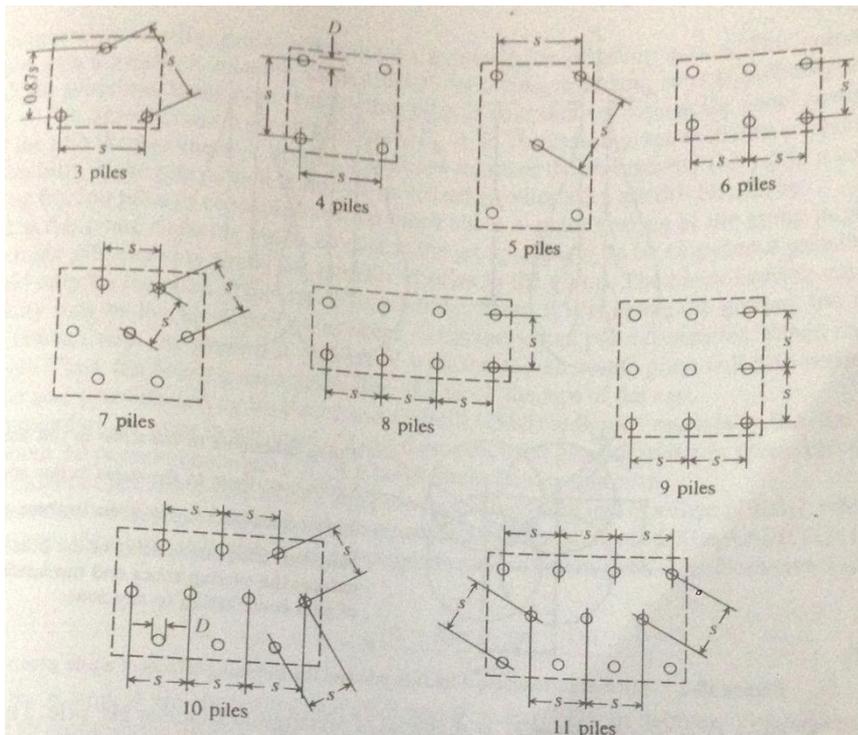
1. Jumlah, panjang, diameter, susunan dan jarak tiang.
2. Model transfer beban (tahanan gesek terhadap tahanan dukung ujung).
3. Prosedur pelaksanaan pemasangan tiang.
4. Urutan pemasangan tiang.
5. Macam tanah.
6. Waktu setelah pemasangan tiang.
7. Interaksi antara pelat penutup tiang (pile cap) dengan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

Salah satu dari persamaan-persamaan efisiensi tiang, yang disarankan oleh *Converse-Labarre Formula*, untuk perhitungan jumlah tiang genap persamaan efisiensi tiang sebagai berikut:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90.m.n'} \quad (2.76)$$

dengan,

- $E_g$  = efisiensi kelompok tiang  
 $m$  = jumlah baris tiang  
 $n'$  = jumlah tiang dalam satu baris  
 $\theta$  = arc tg  $d/s$ , dalam derajat  
 $s$  = jarak pusat ke pusat tiang (**Gambar 2.19**)  
 $d$  = diameter tiang



Gambar 2.19 Definisi jarak  $s$  dalam hitungan efisiensi tiang  
(Sumber: Hary, 2008)

Kapasitas batas kelompok tiang dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang dinyatakan oleh persamaan (untuk jarak tiang-tiang kira-kira  $2,25d$  atau lebih):

$$E_g = \frac{Q_g}{nQ_u} \quad (2.77)$$

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_u \quad (2.78)$$

Dimana :

$E_g$  = 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

Kapasitas kelompok tiang dengan jarak tiang yang sangat dekat (kondisi keruntuhan blok) dapat dihitung dengan menggunakan **Persamaan (2.75)**.

Untuk tiang gesek yang berada dalam tanah lempung, Kerisel (1967) mengusulkan faktor efisiensi kapasitas kelompok tiang, seperti yang disajikan dalam **Tabel (2.17)**

*Canadian National Building Code* menyarankan faktor efisiensi  $E_g = 0,7$  untuk tiang yang berjarak  $2,5d$  sampai  $4d$ .

Dalam kasus-kasus tertentu, kapasitas tiang lebih dipengaruhi oleh pertimbangan penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*) dan penurunan segera (*immediate settlement*) dari kelompok tiangnya. Dalam hal ini, pengaruh efisiensi kelompok tiang

hanya sebagai petunjuk awal untuk mengetahui jumlah tiang yang dibutuhkan pada beban penuh dari struktur.

Tabel 2.17

Faktor efisiensi untuk kelompok tiang dalam tanah lempung ( $d$  = diameter tiang)

Jarak pusat ke pusat tiang	Faktor efisiensi ( $E_g$ )
10d	1
8d	0,95
6d	0,90
5d	0,85
4d	0,75
3d	0,65
2,5d	0,55

(Sumber: Kerisel, 1967)

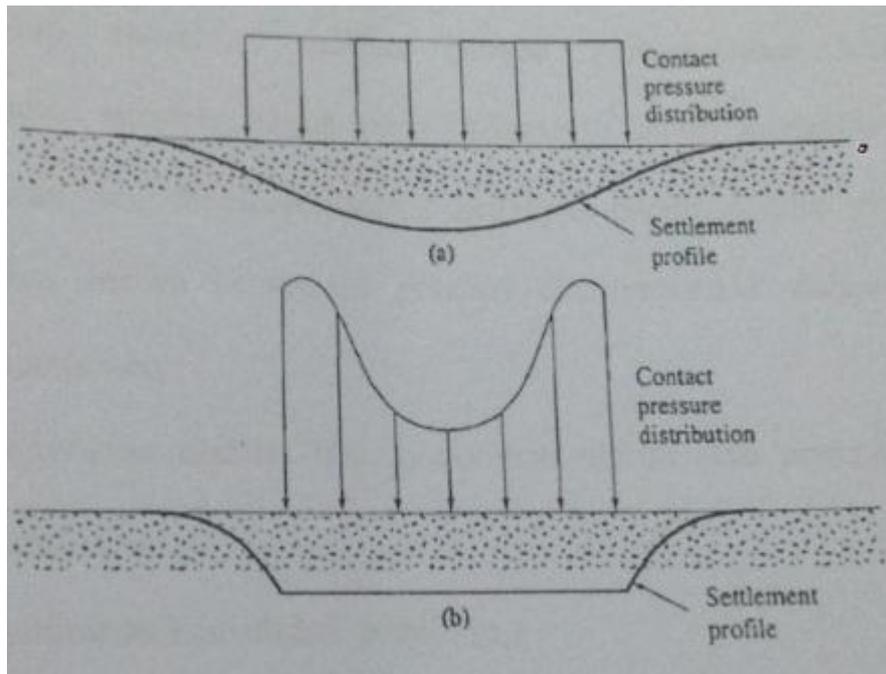
## 2.6 Penurunan

### 2.6.1 Jenis Penurunan Pondasi

Penurunan pondasi akibat pembebanan dapat dikelompokkan dalam dua kelompok, yaitu penurunan segera atau penurunan elastis (*immediate or elastic settlement*) dan penurunan konsolidasi. Penurunan elastis terjadi selama atau segera setelah pelaksanaan struktur/bangunan. penurunan konsolidasi tergantung waktu dan terjadi sebagai akibat keluarnya air pori dari ronggan pori tanah berlempung jenuh. Penurunan total pondasi didapatkan dari jumlah penurunan elastis dengan penurunan konsolidasi.

### 2.6.2 Tekanan Sentuh (*contact pressure*)

Pertimbangan pertama dalam menghitung penurunan adalah penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya. Hal ini sangat bergantung pada kekakuan pondasi dan sifat-sifat tanah. Tekanan sentuh atau tekanan kontak adalah tekanan yang terjadi pada bidang kontak antara dasar pondasi dan tanah. Semakin ke bawah intensitas tekanan akibat beban pondasi ke tanah di bawahnya akan semakin berkurang. Dalam prakteknya jarang dijumpai pondasi yang benar-benar kaku. Oleh sebab itu, distribusi tekanan sentuh (*bearing pressure*) pondasi ke tanah dianggap merata bila beban terbagi rata.



Gambar 2.15 Penurunan segera dan tekanan sentuh pada lempung :  
(a) pondasi flexible dan (b) pondasi kaku

(Sumber: Braja, 2014)

### 2.6.3 Distribusi Tegangan Dalam Tanah

Tanah tanpa dibebani oleh suatu beban pondasi telah mengalami tekanan yang diakibatkan dari beban sendiri tanah tersebut (tekanan *overburden*). Sehingga tegangan tanah yang terjadi akibat pondasi di permukaan tanah dinyatakan dalam istilah tambahan tegangan. Analisis untuk tegangan yang terjadi dalam tanah berdasarkan pada asumsi bahwa tanah tersebut bersifat elastis, homogen, isotropis, dan terdapat hubungan linier antara tegangan dan regangan.

### 2.6.4 Penurunan Pondasi pada Tanah Lempung

Untuk mempelajari penurunan pondasi pada tanah lempung, salah satu cara adalah dengan cara mengukur kompresibilitas tanah di laboratorium menggunakan syarat batas yang sama dengan kondisi di lapangan.

Cara alternative adalah dengan menggunakan hasil konsolidasi standar dengan memodifikasinya untuk menghitung penurunan yang memperhitungkan regangan lateral. Penurunan pondasi dikelompokkan dalam tiga komponen.

- Penurunan distorsi atau penurunan elastis atau penuruna segera ( $s_i$ )
- Penurunan konsolidasi primer ( $s_c$ )
- Penurunan konsolidasi sekunder ( $s_s$ )

Sehingga penurunan total  $s = s_i + s_c + s_s$

#### 2.6.4.1 Penurunan Segera (*immediate Settlement*)

Penurunan segera adalah penurunan karena sifat elastis tanah dan pada penurunan ini tidak ada air pori yang keluar sehingga kadar air tidak berubah dan terjadi penyebaran tanah ke arah lateral. Penurunan ini terjadi sangat cepat sesuai dengan penerapan beban. Berdasarkan teori elastis penurunan segera di bawah pusat beban fleksibel pada tanah lempung adalah :

$$\delta_d = \frac{(q - \sigma'_{zD})B}{E_u} I_0 I_1 \quad (2.79)$$

Dimana :

$\delta_d$  =  $s_i$  = penurunan segera

$q'$  =  $q - \sigma'_{zD}$  = tegangan netto pada dasar pondasi

$B$  = lebar pondasi

$I_0, I_1$  = faktor pengaruh

$E_u$  = modulus elastisitas tanah pada kondisi tak terdrainasi

#### 2.6.4.2 Penurunan Konsolidasi

Pemberian beban pada tanah lempung yang bersifat jenuh menyebabkan penurunan segera dan juga menyebabkan kelebihan tekanan air pori. Pengurangan kelebihan air pori, akan terjadi apabila air keluar dari pori-pori tanah. Permeabilitas lempung rendah maka perubahan volume tanah berlangsung lama dan tergantung waktu. Proses ini yang dinamakan proses konsolidasi.

Penurunan konsolidasi terdiri dari dua tahap yaitu penurunan konsolidasi primer dan penurunan konsolidasi sekunder. Penurunan konsolidasi primer terjadi akibat kenikan tegangan yang disebabkan oleh pembebanan yang menyebabkan keluarnya air pori sehingga tanah akan mengalami pemampatan. Penurunan konsolidasi sekunder terjadi setelah penurunan konsolidasi primer yang disebabkan reorientasi butiran tanah pada beban yang tetap.

##### a. Penurunan konsolidasi primer

Proses konsolidasi primer akan berlangsung sampai tekanan air pori dalam keseimbangan dengan tekanan hidrostatik di sekitarnya.

Persamaan untuk menghitung penurunan konsolidasi di bawah pondasi adalah :

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma'_{0+\Delta\sigma'}}{\sigma'_{0}} \quad (2.80)$$

Jika memperhitungkan kekakuan pondasi, konsolidasi tiga dimensi dan bila penurunan konsolidasi dibuat dalam  $n$  lapisan maka secara umum persamaan penurunan konsolidasi adalah :

$$S_c = r \cdot \sum_{i=1}^n \psi \frac{C_c}{1+e_0} \cdot H_i \cdot \log \frac{\sigma'_{0+\Delta\sigma'}}{\sigma'_0} \quad (2.81)$$

Dimana:

$S_c$  = penurunan konsolidasi

$r$  = faktor kekakuan pondasi

$\psi$  = koefisien 3 dimensi

$C_c$  = indek komresi/kemampatan

$e_0$  = angka pori sebelum pembebanan

$H$  = tebal lapisan tanah

$\sigma'_0$  = tegangan *overburden*

$\Delta\sigma'$  = kenaikan tegangan akibat pembebanan

Untuk penurunan konsolidasi pada tanah lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated clay*)  $\sigma'_0 > \sigma'_c$  :

$$S_c = r \sum \frac{C_c}{1+e_0} \cdot H_i \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{0+\Delta\sigma'}}{\sigma'_0} \right) \quad (2.82)$$

Sedangkan untuk penurunan konsolidasi pada tanah lempung terkonsolidasi lebih (*over consolidated clay*)  $\sigma'_0 < \sigma'_c$  :

Case 1  $\sigma'_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_c$

$$S_c = r \sum \frac{C_c}{1+e_0} \cdot H_i \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{0+\Delta\sigma'}}{\sigma'_0} \right) \quad (2.83)$$

Case 2  $\sigma'_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c$

$$S_c = r \sum \frac{C_r}{1+e_0} \cdot H_i \cdot \log \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c}{1+e_0} \cdot H_i \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{0+\Delta\sigma'}}{\sigma'_0} \right) \quad (2.84)$$

#### b. Penurunan konsolidasi sekunder

Penurunan konsolidasi sekunder adalah regangan tanah yang terus berlanjut setelah tekanan air pori lebih (*excess pore water pressure*) mencapai keseimbangan. Biasanya penurunan konsolidasi sekunder di bawah telapak pondasi relative kecil sehingga penurunan ini diabaikan.

### 2.6.5 Penurunan Pondasi Pada Tanah Berbutir Kasar

Penurunan total tiang di bawah beban kerja vertikal  $Q_w$  diberikan oleh

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (2.85)$$

Dimana

$S_{e(1)}$  = penurunan elastis tiang

$S_{e(2)}$  = penurunan tiang yang disebabkan oleh beban di ujung tiang

$S_{e(3)}$  = penurunan tiang yang disebabkan oleh beban di sepanjang selimut tiang

Jika bahan tiang diasumsikan elastis, maka deformasi poros tiang dapat dievaluasi, seperti

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (2.86)$$

$Q_{wp}$  = Beban yang bekerja pada ujung tiang

$Q_{ws}$  = Beban yang bekerja pada selimut tiang

$A_p$  = Luas penampang tiang

$L$  = Panjang tiang

$E_p$  = Modulus elastisitas material tiang

Besarnya nilai  $\xi$  bervariasi antara 0.5 dan 0.67 tergantung pada sifat dari distribusi gesekan pada selimut tiang.

Penurunan pada tiang yang disebabkan oleh beban yang dibawa tiang adalah sebagai berikut:

$$S_{e(2)} = \frac{q_w D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (2.87)$$

Dimana

$D$  = Diameter tiang

$q_w$  = Daya dukung ujung per satuan luas =  $Q_w/A_p$

$E_s$  = Modulus elastisitas tanah pada atau bawah tiang

$\mu_s$  = Poison rasio tanah

$I_{wp}$  = Faktor pengaruh = 0.85

Vesic (1977) juga mengusulkan metode semi empiris untuk memperoleh besarnya penyelesaian  $S_{e(2)}$ . Persamaan adalah

$$S_{e(2)} = \frac{Q_w C_p}{D q_p} \quad (2.88)$$

Dimana nilai  $C_p$  dapat dilihat pada **tabel (2.18)**

Tabel 2.18

Nilai-nilai  $C_p$  berdasarkan jenis tanah

Type of soil	Driven pile	Bored pile
Sand (dense to loose)	0.02–0.04	0.09–0.18
Clay (stiff to soft)	0.02–0.03	0.03–0.06
Silt (dense to loose)	0.03–0.05	0.09–0.12

(Sumber: Vesic, 1969)

Penyelesaian penurunan tiang yang disebabkan oleh beban di sepanjang selimut tiang dengan **persamaan (2.87)**, yaitu

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (2.89)$$

Dimana,

$p$  = keliling tiang

$L$  = panjang tanah timbunan tiang

$I_{ws}$  = faktor pengaruh

Perhatikan bahwa istilah  $Q_{ws}/pL$  pada **persamaan (2.89)** merupakan rata-rata dari nilai  $f$  sepanjang tiang. Faktor pengaruh,  $I_{ws}$  memiliki hubungan empiris sederhana (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (2.90)$$

Vesic (1977) juga memiliki hubungan empiris sederhana untuk **persamaan (2.88)** diman  $S_{e(3)}$ :

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \quad (2.91)$$

Pada persamaan ini  $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{L/D}) C_p$  (2.92)

### 2.6.6 Penurunan Ijin

Pada perencanaan struktur/bangunan membutuhkan perkiraan besarnya penurunan maksimum dan perbedaan penurunan yang masih diijinkan untuk terjadi. Jika penurunan berjalan lambat maka semakin besar kemungkinan struktur/bangunan untuk menyesuaikan diri terhadap penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur akibat pengaruh rangkai.

Tabel 2.19  
Batas penurunan maksimum

Jenis pondasi	Batas penurunan maksimum (mm)
Pondasi terpisah pada tanah lempung	65
Pondasi terpisah pada tanah pasir	40
Pondasi rakit pada tanah lempung	65 – 100
Pondasi rakit pada tanah pasir	40 – 65

Sumber: (Skempton dan MacDonald (1995))

### 2.7 Tiang Mendukung Beban Lateral

Daya dukung lateral adalah kemampuan tiang untuk menahan gaya lateral terutama gempa. Daya dukung lateral selanjutnya dibandingkan gaya lateral yang terjadi. Salah satu metode yang bisa dipakai dalam perhitungan daya dukung lateral adalah Metode Brinch – Hansen. Metode tersebut dapat digunakan pada tanah lempung maupun pasir. Namun,

metode tersebut hanya dapat digunakan pada lapisan tanah homogen. Artinya seluruh lapisan hanya terdiri atas lempung saja atau pasir saja.

a. Tiang dalam tanah lempung

Sebelumnya, pondasi tiang harus dikelompokkan kedalam jenis tiang panjang atau tiang pendek menggunakan **persamaan (2.94)**.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I}{K}} \quad (2.94)$$

Keterangan :

R = faktor kekakuan tiang

$E_p$  = modulus elastisitas tiang ( $\text{ton/m}^2$ )

$I_p$  = momen inersia ( $\text{m}^4$ )

K =  $k_1/1,5$  = modulus tanah (**Tabel (2.20)**)

Selain nilai kekakuan, dalam tanah yang terkonsolidasi normal ada pula kriteria lain yang harus diperhitungkan yaitu kekakuan modulus tanah (T) yang dinyatakan dalam persamaan :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (2.95)$$

Keterangan :

T = nilai modulus kekakuan tanah

E = modulus tiang

I = momen inersia tiang

$n_h$  = modulus variasi (**Tabel (2.21)**)

Tabel 2.20

Hubungan modulus subgrade ( $k_1$ ) dengan kuat geser undrained untuk lempung kaku terkonsolidasi berlebihan (overconsolidated)

Konsistensi	Kaku	Sangat kaku	Keras
Kohesi Undrained ( $c_u$ ), $\text{kN/m}^3$	100 – 200	200 - 400	> 400
$k_1$ , $\text{kN/m}^3$	18 – 36	36 – 72	> 72
$k_1$ direkomendasikan, $\text{kN/m}^3$	27	54	> 108

Sumber: (Terzaghi, 1955)

Tabel 2.21

Nilai-nilai  $n_h$  untuk tanah kohesif

Tanah	$n_h$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Referensi
Lempung terkonsolidasi normal	166 – 3518	Reese dan Matlock (1956)

lunak	277 – 544	Davisson – Prakash (1963)
Lempung terkonsolidasi normal	111 – 277	Peck dan Davisson (1962)
organic	111 – 831	Davisson (1970)
Gambut	55	Davisson, (1970)
	27,7 - 111	Wilson dan Hilts (1967)

Sumber: (Poulos dan Davis, 1980)

Dari dua kriteria diatas kemudian dibandingkan dengan panjang tiang.

Tabel 2.22  
Kriteria tiang kaku dan tidak kaku

Jenis Tiang	Modulus Tanah	
	Kaku (ujung bebas)	$L \leq 2T$
Elastis (ujung bebas)	$L \geq 4T$	$L \geq 0,35R$

Sumber: (Tomlinson, 1977)

Selanjutnya dicari nilai  $H_u$  atau daya dukung lateral untuk dibandingkan dengan gaya lateral dengan menggunakan **persamaan (2.96)**

$$H_u = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot d \cdot L^3 \cdot K_p}{e + L} \quad (2.96)$$

Keterangan :

- $\gamma$  = berat isi tanah ( $\text{kg/m}^3$ )
- $L$  = panjang tiang (m)
- $K_p$  = koefisien tekanan tanah pasif
- $e$  = jarak beban ke permukaan tanah (m)
- $d$  = diameter tiang (m)

Momen maksimum terjadi pada jarak  $f$  di bawah permukaan tanah, dimana :

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d \cdot K_p \cdot \gamma}} \quad (2.97)$$

Sehingga momen maksimum dapat dinyatakan oleh persamaan :

$$M_{\text{maks}} = H_u (e + 2f/3) \quad (2.98)$$

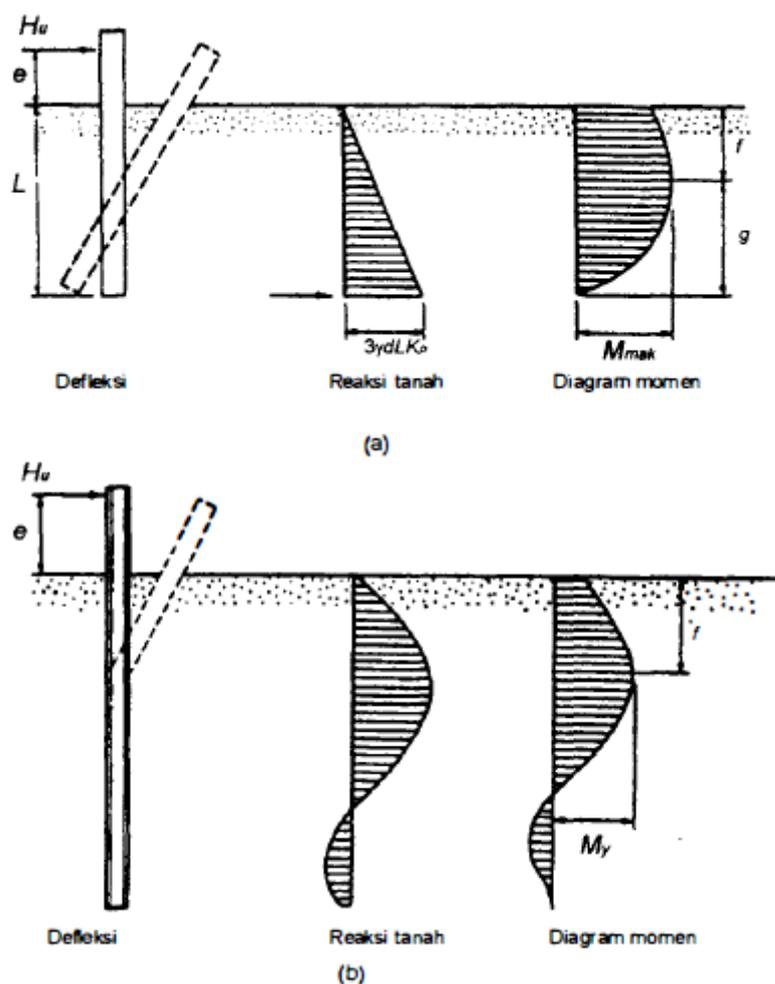
b. Tiang dalam tanah berbutir kasar

Untuk tiang dalam tanah berbutir kasar ( $c = 0$ ), Broms (1964) menganggap sebagai berikut:

1. Tekanan tanah aktif yang bekerja di belakang tiang, diabaikan.
2. Distribusi tekanan tanah pasif di sepanjang tiang bagian depan sama dengan 3 kali tekanan tana pasif Rankine.

3. Bentuk penampang tiang tidak berpengaruh terhadap tekanan batas tanah atau tahanan batas lateral.
4. Tahanan tanah lateral sepenuhnya termobilisasi pada gerakan tiang yang diperhitungkan.

Estimasi bentuk keruntuhan tiang, distribusi tahanan tanah dan distribusi momen lentur pada tiang panjang dan tiang pendek, untuk tanah yang mempunyai berat volume yang sama di seluruh kedalaman tiang, diperlihatkan dalam (**Gambar 2.16**). Tiang akan berkelakuan seperti tiang pendek jika momen maksimum yang terjadi akibat tekanan tanah lebih kecil daripada momen maksimum yang dapat ditahan tiang (kekuatan tiangnya sendiri dalam menahan momen akibat gaya luar). Dalam kasus tiang pendek (**Gambar 2.16a**), tiang dapat dianggap berotasi di dekat ujung bawah tiang. Tekanan yang terjadi di tempat ini dianggap dapat digantikan oleh gaya terpusat yang bekerja pada ujung bawah tiang.



Gambar 2.16 Tiang ujung bebas pada tanah berbutir kasar

(a) Tiang pendek

(b) Tiang Panjang

(Sumber: Broms, 1964)

Dengan mengambil momen terhadap ujung bawah,

$$H_u = \frac{\left(\frac{1}{2}\right)\gamma d L^3 K_p}{e+L} \quad (2.99)$$

Momen maksimum terjadi pada jarak  $f$  di bawah permukaan tanah, dimana:

$$H_u = (3/2)\gamma d K_p f^2 \quad (2.100)$$

Dan

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma}} \quad (2.101)$$

Sehingga momen maksimum dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$M_{\text{maks}} = H_u(e + 2f/3) \quad (2.102)$$

## 2.8 Rencana Anggaran Biaya Pondasi

Secara garis besar, perhitungan anggaran biaya terdiri atas beberapa unsur pokok, yaitu:

- Perhitungan anggaran bahan (volume bahan yang dipakai dan harga)
- Menghitung jumlah upah buruh
- Menghitung jenis peralatan dan biaya pengadaan alat

Oleh karena itu pembahasan mengenai biaya terbatas pada hal-hal diatas. Sedangkan pembahasan pekerjaan perencanaan biaya pondasi tiang pancang terbatas pada lingkup pekerjaan pengadaan dan pemancangan. Untuk tiang bor, lingkup pekerjaan yang dibahas mencakup pengeboran, penulangan, pengecoran.

Sebelum itu, harus ditentukan terlebih dahulu kedalaman tanah untuk pondasi tiang. Hal tersebut bertujuan agar nantinya dapat diketahui panjang tiang sesuai kebutuhan. Selanjutnya, dicari jumlah kebutuhan tiang agar dapat ditentukan luas tiang yang dibutuhkan. Hal tersebut dilakukan agar kebutuhan bahan tiang pancang maupun tiang bor dapat terhitung dengan jelas.

### 2.8.1 Rencana Anggaran Biaya Pondasi Tiang Pancang

Seperti yang sudah dijelaskan diatas, ada tiga item pekerjaan yang dibahas dalam proyek akhir ini. Berikut ini merupakan rincian pembiayaan dari masing-masing item pekerjaan :

- Pengadaan, biaya pengadaan meliputi biaya sewa alat dan biaya pekerja
- Pemancangan, biaya yang diperhitungkan dalam pemancangan adalah sebagai berikut:
  - Harga tiang pancang
  - Biaya kelompok buruh yang bekerja

- Biaya sewa alat
- Berapa buah tiang yang harus dipancang
- Jumlah biaya buruh dan alat

### **2.8.2 Rencana Anggaran Biaya Pondasi Tiang Bor**

Seperti yang sudah dijelaskan diatas, ada tiga item pekerjaan yang dibahas dalam proyek akhir ini. Berikut ini merupakan rincian pembiayaan dari masing-masing item pekerjaan :

- Pengeboran, dalam pekerjaan pengeboran biaya yang dikeluarkan mencakup biaya sewa alat, upah kerja
- Penulangan, biaya yang termasuk dalam biaya penulangan ialah biaya bahan tulangan, biaya sewa alat, biaya upah pekerja.
- Pengecoran, biaya yan dikeluarkan meliputi biaya bahan pengecoran beton, sewa alat, upah pekerja.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*