

### 2.5.2 Kapasitas Dukung Tiang dalam Tanah Granuler

Karena pada tanah granuler tidak mempunyai kohesi atau  $c = 0$  dan diameter tiang relatif sangat kecil dibanding dengan panjangnya, maka suku persamaan  $c_b N_c = \text{nol}$  dan  $0,5\gamma d N_\gamma$  dapat diabaikan, sehingga **Persamaan (2.10)** menjadi:

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\ &= A_b f_b + A_s f_s - W_p \\ &= A_b p_b' N_q + A_s K_d p_o' \operatorname{tg} \delta - W_p \end{aligned} \quad (2.11)$$

Akibat sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granuler (contohnya tanah pasir atau kerikil), estimasi kapasitas dukung tiang sering diperoleh dari data pengujian di lapangan, seperti pengujian SPT dan pengujian penetrasi kerucut statis (sondir). *Sudut gesek dalam* ( $\phi$ ) dapat diambil dari pendekatan empiris yang diperoleh dari pengujian-pengujian tersebut.

Terdapat hal-hal yang perlu diperhatikan analisis tahanan ujung tiang yang didasarkan pada analisis kapasitas dukung fondasi dangkal (Coduto, 1994): (1) Analisis kapasitas dukung dangkal umumnya didasarkan pada keruntuhan geser umum (*general shear failure*), sedangkan keruntuhan tanah di ujung tiang umumnya berupa geser lokal atau geser penetrasi. Untuk mengevaluasi model keruntuhan ini dibutuhkan pertimbangan kuat geser dan kompresibilitas tanah. Padahal persamaan kapasitas dukung tanah hanya didasarkan pada kuat geser saja. (2) Kurva hubungan beban-penurunan untuk geser lokal dan geser penetrasi tidak dapat mendefinisikan secara jelas beban pada titik keruntuhan. Karena itu, pada model keruntuhan ini, untuk menentukan kapasitas dukung fondasi, sering didasarkan pada kriteria penurunan, daripada besarnya beban. (3) *Sudut gesek dalam* ( $\phi$ ) bervariasi oleh perubahan tegangan efektif. Hal ini semakin kelihatan nyata pada tegangan yang tinggi, seperti tegangan di bawah ujung tiang. Sudut gesek antara tiang dan tanah asli mungkin lebih kecil bila diukur pada tegangan yang lebih rendah di laboratorium. Pengaruh ini lebih kelihatan pada tiang dipenetrasikan lebih dalam ke dalam tanah.

### (a) Tahanan ujung ultimit ( $Q_b$ )

Persamaan tahanan ujung ultimit:

$$Q_b = A_b f_b \quad (2.12a)$$

$$f_b = p_b' N_q \quad (2.12b)$$

dengan,

$Q_b$  = tahanan ujung ultimit (kN)

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

$p_b'$  = tekanan vertikal efektif tanah pada ujung bawah tiang ( $\text{kN/m}^2$ )

$N_q$  = faktor kapasitas dukung

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

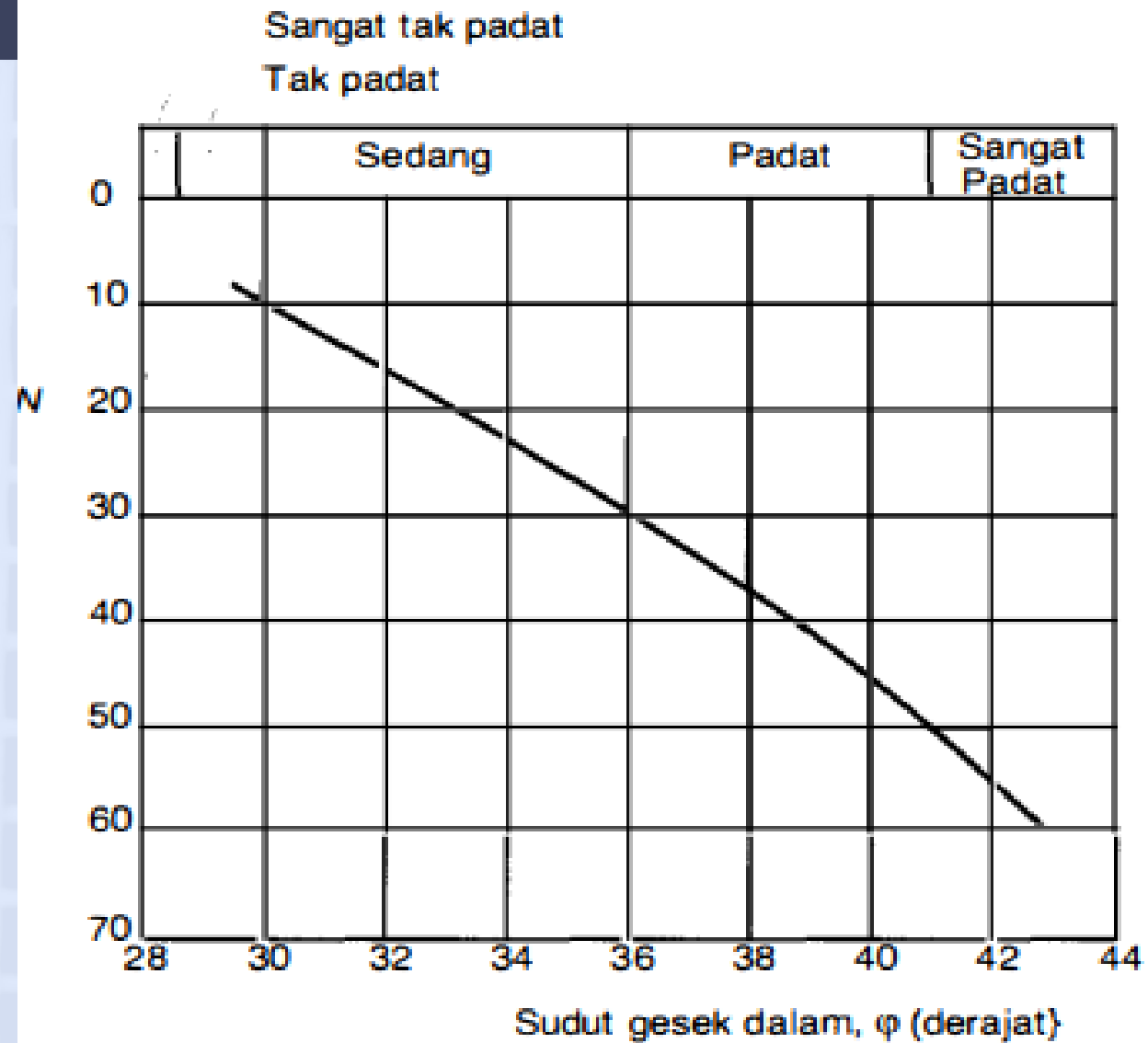
Terkait dengan luas dasar tiang ( $A_b$ ), kapasitas dukung tiang yang terbuat dari baja profil (balok  $H$ ) dan tiang-tiang yang berlubang,  $A_b$  dihitung dengan memperhatikan luas kotor penampangnya. Sebab pada waktu tiang dipancang, gumpalan tanah padat akan terbentuk pada ujungnya (Tomlison, 1977)..

Faktor kapasitas dukung  $N_q$  bergantung pada rasio kedalaman penetrasi tiang terhadap diameter dan pada *sudut gesek dalam* tanah ( $\phi$ ). *Sudut gesek dalam* tanah ( $\phi$ ) umumnya diambil dari nilai  $N$  hasil uji SPT. Hubungan antara  $\phi'$  dan  $N$  yang disarankan oleh Peck et al. (1974) ditunjukkan dalam **Gambar 2.18**. Umumnya agak sulit memilih besarnya  $\phi$  akibat pengaruh pemancangan tiang. Hal ini karena kapasitas dukung tiang yang dipancang di dalam tanah pasir tidak padat dapat menjadi 2 kalinya akibat memadatnya tanah oleh pengaruh pemancangan. Sebagai pendekatan, nilai  $\phi$  dapat diperoleh dari hubungan  $N$  dari SPT dan *sudut gesek dalam* tanah ( $\phi$ ) dari Peck et al. (1974) (**Gambar 2.18**) atau dapat pula didekati dengan persamaan (Kishida, 1967) :

$$\phi' = \sqrt{20 N} + 15^\circ \quad (2.13)$$

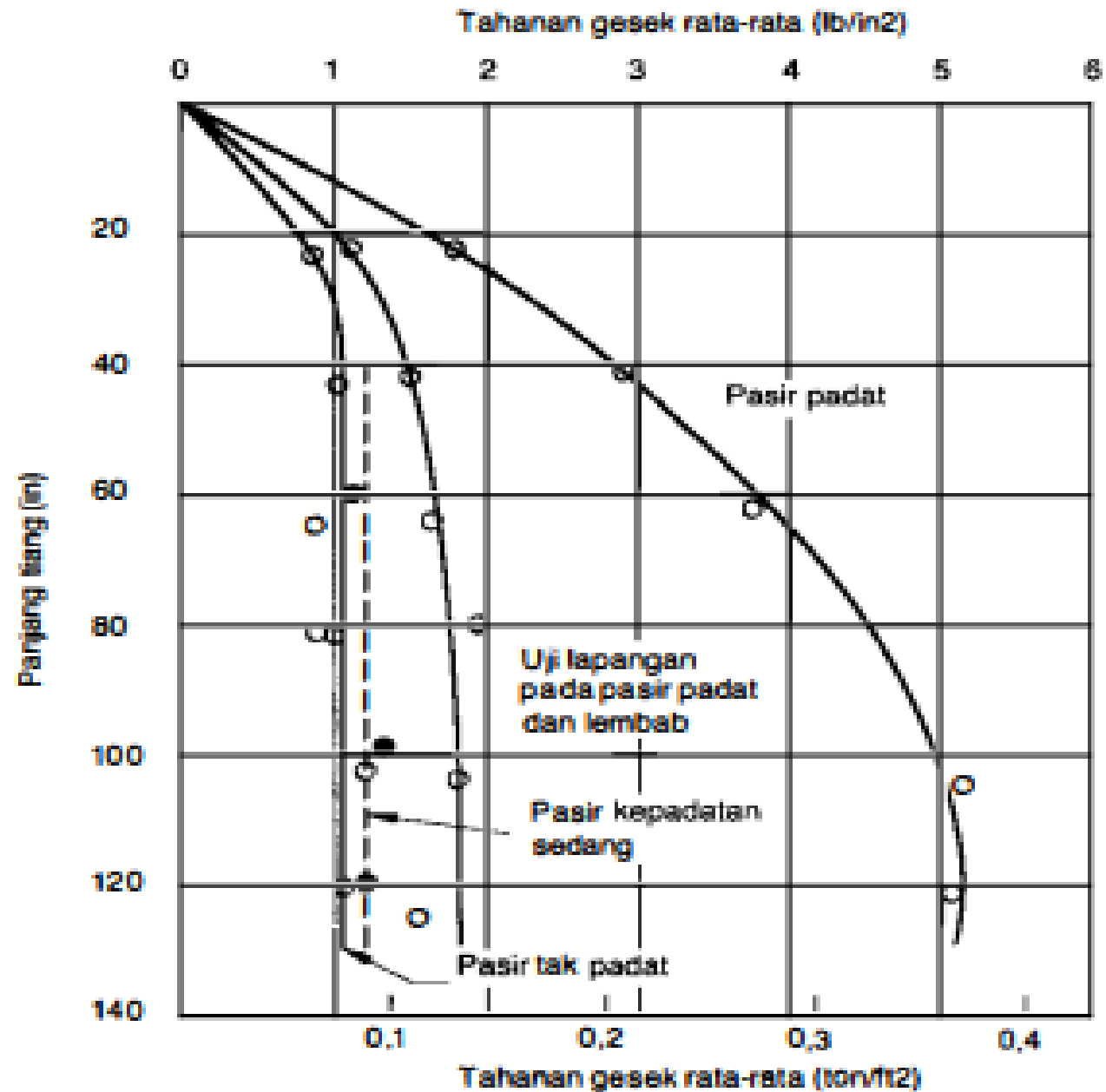
Pada tanah lempung, tegangan vertikal di dekat tiang sama dengan tekanan *overburden*, sedang pada tanah granuler tegangan vertikal di dekat tiang lebih kecil dari tekanan *overburden* (Vesic, 1967). Hal tersebut akan mempengaruhi nilai  $f_b$  dan  $f_s$ . Hasil penelitian Vesic (1967) pada tiang berdiameter 10 cm pada pasir menunjukkan bahwa tahanan gesek dinding dan tahanan ujung tiang tidak mesti bertambah bila kedalaman bertambah, dan nilainya konstan pada kedalaman tertentu. Hal ini disebabkan karena tekanan *overburden*

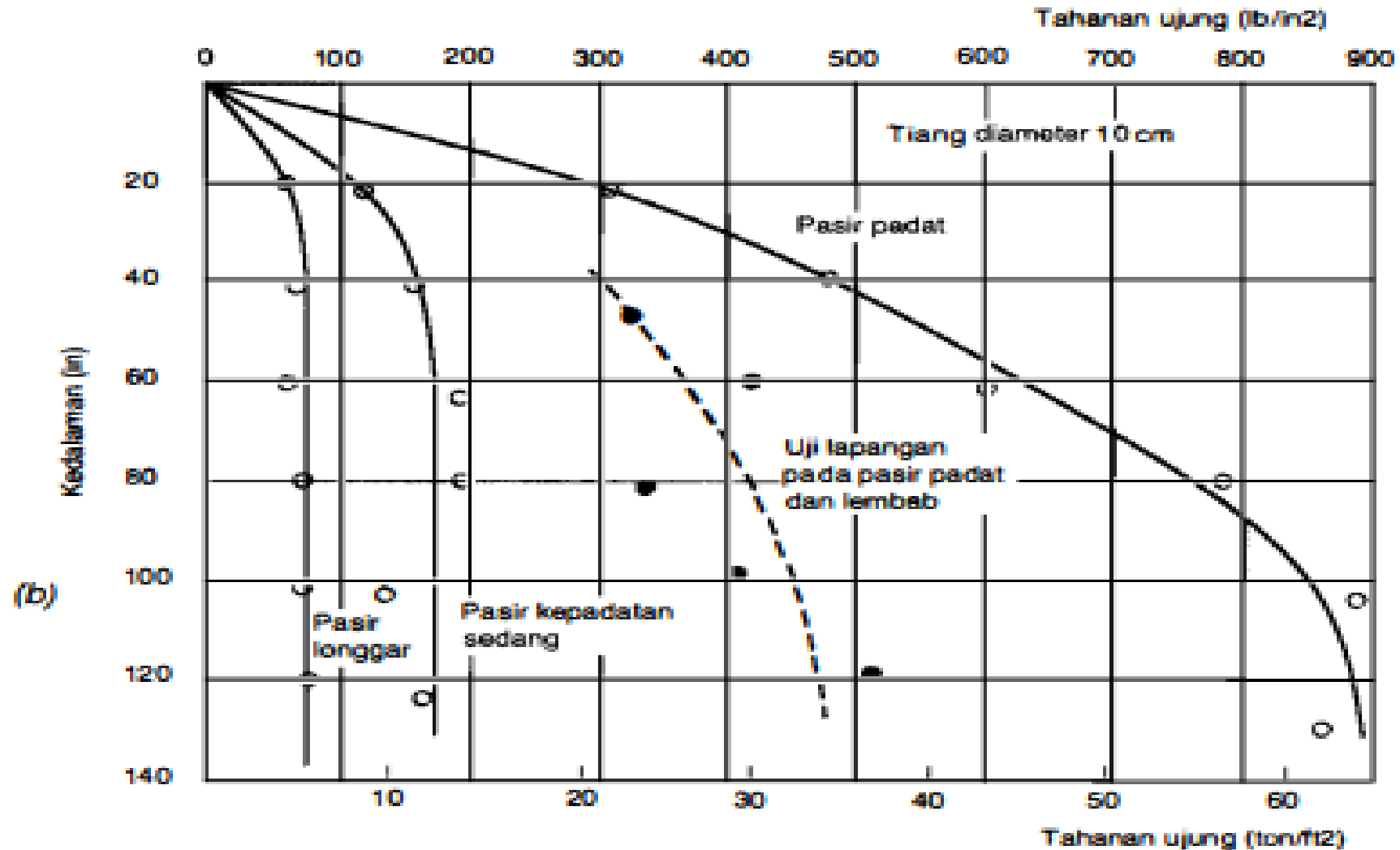
( $p_o'$ ) konstan pada kedalaman kritis kira-kira  $10$  sampai  $20d$  ( $d$  = diameter tiang). **Gambar-gambar 2.19a dan 2.19b** menunjukkan sifat khusus kurva beban penetrasi tiang hasil pengamatan Vesic tersebut pada model tiang tersebut. Dari hasil uji Vesic ini, beberapa peneliti menyarankan kedalaman adanya kedalaman kritis ( $z_c$ ) di mana tahanan ujung satuan dan tahanan gesek satuan konstan pada kedalaman di bawah  $10d$  sampai  $20d$ . Namun, dari hasil pengamatan di lapangan, Tomlinson (1994) menyatakan bahwa asumsi tahanan ujung tiang satuan konstan pada kedalaman di bawah  $10d$  sampai  $20d$  terlalu hati-hati. Dinyatakan bahwa tahanan ujung satuan tidak konstan atau berkurang dengan kedalaman, hanya kenaikannya tidak berbanding langsung dengan kedalamannya pada tanah pasir yang kepadatannya seragam. Guna memperhatikan perbedaan antara hasil dari hitungan teori dan pengamatan, beberapa metode analisis telah dibuat dengan tahanan ujung satuan ( $f_b$ ) yang sudah memperhatikan kondisi di mana  $f_b$  mendekati konstan pada kedalaman tertentu.



**Gambar 2.18** Hubungan  $\phi'$  dan  $N$  - SPT (Peck et al., 1974).

(a)





**Gambar 2.19** (a) Variasi tahanan gesek satuan tiang terhadap kedalaman penetrasi  
(b) Variasi tahanan ujung satuan tiang untuk tiang dalam tanah granuler (Vesic, 1967).



***(b) Tahanan gesek tiang ultimit ( $Q_s$ )***

Tahanan gesek ultimit antara sisi tiang dan tanah granuler dapat dihitung dengan **Persamaan (2.9)**. Karena tanah granuler lolos air, maka hitungan-hitungan harus didasarkan pada tinjauan tegangan efektif dan **Persamaan (2.9)** menjadi sebagai berikut:

$$Q_s = A_s f_s = A_s (c_d' + K_d p_o' \operatorname{tg} \varphi_d') \quad (2.14a)$$

Dengan memberikan notasi yang baru  $\varphi_d' = \delta$ , dan karena pada tanah granuler kohesi tanah ( $c$ ) = nol, maka:

$$Q_s = A_s f_s \quad (2.14b)$$

$$f_s = K_d p_o' \operatorname{tg} \delta \quad (2.14c)$$

dengan,

$f_s = K_d p_o' \operatorname{tg} \delta$  adalah tahanan gesek per satuan luas

$K_d$  = koefisien tekanan tanah yang tergantung dari kondisi tanah

$\delta = \varphi_d'$  = sudut gesek dinding efektif antara sisi tiang dan tanah

$A_s$  = luas selimut tiang

$p_o'$  = tekanan vertikal efektif, yang besarnya sama dengan tekanan *overburden* efektif untuk  $z \leq z_c$ , dan sama dengan besarnya tekanan vertikal kritis untuk  $z > z_c$

$z$  = kedalaman titik yang ditinjau dari permukaan tanah

$z_c$  = kedalaman kritis, yaitu kedalaman di mana tekanan *overburden* efektif dihitung dari titik ini dianggap konstan.

Bila tiang berbentuk meruncing ke bawah, **Persamaan (2.14b)** menjadi:

$$Q_s = F_w A_s K_d p_o' \operatorname{tg} \delta = F_w A_s f_s \quad (2.15)$$

dengan  $F_w$  adalah faktor pengaruh bentuk tiang (**Gambar 2.22d**).

Saat tiang dipancang pada tanah granuler, gerakan tiang dan getaran yang timbul menyebabkan tanah pasir memadat. Kenaikan kepadatan tersebut juga menaikkan *sudut gesek dalam* efektif ( $\phi'$ ), sehingga koefisien tekanan tanah lateral  $K_o$  menuju ke nilai  $K_p$  (koefisien tekanan tanah pasif). Jadi, batas atas dari tekanan tanah lateral setelah pemancangan tiang adalah nilai  $K_p$ -nya, dimana  $K_p = \operatorname{tg}^2(45+\phi'/2)$ . Namun demikian, kenaikan tegangan yang tinggi di sekitar tiang ini hanya berpengaruh pada jarak kira-kira 3 - 4 kali diameter tiang. Penyesuaian tegangan atau rangkak (*creep*) secara perlahan-lahan akan mereduksi kenaikan tekanan tanah tersebut, yang nilainya kira-kira sedikit lebih besar  $K_o$  (koefisien tekanan tanah saat diam) (Bowles, 1996).

Untuk pasir terkonsolidasi normal, Jaky (1944) menyarankan:

$$K_o = (1 - \sin \varphi') \quad (2.16)$$

Nilai-nilai tipikal  $K_o$  untuk pasir terkonsolidasi normal ditunjukkan dalam **Tabel 2.2**.

**Tabel 2.2** Nilai-nilai tipikal  $K_o$  (Bowles, 1996)

Pasir	$K_o$
Longgar	0,5
Kepadatan sedang	0,45
Padat	0,35

Mansur dan Hunter (1970), dari beberapa pengujian tiang pancang baja  $H$ , tiang pipa baja, dan tiang beton mendapatkan nilai  $K_d$  seperti pada **Tabel 2.3**.

**Tabel 2.3** Nilai  $K_d$  untuk tiang pancang pada tanah granuler (Mansur dan Hunter, 1970)

Bahan tiang	$K_d$
Tiang baja $H$	1,40 - 1,90
Tiang pipa baja	1,00 - 1,30
Tiang beton pracetak	1,45 - 1,60
Uji tarik tiang (8 tiang) untuk seluruh tipe tiang	0,40 - 0,90

Dari nilai-nilai dalam tabel tersebut,  $K_d \tan \delta$  akan berkisar di antara 0,3 untuk pasir longgar dan 1 untuk pasir padat.

Seperti halnya pada nilai tahanan ujung satuan, pada **Persamaan (2.14c)**, terlihat bahwa di dalam tanah pasir seragam, tahanan gesek dinding bertambah secara linier dengan bertambahnya kedalaman tiang. Namun, pengamatan Vesic menunjukkan bahwa tahanan gesek dinding akan mencapai maksimum pada penetrasi tiang yang berkisar di antara 10 sampai 20 diameternya. Karena itu, nilai tahanan gesek dinding satuan ( $f_s$ ) yang digunakan dalam hitungan tiang sebaiknya dibatasi.

Hitungan kapasitas dukung tiang pada tanah pasir seperti yang disarankan oleh Vesic, sehubungan dengan nilai batas tahanan gesek maksimum dan tahanan ujung maksimum telah umum digunakan. Sebagai contoh, Mc. Clelland (1969) menyarankan agar perancangan kapasitas dukung tiang pada tanah pasir bersih berkepadatan sedang, dengan  $\phi' = 30^\circ$ ,  $N_q = 41$ ,  $K_d = 0,7$  (kompresi) atau  $K_d = 0,5$  (beban tarik), dilakukan dengan mengambil tahanan gesek dinding satuan ( $f_s$ ) maksimum  $1,08 \text{ kg/cm}^2$  ( $107 \text{ kN/m}^2$ ) dan tahanan ujung satuan ( $f_b$ ) maksimum  $108 \text{ kg/cm}^2$  ( $10700 \text{ kN/m}^2$ ).

Terdapat beberapa metode untuk menentukan tahanan ujung dan tahanan gesek tiang pada tanah granuler. Berikut ini akan dipelajari metode-metode tersebut.



Universitas lampung



Kelompok 5



Desain Pondasi II