

BAB II DASAR TEORI

2.1 Jenis Tanah

Dalam geoteknik, tanah biasanya dibagi dalam dua golongan, yaitu tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus. Wesley (2010) kemudian membagi lagi masing-masing golongan menjadi dua jenis. Tanah berbutir kasar terdiri atas kerikil dan/atau pasir dan biasanya disebut bahan granural atau tanah tidak berkohesi. Tanah berbutir halus terdiri dari lanau dan/atau lempung dan sering disebut tanah berkohesi.

Pada tanah berbutir kasar, perilaku tanah berhubungan erat dengan ukuran butiran dan dengan demikian ukuran butiran menjadi syarat utama yang digunakan untuk menilai dan mengklasifikasi tanah tersebut. Pada tanah berbutir halus, ternyata tidak ada lagi hubungan secara langsung antara perilaku tanah dengan ukuran butiran. Oleh karenanya, dilakukan uji batas-batas Atterberg untuk menilai dan mengklasifikasi tanah tersebut.

TANAH BERBUTIR KASAR atau tanah tidak berkohesi			TANAH BERBUTIR HALUS atau tanah berkohesi		
Kerikil	Pasir			Lanau	Lempung
	Kasar	Sedang	Halus		
60	2	0.6	0.2	0.06	0.002
Ukuran butir (mm)					

Gambar 2.1 Golongan tanah utama dengan batas ukuran butirannya
(Sumber : Wesley, 2010)

2.1.1 Kerikil dan Pasir

Kelompok ini terdiri atas pecahan batu-batuan dengan bentuk dan ukuran yang berneka ragam. Pada beberapa keadaan, pasir hanya terdiri atas butiran-butiran yang seukuran sehingga disebut pasir seragam. Ada kalanya terdapat bahan yang besarnya terdiri atas ukuran batu-batuan hingga pasir yang disebut tanah bergradasi baik (Wesley, 2010).

2.1.2 Lempung

Lempung terdiri atas butiran yang sangat kecil dan memiliki sifat kohesi dan plastisitas. Sifat ini tidak ditemukan pada pasir dan kerikil. Sifat kohesi berarti butiran-

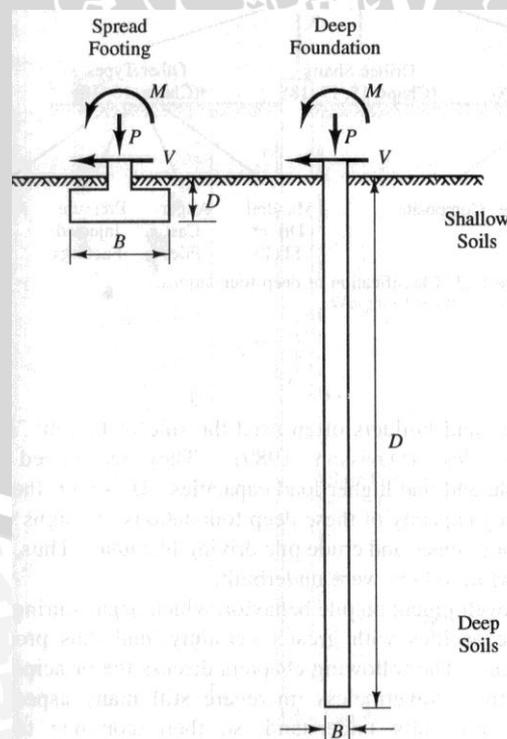
butirannya saling menempel, sedangkan plastisitas adalah sifat yang memungkinkan tanah dapat berubah bentuk tanpa mengubah volume dan tidak menyebabkan retak atau pecah. Lempung memiliki ukuran butiran lebih kecil dari 0,002 mm. (Wesley, 2010)

2.1.3 Lanau

Lanau adalah bahan yang merupakan peralihan antara lempung dan pasir. Lanau bersifat kurang plastis dibanding lempung. Lanau memiliki permeabilitas yang lebih tinggi. Lanau juga menunjukkan sifat-sifat khusus, yaitu *quick behavior* dan dilantansi yang tidak ditemukan pada lempung. *Quick behavior* menunjukkan kecenderungan lanau untuk menjadi cair ketika digetarkan, dan dilantansi merupakan kecenderungan lanau untuk mengalami penambahan volume ketika berubah bentuk. Lanau memiliki ukuran butiran antara 0,002 mm sampai 0,06 mm. (Wesley, 2010)

2.2 Klasifikasi Pondasi

Pondasi merupakan struktur bawah yang digunakan untuk meneruskan beban dari struktur atas (*upper structure*) ke lapisan tanah di bawahnya.. Secara umum, pondasi dapat dibedakan menjadi dua macam, yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*).

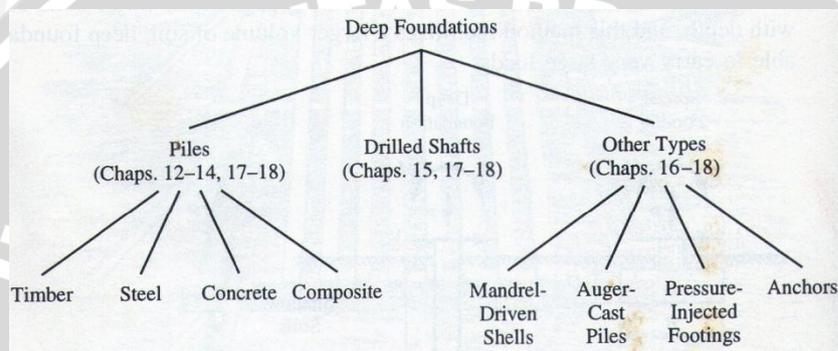


Gambar 2.2 Penyaluran beban pada pondasi telapak sebar dan pondasi dalam
(Sumber : Coduto, 2001)

2.2.1 Pondasi Dalam

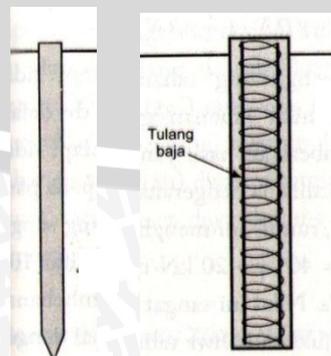
Pondasi dalam merupakan pondasi yang menyalurkan beberapa atau seluruh beban ke lapisan tanah yang berada jauh di bawah permukaan tanah. Semenjak tanah biasanya lebih kuat pada lapisan tanah yang lebih dalam, pondasi dalam seringkali dapat menopang beban yang sangat besar (Coduto, 2001).

Jenis dari pondasi dalam telah banyak dikembangkan, dimana penggunaan dari tiap-tiap jenis tersebut tergantung dari keadaan tanah dan pembebanan yang dikenakan. Coduto (2001) mengklasifikasikan pondasi dalam kedalam tiga kelompok, yaitu pondasi tiang (*pile*), pondasi tiang bor (*drilled shaft*) dan jenis pondasi lain (*other types*).



Gambar 2.3 Klasifikasi pondasi dalam
(Sumber : Coduto, 2001)

Perbedaan mendasar dari pondasi tiang dan pondasi tiang bor adalah: pondasi tiang merupakan tiang *precast* atau *prefabricated* yang dipancang ke dalam tanah, sedangkan pondasi tiang bor merupakan pondasi yang dibuat di lapangan atau *cast-in-place*. Tiang bor atau *drilled shaft* dipasang dengan cara mengebor tanah lebih dulu sampai kedalaman tertentu, kemudian tulangan baja dimasukkan dalam lubang bor dan kemudian diisi/dicor dengan beton (Hardiyatmo, 2010).



Gambar 2.4 Pondasi tiang dan pondasi tiang bor
(Sumber : Coduto, 2001)

2.2.1.1 Pondasi Tiang *Strauss*

Pondasi tiang *strauss* memiliki metode pelaksanaan yang sama dengan pondasi tiang bor namun dengan peralatan yang lebih sederhana. Karenanya, pondasi tiang *strauss* dapat dimasukkan ke dalam kelompok pondasi tiang bor.

Bila dibandingkan dengan tiang pancang, pondasi *strauss* memiliki perbedaan pada kapasitas dukung akibat metode pelaksanaannya. Pemancangan tiang pada tanah granuler dapat menambah kepadatan tanah, sedangkan pelaksanaan pengeboran pada tanah granuler akan menyebabkan tanah terganggu kepadatannya. Pengeboran pada tanah kohesif berakibat tanah menjadi longgar. Hal tersebut menyebabkan tahanan ujung tiang menjadi berkurang (Hardiyatmo, 2010).

2.2.2 Pondasi Dangkal

Pondasi telapak merupakan pondasi yang menyalurkan beban struktural ke lapisan tanah yang terletak di permukaan dangkal. Pondasi dangkal yang paling banyak digunakan adalah pondasi telapak atau *spread footing foundation* karena lebih ekonomis. Menurut Wayne (1962) pondasi telapak atau *footing* dapat diklasifikasikan menjadi:

a. *Spread Footing*

Pondasi telapak sebar atau *spread footing* merupakan pembesaran pada bagian bawah atau dasar kolom yang menyebarkan beban struktur ke luasan tanah dengan besar yang mencukupi. Umumnya, tiap kolom memiliki pondasi telapak sebar sendiri (*individual footing*) maka tiap struktur dapat memiliki puluhan dari pondasi telapak sebar.

b. *Strap Footing*

Strap footing terdiri dari dua atau lebih telapak yang digabungkan dengan balok yang bernama *strap*. Tipe pondasi ini juga disebut sebagai pondasi telapak kantilever.

c. *Combined Footing*

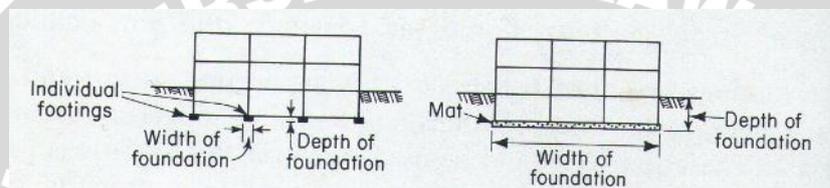
Sebuah pondasi telapak kombinasi merupakan pondasi telapak panjang yang menumpu satu atau lebih kolom pada satu baris.

d. *Mat Foundation* (Pondasi Rakit)

Pondasi rakit merupakan telapak yang lebar dan besar dan biasanya mencakup keseluruhan dasar dari struktur.

2.2.2.1 Pondasi Rakit (*Mat* atau *Raft Foundation*)

Pondasi rakit digunakan ketika lapisan tanah memiliki daya dukung yang rendah. Dengan mengkombinasikan semua pondasi telapak individual kedalam satu rakit yang lebar, daya dukung dapat meningkat. Pada pondasi telapak individual kedalaman dari pondasi diukur dari permukaan pelat dasar hingga bagian bawah pondasi, sementara itu kedalaman pondasi rakit diukur dari permukaan tanah hingga dasar dari pondasi rakit (lihat gambar 2.5). Kapasitas dukung pondasi dapat meningkat dengan penambahan lebar dan kedalaman dari rakit, dan penurunan akan menurun dengan meningkatnya kedalaman akibat pemakaian pondasi rakit. Dengan demikian, terdapat keuntungan yang berlipat dari pemakaian pondasi rakit (Wayne, 1962).



Gambar 2.5 Kedalaman dan lebar pada pondasi telapak sebar dan pondasi rakit
(Sumber : Wayne, 1962)

Menurut Coduto (2001) terdapat beberapa kondisi dimana pemakaian pondasi rakit akan lebih dipertimbangkan, yaitu:

- Beban struktural sangat besar atau kondisi tanah buruk sehingga membutuhkan pondasi telapak sebar yang besar. Bila keseluruhan pondasi telapak sebar akan menutupi lebih dari 50% dari alas struktur, maka pemakaian pondasi rakit akan lebih ekonomis.
- Apabila lapisan tanah cenderung mengakibatkan penurunan diferensial yang berlebihan. Kontinuitas dan kekuatan lentur (*flexural strength*) dari rakit dapat menyelesaikan masalah tersebut. Begitu pula dengan rakit pada tanah ekspansif yang cenderung mengalami penyumbulan (*heaves*).
- Beban struktural cenderung tidak menentu, meningkatkan kemungkinan dari penurunan diferensial yang berlebihan. Sekali lagi, kontinuitas dan kekuatan lentur (*flexural strength*) dari rakit dapat menyelesaikan masalah ini.
- Beban lateral tidak terdistribusi secara seragam melalui struktur dan oleh karenanya dapat menyebabkan pergerakan horizontal yang berbeda (*diferensial horizontal movement*) pada pondasi telapak sebar atau pada *pile cap*. Kontinuitas dari rakit dapat menahan pergerakan semacam itu.

- e. Beban *uplift* lebih besar daripada yang bisa ditahan oleh pondasi telapak sebar. Beban rakit yang lebih besar dan kontinuitas rakit dapat menyediakan perlawanan yang cukup terhadap beban tersebut.
- f. Dasar dari struktur berlokasi di bawah muka air tanah, maka *waterproofing* merupakan perhatian utama. Karena rakit termasuk *monolithic*, rakit akan lebih mudah untuk dibuat kedap air. Berat dari rakit juga dapat membantu menahan tekanan *hydrostatic uplift* dari air tanah.

2.3 Jenis Pondasi Rakit

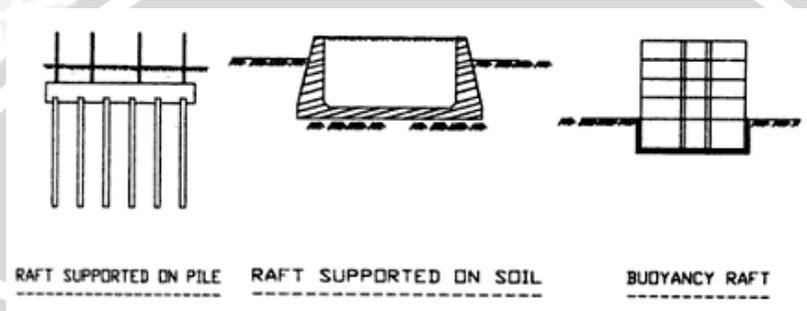
Pondasi rakit dapat diklasifikasikan ke dalam beberapa tipe tergantung dari kriteria yang digunakan untuk mengklasifikasikan. Gupta mengusulkan klasifikasi dari pondasi rakit berdasarkan metoda dari tumpuan pondasi sebagai berikut:

- a. Pondasi rakit menumpu pada tanah (gambar 2.6a).
- b. Pondasi rakit menumpu pada tiang, atau disebut *piled raft foundation* (gambar 2.6b). Pondasi ini merupakan pondasi gabungan antara pondasi rakit dengan pondasi dalam.
- c. Pondasi rakit apung atau *buoyancy raft* (gambar 2.6c), dimana berat penggalian tanah dibuat sama dengan berat kombinasi dari konstruksi struktur atas dan pondasi rakit. Maka sistem “mengapung” di dalam massa tanah dan tidak ada penurunan yang terjadi.

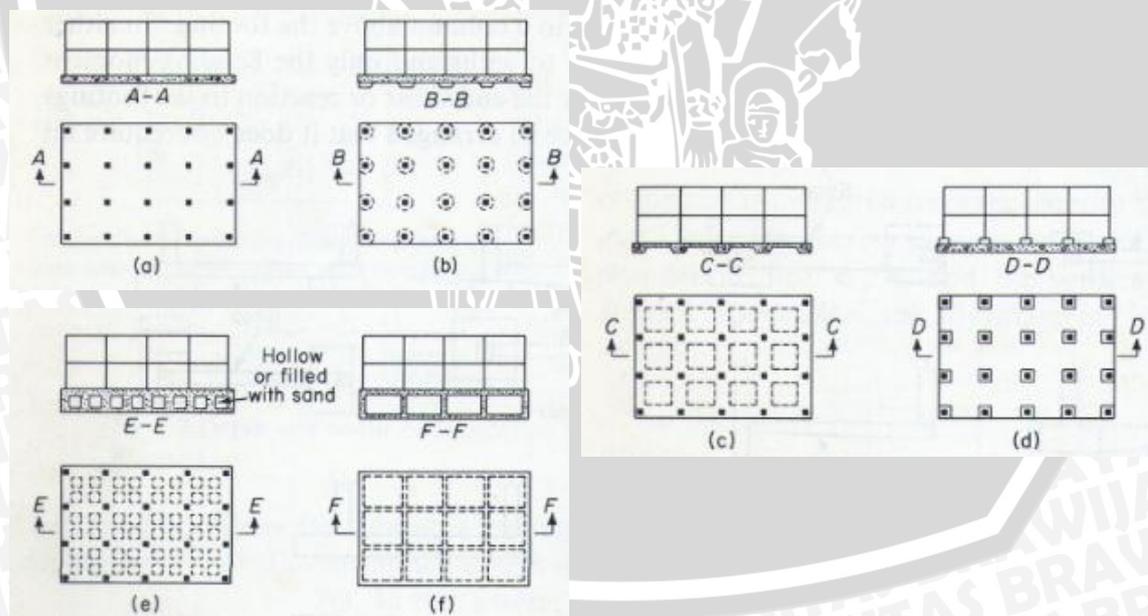
Wayne (1962) dan Braja (2007) membagi jenis pondasi rakit berdasarkan strukturnya, yaitu:

- a. *Flat plate*, dimana pelat beton datar memiliki tebal yang sama di seluruh bagian pondasi (gambar 2.7a)
- b. *Flate plate thickened under column* (gambar 2.7b)
- c. *Beam and slab*, balok didesain dua arah dan kolom terletak pada prepotongan antara dua balok (gambar 2.7c)
- d. *Flate plate with pedestals* (gambar 2.7d)
- e. *Cellular construction* (gambar 2.7e)
- f. *Slab with basement walls as part of the mat*. Dinding basemen berperilaku sebagai pengaku untuk pondasi rakit dan merupakan bagian dari pondasi rakit. (gambar 2.7f)

Pondasi rakit dengan tebal yang seragam paling banyak dipakai berkaitan dengan kemudahan yang ditawarkan oleh pondasi rakit dalam desain dan konstruksi. Tipe ini paling cocok dimana beban kolom sedang dan jarak antar kolom kecil dan seragam. *Pedestals* digunakan untuk mendistribusikan beban pada area yang lebih besar apabila terdapat beban kolom yang berat. *Beam and slab raft* digunakan untuk bangunan yang berat dimana kekakuan adalah persyaratan atau kebutuhan yang utama. *Slab with basement walls as part of the mat* dapat digunakan untuk menambah daya dukung dan mengurangi defleksi serta penurunan dari pondasi rakit.



Gambar 2.6 Jenis pondasi rakit berdasarkan tumpuan pondasi
(Sumber : Gupta)



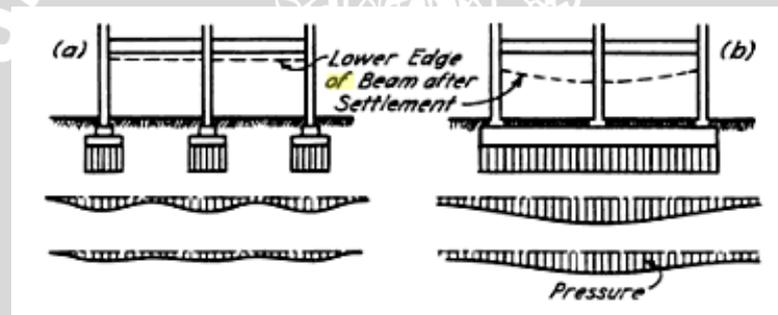
Gambar 2.7 Jenis pondasi rakit berdasarkan struktur pondasi
(Sumber : Wayne, 1962)

2.4 Kombinasi Pondasi Rakit dan Basemen

Pondasi rakit (*raft foundation* atau *mat foundation*) didefinisikan sebagai bagian bawah dari struktur yang berbentuk rakit melebar ke seluruh dasar bangunan. Tekanan pada pondasi rakit besarnya dapat dua kali tekanan pondasi telapak (gambar 2.8). Bila tekanan pada tanah akibat bebannya terlalu tinggi, fondasi rakit perlu untuk diperdalam. Penambahan kedalaman juga berfungsi untuk menambah kapasitas dukung ultimit oleh akibat beban terbagi rata ($p_o = D\gamma$) terutama bila pondasi rakit terletak pada lempung lunak.

Menurut Hardiyatmo (2010) beberapa cara dapat dilakukan untuk memperkecil tambahan tekanan di bawah pondasi rakit, yaitu dengan membuat:

- Fondasi rakit apung (*buoyancy raft*)
- Ruang bawah tanah (*basement*)
- Fondasi berbentuk kotak (*box foundation*)



Gambar 2.8 Perbedaan distribusi tekanan antara pondasi telapak dan rakit; yaitu (a) Sekelompok pondasi telapak dan (b) Pondasi rakit
(Sumber : Terzaghi dkk, 1996)

Pondasi rakit sering dirangkaikan dengan ruang bawah tanah atau basemen. Pada kondisi tersebut, dinding ruang bawah tanah atau basemen merupakan bagian dari pondasi rakit. Perluasan bangunan ke arah bawah akan mereduksi tekanan pondasi neto, sehingga mengurangi penurunan. Bangunan bawah tanah (basemen) yang lantai fondasinya terletak beberapa meter di bawah tanah, dibangun dengan cara menggali tanah sampai kedalaman dasar pondasi. Berat tanah yang digali untuk ruang bawah tanah ini, untuk setiap pengurangan tekanan per satuan luas sebesar 0.5 kg/cm^2 (50 kN/m^2) kira-kira setara dengan bangunan kantor berlantai tiga sampai empat. Jadi bangunan sebesar ini dapat didukung oleh ruang bawah tanah yang secara teoritis beban tersebut tidak akan mengakibatkan penurunan.

Penurunan pondasi rakit dengan beban terbagi rata akan berbentuk cekungan dengan nilai maksimum di tengah. Selisih penurunan antara tepi dengan tengah pondasi secara kasar kira-kira $\frac{1}{2}$ dari penurunan maksimum. Jika bangunannya sendiri fleksibel, penurunan yang tak seragam tersebut dapat dieliminasi dengan membuat bangunan bawah atau basemen yang kaku.

2.5 Kapasitas Dukung Pondasi Rakit

Dalam Braja (2007) disebutkan kapasitas dukung ultimit bruto (*gross ultimate bearing capacity*) dari pondasi rakit dapat ditentukan menggunakan persamaan yang sama dengan yang dipakai pada pondasi dangkal, yaitu:

$$q_{ult} = c N_c s_c i_c d_c + \gamma D N_q s_q i_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma \quad (2-1)$$

atau bila $\phi = 0$, maka:

$$q_{ult} = 5.14 c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D}{B}\right) + \gamma D \quad (2-2)$$

Dimana:

B = dimensi pondasi telapak yang paling pendek

D = kedalaman pondasi rakit

s_i ; i_i ; d_i = faktor bentuk, kedalaman, dan kemiringan (tabel 2.1 s/d 2.5)

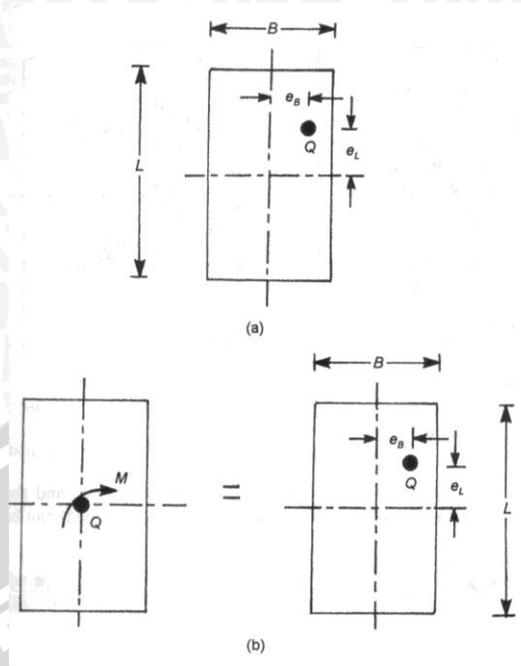
Kapasitas dukung ijin diberikan dengan persamaan:

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (2-3)$$

Dengan FS adalah faktor keamanan atau *safety factor*. Braja (2007) menjelaskan faktor keamanan yang sesuai harus digunakan untuk menghitung kapasitas dukung ijin.

- Untuk pondasi rakit pada lempung, nilai FS tidak boleh kurang dari 3. Namun dalam keadaan ekstrem nilai FS diambil berkisar antara 1.75 hingga 2.
- Untuk pondasi rakit pada pasir nilai FS diambil 3.

Beban eksentris pada pondasi dangkal terjadi ketika suatu beban vertikal Q diaplikasikan tidak tepat pada titik berat pondasi (gambar 2.9a), atau ketika pada pondasi terdapat beban terpusat Q tepat di titik berat pondasi dan beban momen M (gambar 2.9b). Pada kasus seperti itu, eksentrisitas beban dapat diberikan sebagai:



Gambar 2.9 Beban eksentris pada pondasi
(Sumber : Braja, 1999)

$$e_L = \frac{M_B}{Q} \tag{2-4}$$

$$e_B = \frac{M_L}{Q} \tag{2-5}$$

Dimana:

$e_L; e_B$ = eksentrisitas beban, pada arah sumbu panjang dan pendek dari pondasi
 $M_L; M_B$ = momen, pada arah sumbu panjang dan pendek dari pondasi

Beban ultimate Q_u dari pondasi dengan beban eksentris (beban vertikal):

$$Q_u = q_u A' \tag{2-6}$$

Dimana:

A' = area efektif = $B' L'$

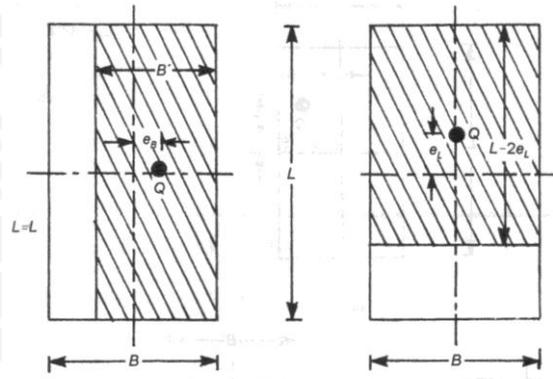
$B'; L'$ = lebar dan panjang efektif pondasi

Area efektif A' merupakan luas minimum pondasi dimana titik beratnya akan berada pada satu titik dengan beban. Untuk eksentrisitas satu arah, bila $e_L = 0$:

$$B' = B - 2e; L' = L; A' = B' L' \tag{2-7}$$

Sedangkan untuk $e_B = 0$:

$$L' = B - 2e; B' = B; A' = B L' \tag{2-8}$$



Gambar 2.10 Beban eksentris satu arah pada pondasi
(Sumber : Braja, 1999)

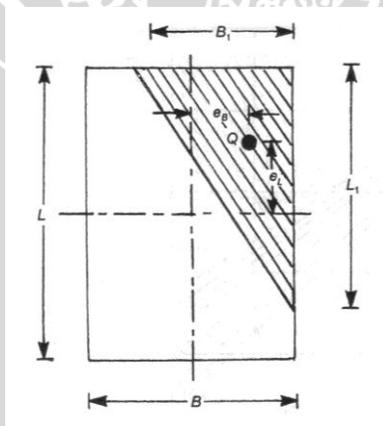
Untuk eksentrisitas dua arah ($e_L \neq 0$; $e_B \neq 0$), terdapat empat kasus yang akan mungkin terjadi, yaitu:

1. Kasus I ($e_L/L \geq 1/6$ dan $e_B/B \geq 1/6$)

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \tag{2-9}$$

$$L_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \tag{2-10}$$

$$A' = 0.5 B_1 L_1$$



Gambar 2.11 Luas efektif pondasi pada kasus I
(Sumber : Braja, 1999)

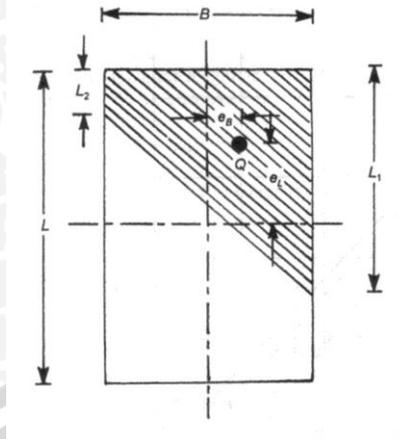
2. Kasus II ($e_L/L < 0.5$ dan $0 < e_B/B < 1/6$)

Pada kasus ini, nilai L_1 dan L_2 didapat menggunakan gambar 2.13. Luas efektif diberikan sebagai:

$$A' = 0.5 (L_1 + L_2)B \tag{2-11}$$

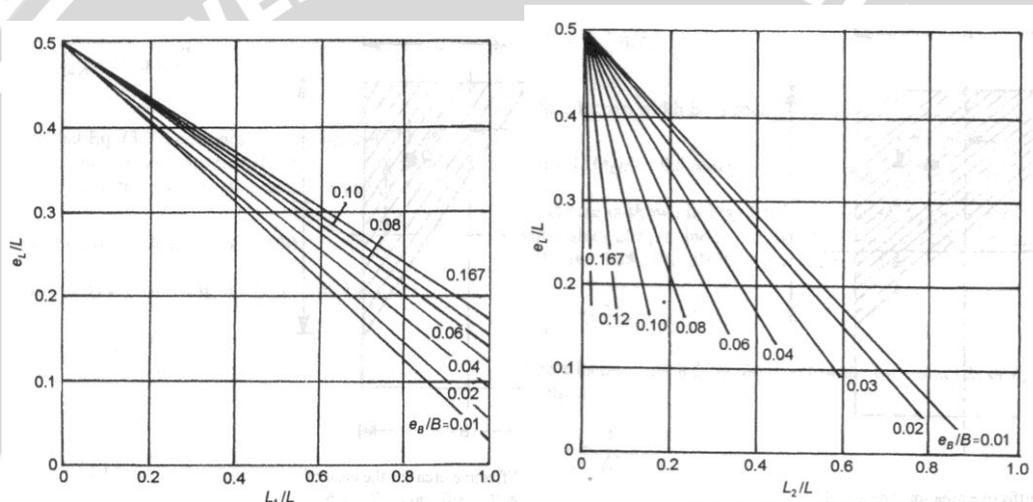
$$B' = A'/L' \tag{2-12}$$

Panjang efektif L' merupakan nilai terbesar dari L_1 dan L_2 .



Gambar 2.12 Luas efektif pondasi pada kasus II

(Sumber : Braja, 1999)



Gambar 2.13 Plot e_L/L dengan L_1/L dan L_2/L (digambar ulang dari Higher dan Anderss)

(Sumber : Braja, 1999)

3. Kasus III ($e_L/L < 1/6$ dan $0 < e_B/B < 0.5$)

Nilai B_1 dan B_2 didapat menggunakan gambar 2.15. Luas efektif pondasi:

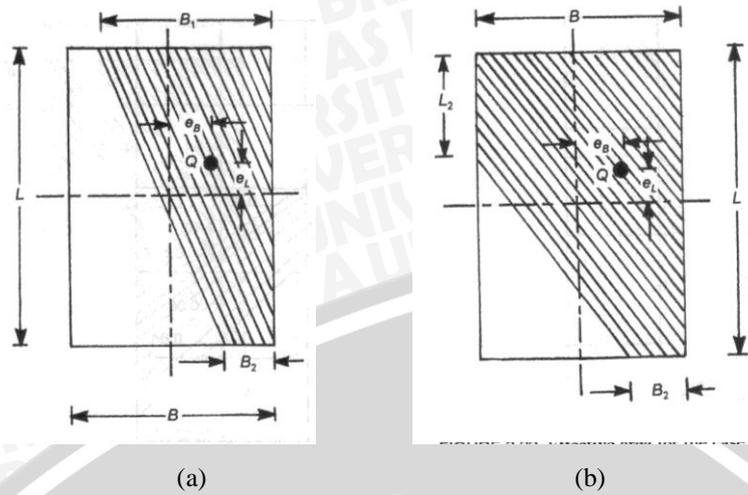
$$A' = 0.5 (B_1 + B_2)L \tag{2-13}$$

$$L' = L; B' = A'/L \tag{2-14}$$

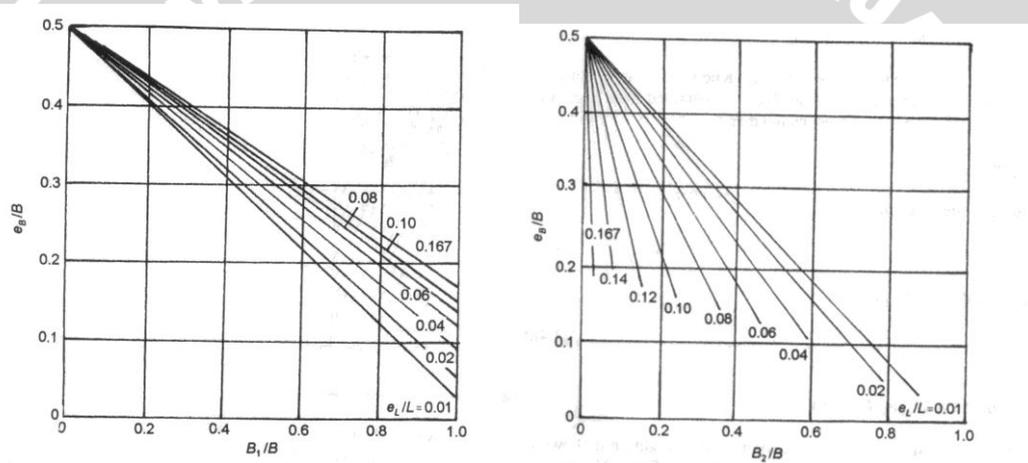
4. Kasus IV ($e_L/L < 1/6$ dan $e_B/B < 1/6$)

Nilai L_2 dan B_2 didapat menggunakan gambar 2.16. Kemudian, luas efektif pondasi dapat dihitung. Pada kasus ini:

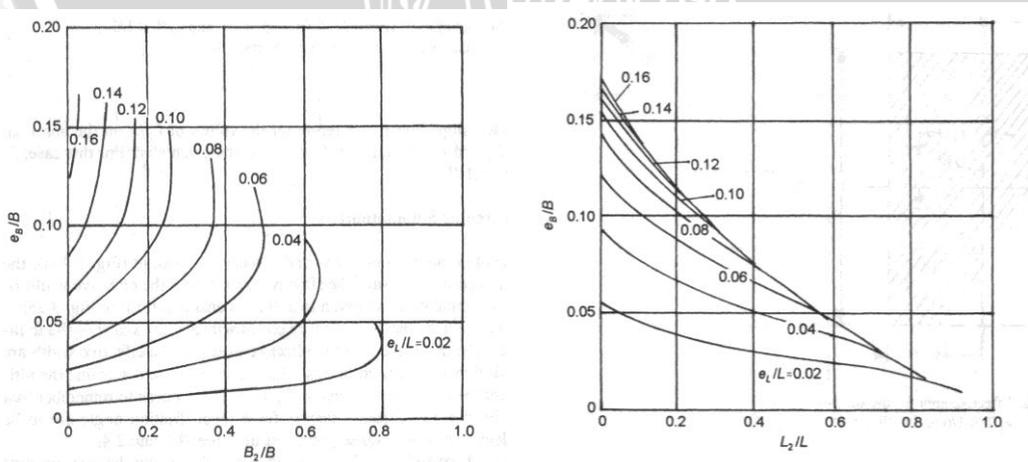
$$L' = L; B' = A'/L' \tag{2-15}$$



Gambar 2.14 (a) Luas efektif pondasi pada kasus III; (b) Luas efektif pondasi pada kasus IV
(Sumber : Braja, 1999)



Gambar 2.15 Plot e_B/B dengan B_1/B dan B_2/B (digambar ulang dari Higher dan Anderss)
(Sumber : Braja, 1999)



Gambar 2.16 Plot e_B/B dengan B_2/B dan L_2/L (digambar ulang dari Higher dan Anderss)
(Sumber : Braja, 1999)

Bowles (1977) menyarankan daya dukung ijin pondasi dangkal dan pondasi rakit berdasarkan nilai N SPT berdasarkan persamaan berikut.

$$q_a = 20 N K_d ; \text{ untuk lebar } B \leq 4 \text{ ft (1.2 m)} \quad (2-16)$$

$$q_a = 12.5 N \left(\frac{B+0.3}{B} \right)^2 K_d ; \text{ untuk lebar } B > 4 \text{ ft (1.2 m)} \quad (2-17)$$

$$q_a = 12.5 N K_d ; \text{ untuk pondasi rakit} \quad (2-18)$$

Dimana:

q_a = kapasitas dukung ijin neto untuk penurunan 1" atau 2.54 cm (kN/m^2)

K_d = $(1 + 0.33D/B)$ = faktor kedalaman, maksimum $K_d = 1.33$

B = lebar pondasi (m)

D = kedalaman pondasi (m)

N = jumlah pukulan dalam uji SPT

Dengan lebar pondasi (B) didefinisikan sebagai dimensi paling kecil dari pondasi. Bowles (1977) menyarankan nilai N diambil nilai rata-rata statistic dari zona $0.5 B$ di atas dasar pondasi sampai paling sedikit $2 B$ di bawah dasar pondasi.

Tabel 2.1 Faktor-faktor bentuk pondasi (Hansen, 1970)

Faktor bentuk	Arah beban		
	Tegak lurus dasar fondasi	Miring searah lebarnya (B)	Miring searah panjangnya (L)
s_c	$1 + (B'/L')(N_q/N_c)$	$1 + (B'/L')(N_q/N_c) i_{cB}$	$1 + (B'/L')(N_q/N_c) i_{cL}$
s_c'	$0.2 (B'/L')$	$0.2 (B'/L') i_{cB}$	$0.2 (B'/L') i_{cL}$
s_q	$1 + (B'/L') \sin \varphi$	$1 + (B' i_{qB}/L') \sin \varphi$	$1 + (B' i_{qL}/L') \sin \varphi$
s_γ	$1 - 0.4 (B'/L') \geq 0.6$	$1 - 0.4 (B' i_{\gamma B}/L' i_{\gamma L}) \geq 0.6$	$1 - 0.4 (B' i_{\gamma L}/L' i_{\gamma B}) \geq 0.6$

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Tabel 2.2 Faktor kedalaman pondasi (Hansen, 1970)

Faktor kedalaman	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0.4 (D/B)$	Bila $(D/B) > 1$, maka (D/B) diganti dengan $\text{arc tan } (D/B)$
d_c'	$0.4 (D/B)$	
d_q	$1 + 2 (D/B) \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2$	
d_γ	1	

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Tabel 2.3 Faktor kemiringan beban (Hansen, 1970)

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
i_c	$i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_q - 1}$	
i_c'	$0.5 - 0.5\sqrt{1 - H/A'c_a}$	
i_q	$\left[1 - \frac{0.5 H}{V + A' c_a \tan \varphi}\right]^5 \geq 0$	
i_γ	$\left[1 - \frac{0.7 H}{V + A' c_a \tan \varphi}\right]^5 \geq 0$	Untuk dasar horisontal
i_γ	$\left[1 - \frac{(0.7 - \alpha^0/450^0) H}{V + A' c_a \tan \varphi}\right]^5 \geq 0$	Untuk dasar miring
		Batasan: $H \leq c_a A' + V \tan \delta$

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Tabel 2.4 Faktor kemiringan dasar podasi (Hansen, 1970)

Faktor kemiringan dasar	Nilai	Keterangan
b_c	$1 - \frac{\alpha^0}{147^0}$	
b_c'	$\frac{\alpha^0}{147^0}$	
b_q	$e^{-2\alpha \tan \varphi}$	$\alpha =$ kemiringan dasar pondasi
b_γ	$e^{-2.7\alpha \tan \varphi}$	

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Tabel 2.5 Faktor kemiringan permukaan (Hansen, 1970)

Faktor kemiringan permukaan	Nilai	Keterangan
g_c	$1 - \frac{\beta^0}{147^0}$	
g_c'	$\frac{\beta^0}{147^0}$	
$g_q = g_\gamma$	$(1 - 0.5 \tan \beta)^2$	$\beta =$ kemiringan permukaan tanah

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

2.6 Penurunan Total Pondasi Rakit

Menurut Coduto (2001) penurunan total fondasi adalah jumlah dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi.

$$S = S_i + S_c \quad (2-19)$$

Dimana:

S = penurunan total

S_i = penurunan segera

S_c = penurunan konsolidasi

2.6.1 Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan langsung atau seketika ialah penurunan yang terjadi waktu beban diterapkan atau dalam jangka waktu sekitar 7 hari (Bowles, 1988). Coduto (2001) menyebutkan penurunan total dari pondasi rakit dihitung menggunakan metode pada penurunan pondasi dangkal.

Penurunan Segera Berdasarkan Teori Elastisitas

Secara teoritis, bila pondasi fleksibel sempurna, penurunan dapat dihitung menggunakan persamaan (Bowles, 1988):

$$s_i = q_o (\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f \quad (2-20)$$

Dimana:

q_o = tekanan pondasi neto (*net applied pressure*)

μ_s = rasio *poisson*

B' = $B/2$ pada tengah pondasi; B pada ujung pondasi

E_s = rerata modulus elastisitas tanah pada bawah pondasi, diukur dari $z = 0$ hingga $z = 4B$

I_s = faktor bentuk (Steinbrenner, 1934)

$$= F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2$$

I_f = faktor kedalaman (Fox, 1948)

α = faktor yang tergantung pada lokasi dimana penurunan akan dihitung,

$\alpha = 4$ pada tengah pondasi dan $\alpha = 1$ pada pinggir pondasi

Perhitungan faktor bentuk,

$$I_s = F_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} F_2 \quad (2-21)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1) \quad (2-22)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2 \quad (2-23)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1+\sqrt{m'^2+1})+\sqrt{m'^2+n'^2}}{m'(1+\sqrt{m'^2+n'^2+1})} \quad (2-24)$$

$$A_1 = \ln \frac{(m'+\sqrt{m'^2+1})+\sqrt{1+n'^2}}{m'+\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \quad (2-25)$$

$$A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \quad (2-26)$$

Nilai m' dan n' adalah,

$$m' = \frac{L}{B} \quad (2-27)$$

$$n' = \frac{H}{B'} \quad (2-28)$$

Penurunan segera pada pondasi kaku dapat diperkirakan sebagai:

$$s_i(\text{rigid}) = 0.93 s_i(\text{flexible,center}) \quad (2-29)$$

Nilai modulus elastisitas besarnya berbeda pada tiap kedalaman, karenanya Bowles (1988) merekomendasikan untuk menggunakan nilai rerata E_s .

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}} \quad (2-30)$$

Dimana:

$E_{s(i)}$ = modulus elastisitas tanah pada kedalaman Δz

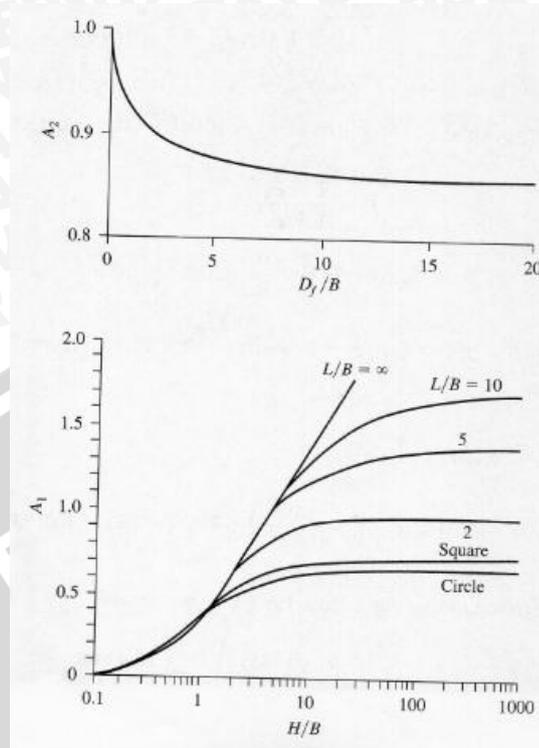
\bar{z} = diambil nilai terkecil dari H atau $5B$

Penurunan Segera Pada Lempung Jenuh (Saturated Clay)

Janbu et al. (1956) dalam Braja (2007) mengusulkan persamaan untuk mengevaluasi penurunan rerata untuk pondasi fleksibel pada tanah lempung jenuh dengan nilai rasio *poisson* $\mu_s = 0,5$.

$$s_i = A_1 A_2 \frac{q_0 B}{E_s} \quad (2-31)$$

Dimana A_1 merupakan fungsi dari H/B dan A_2 fungsi dari D_f/B (gambar 2.19).



Gambar 2.17 Nilai A_1 dan A_2 (Christian dan Carrier, 1978)

(Sumber : Braja, 2007)

Parameter Elastis

Parameter seperti modulus elastisitas E_s dan rasio *Poisson* μ_s untuk tanah yang dianalisa harus diketahui untuk dapat mengitung penurunan pada pondasi. Pada banyak kasus, bila hasil tes labolatorium tidak tersedia, maka nilai dari parameter tersebut diestimasikan menggunakan korelasi empiris (Braja, 1999).

Dijelaskan dalam Bowles (1988), terdapat beberapa metode yang tersedia untuk menentukan modulus elastisitas tanah, salah satunya adalah dengan menggunakan nilai N SPT (Lihat Tabel 2.6).

Coduto (2001) menyebutkan nilai E_s dapat didekati menggunakan persamaan:

$$E_s = \beta_o \sqrt{OCR} + \beta_1 N_{60} \quad (2-32)$$

Dimana:

β_o ; β_1 = faktor korelasi (tabel 2.7)

OCR = *overconsolidated ratio*

N_{60} = nilai N-SPT yang telah dikorelasi

Tabel 2.6 Persamaan-persamaan untuk modulus elastisitas tanah E_s dengan beberapa metode percobaan (E_s dalam kPa)

Tanah	SPT
Pasir (terkonsolidasi normal)	$E_s = 500(N + 15)$ $E_s = (15000 \text{ to } 22000) \ln N$
Pasir (jenuh)	$E_s = 250(N + 15)$
Pasir (terkonsolidasi-lebih)	$E_s = 18000 + 750N$
Pasir berkerikil dan kerikil	$E_s = 1200(N + 6)$ $E_s = 600(N + 6) ; N \leq 15$ $E_s = 600(N + 6) + 2000 ; N > 15$
Pasir berlempung	$E_s = 320(N + 15)$
Pasir berlanau	$E_s = 300(N + 6)$
Lempung	Memakai kekuatan geser tak tersalur S_u $I_p > 30$ atau organik $E_s = 100 \text{ to } 500 s_u$ $I_p < 30$ atau kaku $E_s = 500 \text{ to } 1500 s_u$

(Sumber : Bowles, 1988)

Tabel 2.7 Nilai β_0 dan β_1

Soil Type	β_0		β_1	
	(lb/ft ²)	kPa	(lb/ft ²)	kPa
Clean sands (SW and SP)	100,000	5,000	24,000	1,200
Silty sands and clayey sands (SM and SC)	50,000	2,500	12,000	600

(Sumber : Coduto, 2001)

Selain menggunakan persamaan-persamaan empiris diatas, nilai modulus elastisitas tanah E_s dapat pula diperkirakan menggunakan tabel 2.8. Estimasi nilai rasio *poisson* disajikan dalam tabel 2.9.

Tabel 2.8 Jangkauan nilai modulus tegangan-regangan statis E_s untuk beberapa jenis tanah

Tanah	E_s	
	Ksf	MPa
Lempung		
Sangat lunak	50 - 250	2 - 15
Lunak	100 - 500	5 - 25
Sedang	300 - 1000	15 - 50
Keras	1000 - 2000	50 - 100
Berpasir	500 - 5000	25 - 250
Pasir		
Berlanau	150 - 450	5 - 20
Lepas	200 - 500	10 - 25
Padat	1000 - 1700	50 - 81
Pasir dan kerikil		
Lepas	1000 - 3000	50 - 150
Padat	2000 - 4000	100 - 200
Lanau	40 - 400	2 - 20

(Sumber : Bowles, 1988)

Tabel 2.9 Jangkauan nilai banding rasio poisson

Jenis Tanah	μ
Lempung jenuh	0.4 - 0.5
Lempung tak jenuh	0.1 - 0.3
Lempung berpasir	0.2 - 0.3
Lanau	0.3 - 0.35
Pasir (padat)	0.1 - 1.00
Pasir berkerikil	0.3 - 0.4
Batuan	0.1 - 0.4
Tanah lus	0.1 - 0.3
Es	0.36
Beton	0.15

(Sumber : Bowles, 1988)

Penurunan Segera Pada Pasir

Perhitungan penurunan pada tanah non kohesif hampir selalu didasarkan pada hasil uji lapangan untuk menghindari masalah ketergangguan contoh tanah. Hasil uji kemudian digabungkan dengan metoda analisis empiris (Suroso et. al, 2007). Metode perhitungan penurunan pada tanah pasir menggunakan data hasil uji *Standar Penetration Test* (SPT) yang umum digunakan yaitu metode yang disarankan oleh Bowles, Meyerhof dan Burland dan Burbridge.

Metode Bowles (1977)

Bowles dalam Hardiyatmo (2010) menyarankan penggunaan persamaan berikut,

$$S_i = \frac{4q}{N} ; \text{ untuk } B \leq 4ft (1.2 m) \quad (2-33)$$

$$S_i = \frac{6q}{N} \left(\frac{B}{B+1} \right)^2 ; \text{ untuk } B > 4ft (1.2 m) \quad (2-34)$$

Dimana:

N = jumlah pukulan dalam uji SPT

Metode Modified Meyerhof (1956)

Penurunan segera pada lapisan pasir dapat dihitung menggunakan metode *Modified Meyerhof Methode* yang diperkenalkan pada tahun 1956 (Suroso et. al, 2007).

Persamaan yang digunakan,

Untuk $B > 1.2 m$

$$\frac{\delta}{B_r} = \frac{0.68 q' / \sigma_r}{N_{60} K_d} \left[\frac{B}{B+B_r} \right]^2 \quad (2-35)$$

Dimana:

B_r = lebar referensi

B = lebar pondasi

q' = tegangan tanah netto

σ_r = tegangan referensi

N_{60} = nilai N-SPT rata-rata terkoreksi

Metode Meyerhof (1974)

Dalam Braja (1999) Meyerhof mengusulkan hubungan empiris untuk penurunan pada pondasi dangkal yaitu,

$$S_i = \frac{q\sqrt{B}}{2N} \quad (\text{untuk pasir}) \quad (2-36)$$

Metode Burland & Burbridge (1985)

Burland & Burbridge (1985) menampilkan metode empiris yang lain dengan data SPT untuk menghitung penurunan pondasi telapak (Suroso et. al, 2007). Persamaan yang digunakan:

$$\frac{\delta}{B_r} = 0.14 C_s C_l I_c \left[\frac{B}{B_r} \right]^{0.7} \left[\frac{q'_r}{\sigma_r} \right] \quad (2-37)$$

Koreksi kedalaman pengaruh,

$$C_l = \frac{H}{z_l} \left[2 - \frac{H}{z_l} \right] \leq 1 \quad (2-38)$$

Compressibility index,

$$I_c = \frac{1.71}{(N_{60})^{1.4}} \text{ (untuk NC)} \quad (2-39)$$

Faktor bentuk,

$$C_s = \left[\frac{1.25 L/B}{L/B+0.25} \right]^2 \quad (2-40)$$

2.6.2 Penurunan Konsolidasi

Penurunan konsolidasi lempung sangat tergantung pada sejarah geologi lapisannya, yaitu apakah lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) atau terkonsolidasi berlebihan (*overly consolidated*).

Indeks pemampatan C_c dan indeks pemampatan kembali C_r bisa dicari menggunakan persamaan-persamaan empiris yang disajikan dalam tabel 2.10 (Bowles, 1988). Penurunan konsolidasi primer dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan (Braja, 2007):

$$s_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} H \quad (2-41)$$

Δe = perubahan angka pori akibat pembebanan

e_0 = angka pori awal

H = tebal lapisan yang ditinjau

Untuk lempung *normally consolidated*,

$$\Delta e = C_c \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \quad (2-42)$$

Untuk lempung *overconsolidated* perubahan angka pori (Δe) dipertimbangkan dalam dua kondisi, sebagai berikut:

1. Jika $p'_1 < p'_c$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \quad (2-43)$$

2. Jika $p'_o < p'_c < p'_1$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p'_c}{p'_o} + C_c \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_c} \quad (2-44)$$

Dimana:

p'_c = tekanan prakonsolidasi

p'_1 = $p'_o + \Delta p$

Tabel 2.10 Persamaan-persamaan untuk indeks kompresi dari sumber-sumber yang dicatat

Indeks kompresi	Komentar	Sumber
$C_c = 0.009(w_L - 10)$	$\pm 30\%$; Lempung dengan S_t moderat	Terzaghi dan Peck (1967)
$C_c = 0.37(e_o + 0.003 w_L + 0.0004 w_N - 0.34)$	Analisa statistik	Azzouz dkk. (1976)
$C_c = 0.5 \left(\frac{1 + e_o}{G_s} \right)^{2.4}$	$e_o \leq 0.8$ (anjaran penulis)	Rendon-Herrero (1980)
$C_c = -0.0997 + 0.0009 w_L + 0.0014 I_p + 0.0036 w_N + 0.1165 e_o + 0.0025 C_p$	134 tanah dianalisis	Koppula (1981)
$C_c = 0.2343 e_o$	---	Nagaraj dan Murthy (1985, 1986)
$C_c = 0.009 w_N + 0.005 w_L$	---	Koppula (1986)
$C_r = 0.0463 w_L G_s$	Indeks pemampatan kembali	Nagaraj dan Murthy (1985)

(Sumber : Bowles, 1988)

Estimasi kecepatan konsolidasi diperlukan untuk mengetahui besarnya kecepatan penurunan pondasi selama proses konsolidasi berlangsung. Hal ini perlu diperhatikan terutama bila penurunan bangunan diperkirakan besar. Dalam Hardiyatmo (2010) kecepatan penurunan konsolidasi dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$t = \frac{T_v H_t^2}{c_v} \quad (2-45)$$

Dimana:

T_v = faktor waktu

H_t = panjang lintasan drainase ($H_t = H/2$ untuk drainase dobel; dan $H_t = H$ untuk drainase tunggal) (m)

H = tebal lapisan lempung (m)

C_v = koefisien konsolidasi pada interval tekanan tertentu (m^2/det)

Nilai-nilai faktor waktu (T_v) untuk persen penurunan konsolidasi (U) rata-rata yang didasarkan pada teori konsolidasi satu dimensi Terzaghi, ditunjukkan pada tabel 2.11.

Tabel 2.11 Hubungan faktor waktu (T_u) dengan derajat konsolidasi (U)

$U\%$	T_v
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	∞

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Casagrande (1938) dan Taylor (1948) dalam Hardiyatmo (2010) mengusulkan hubungan T_v dan U rata-rata, sebagai berikut:

1. Untuk $U < 60\%$

$$T_v = \frac{\pi}{4} U^2 ; (U \text{ dalam desimal}) \quad (2-46)$$

2. Untuk $U > 60\%$

$$T_v = -0.933 \log(1 - U) - 0.085 ; (U \text{ dalam desimal}) \quad (2-47)$$

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%); (U \text{ dalam persen}) \quad (2-48)$$

Derajat penurunan konsolidasi U ,

$$U = \frac{S_t}{S_c} \quad (2-49)$$

Dimana:

S_t = penurunan konsolidasi saat waktu tertentu (m)

S_c = penurunan konsolidasi primer total (m)

2.6.3 Penambahan Tegangan Pada Tanah akibat Beban Pondasi

Pertimbangan pertama dalam menghitung penurunan adalah penyebaran tekanan fondasi ke atau tanah dibawahnya. Tegangan tanah yang timbul akibat adanya beban di permukaan dinyatakan dalam istilah tambahan tegangan ($\Delta\sigma$).

Tegangan Akibat Beban Terpusat

Beban-beban kolom dalam pondasi dapat dianggap sebagai beban titik. Boussinesq (1885) dalam Braja (2007) memberikan persamaan penyebaran beban akibat pengaruh beban titik di permukaan (gambar 2.21). Tambahan tegangan vertikal ($\Delta\sigma$) pada suatu titik di dalam tanah akibat beban titik Q di permukaan, dinyatakan oleh persamaan:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left(\frac{1}{1+(r/z)^2} \right)^{5/2} \quad (2-50)$$

Dimana:

$\Delta\sigma_z$ = tambahan tegangan vertikal

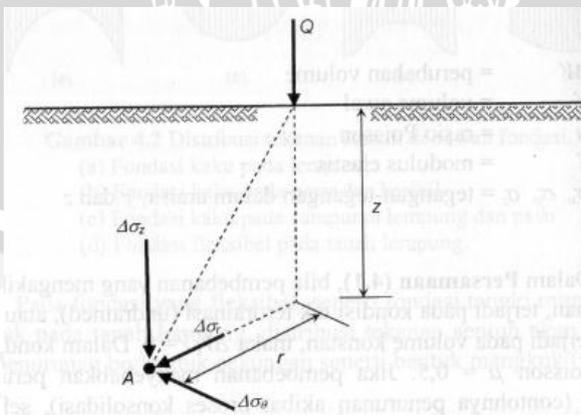
Q = beban kolom

z = kedalaman titik yang ditinjau

r = jarak horizontal titik di dalam tanah terhadap garis kerja beban

Tegangan Dibawah Area Persegi Panjang

Untuk menghitung tambahan tegangan vertikal akibat beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang dengan lebar B dan panjang L dapat dihitung menggunakan persamaan (Hardiyatmo, 2010):



Gambar 2.18 Tambahan tegangan vertikal akibat beban titik
(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

$$\Delta\sigma_z = q_o \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V+V_1} \frac{V+1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V-V_1} \right) \right] \quad (2-51)$$

$$M = \frac{B}{z} \quad (2-52)$$

$$N = \frac{L}{z} \quad (2-53)$$

$$V = \frac{L}{z} \quad (2-54)$$

$$V = M^2 + N^2 + 1 \quad (2-55)$$

$$V_1 = (MN)^2 \quad (2-56)$$

Dimana:

q_o = tekanan sentuh atau tekanan fondasi ke tanah

Penambahan Tegangan Dibawah Pondasi Persegi Panjang – Metode 2:1

Braja (2007) menjelaskan pada metode ini, penambahan tegangan pada kedalaman z dihitung menggunakan persamaan:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{(L+z)(B+z)} \quad (2-57)$$

atau,

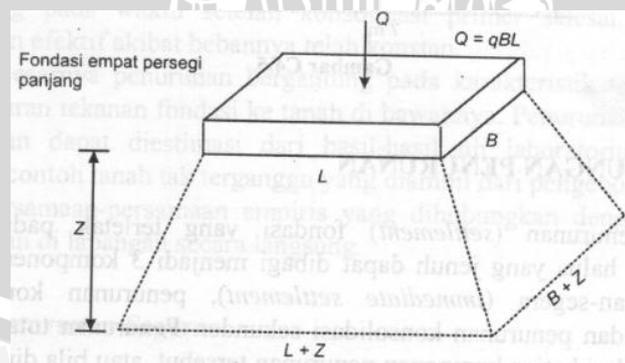
$$\Delta\sigma_z = \frac{qLB}{(L+z)(B+z)} \quad (2-58)$$

Dimana:

Q = beban total

q = tekanan terbagi rata

z = kedalaman



Gambar 2.19 Penyebaran 2V : 1H

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

2.7 Stabilitas Bangunan

Suatu struktur gedung tinggi yang menggunakan pondasi berupa pondasi rakit sangat rentan akan guling (*overturning*) dan kegagalan geser (*sliding failure*) yang disebabkan oleh gaya lateral akibat gempa bumi dan angin.

2.7.1 Analisa Stabilitas Guling (*Overturning*)

Stabilitas bangunan terhadap guling diantaranya dapat diperoleh dari berat sendiri bangunan dan struktur basemen. Juwana (2005) menyebutkan, dalam kasus ini momen penahan guling menjadi:

$$M_G = WG \times d + P \times e \quad (2-59)$$

Dimana:

WG = berat sendiri bangunan = $1.2 BM + 1.6 BL$

d = jarak dari titik berat massa bangunan ke titik guling

P = resultan tekanan pasif tanah pada basemen

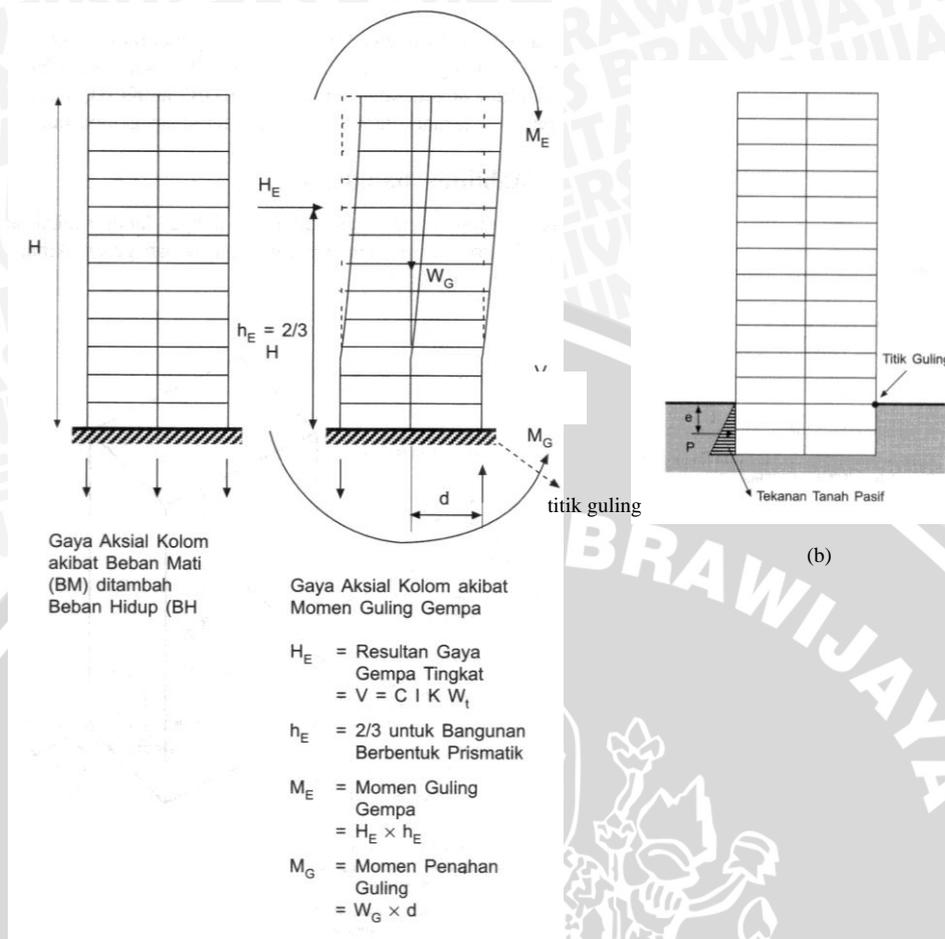
e = titik tangkap gaya resultan terhadap muka tanah

Stabilitas bangunan terhadap guling akan diperoleh jika persyaratan berikut terpenuhi:

$$\frac{M_G}{M_E} \geq 1.5 \quad (2-60)$$

Dimana:

M_E = momen penyebab guling



Gambar 2.20 (a) Stabilitas bangunan tinggi terhadap guling; (b) Bangunan tinggi dengan basement
 (Sumber : Juwana, 2005)

Momen penyebab guling akibat gaya gempa bisa dihitung menggunakan metode pendekatan, yaitu:

$$M_E = H_E h_E = H_E \frac{2}{3} H \quad (2-61)$$

Dimana:

$$H_E = \text{resultan beban gempa}$$

2.7.2 Analisa Stabilitas Geser (*Sliding*)

Pada dasarnya stabilitas geser dapat diperkirakan menggunakan faktor keamanan (*FS*) yang merupakan rasio antara gaya horizontal penahan geser (*FR*) dan gaya horizontal penyebab geser (*FD*).

$$FS = \frac{\sum FR}{\sum FD} \quad (2-62)$$

Dengan gaya horizontal penahan geser (FR) didapat menggunakan persamaan:

$$FR = c A + \sum V' \tan \phi \quad (2-63)$$

Dimana:

c = kohesi pada permukaan geser (*sliding surface*)

A = luas area permukaan geser

ϕ = sudut gesek tanah

V' = beban vertikal efektif

Dalam Coduto (2001) disebutkan, faktor keamanan untuk stabilitas geser adalah minimal 1.5 pada tanah non kohesif dan minimal 2.0 pada tanah kohesif.

2.9 Dimensi Pondasi Rakit

Dimensi dari pondasi rakit ditentukan sedemikian rupa sehingga tegangan dari pondasi rakit tidak melebihi tegangan dukung ijin. Terdapat tiga tipe dari tegangan pondasi rakit yang perlu untuk diperhatikan:

- Tegangan bruto akibat beban gravitasi total
- Tegangan neto akibat beban gravitasi yang telah dikurangi dengan berat tanah yang digali (beban gravitasi neto)
- Tegangan bruto akibat beban gravitasi dan beban lateral

2.9.1 Allowable Gross Applied Pressure under Gravity Load

$$q = \frac{P_t + W_{mat}}{B L} + \frac{P_t e_x}{S_x} + \frac{P_t e_y}{S_y} \leq q_{gross} \quad (2-64)$$

Dimana:

q = Tegangan dukung

P_t = Beban total bangunan, termasuk beban hidup yang direncanakan

W_{mat} = Berat sendiri pondasi rakit

B = Lebar pondasi rakit

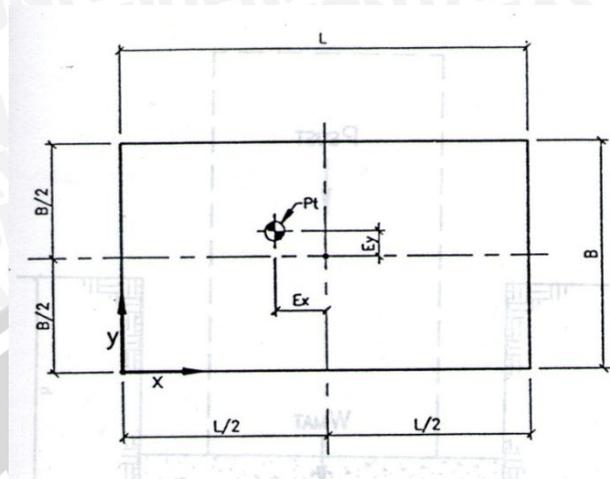
L = Panjang pondasi rakit

e_x = Jarak dari titik berat beban desain bangunan terhadap titik berat pondasi rakit pada arah "x"

e_y = Jarak dari titik berat beban desain bangunan terhadap titik berat pondasi rakit pada arah "y"

S_y = Section modulus pondasi pada arah "y"

q_{gross} = Daya dukung ijin bruto



Gambar 2.21 Geometri dari pondasi rakit

(Sumber : Ulrich, 1995)

2.9.2 Allowable Net Sustained Pressure

$$q = \frac{P_{sust} + W_{mat} - W_{soil}}{B L} + \frac{P_{sust} e_x}{S_x} + \frac{P_{sust} e_y}{S_y} \leq q_{all (net)} \quad (2-65)$$

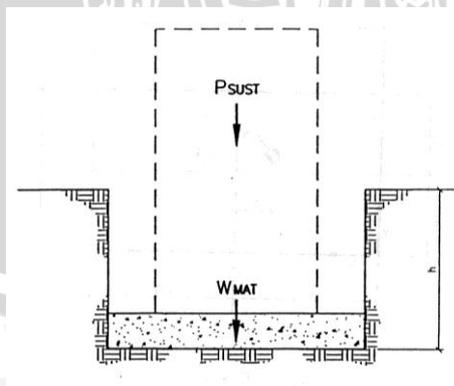
Dimana:

P_{sust} = Berat struktur atas

W_{soil} = Berat dari tanah yang digali

$q_{all (net)}$ = Daya dukung ijin netto

γ = Berat satuan tanah



Gambar 2.22 Konsep tegangan netto pondasi rakit

(Sumber : Ulrich, 1995)

2.9.3 Allowable Gross Applied Pressure under Gravity and Lateral Loads

$$q = \frac{P_t + W_{mat}}{BL} + \frac{M_l}{S} \leq q_{gross} \quad (2-66)$$

Dimana:

M_l = Momen akibat beban lateral

S = Modulus penampang pondasi rakit

q = Tegangan pada ujung atau pinggir (*edge*) pondasi rakit

Persamaan diatas hanya valid apabila eksentrisitas $e = M_l / (P_t + W_{mat})$ yang diakibatkan oleh beban lateral adalah sama atau kurang dari 0.167 kali dimensi pondasi rakit (*Kern Limit*), atau dengan kata lain bila terdapat tegangan tekan pada keseluruhan tapak pondasi rakit. Bila $e > 0.167 L$, maka hanya terbentuk kontak parsial antara pondasi rakit dengan *subgrade*, dan tegangan maksimum pada pinggir pondasi rakit dihitung menggunakan persamaan:

$$q = \frac{2(P_t + W_{mat})}{3B(0.5L - e)} \leq q_{gross} \quad (2-67)$$

Beban lateral yang dimaksud pada kasus ini berupa beban gempa dan beban angin. Kedua beban ini merupakan beban yang bersifat sementara, sehingga hanya menimbulkan penambahan tegangan pada pondasi yang juga bersifat sementara. Karenanya, pada kondisi ini, tegangan ijin ditingkatkan antar 25% hingga 33% (Ulrich, 1995).

2.10 Ketebalan Pondasi Rakit

Pada Braja (2007) ketebalan pada pondasi rakit ditentukan oleh tegangan geser diagonal atau geser pons (*punching shear*) yang terjadi pada daerah di sekitar kolom dan diperiksa pada kolom yang berbeda-beda. Geser pons dapat mengakibatkan pondasi mengalami kerusakan di sekeliling kolom dengan jarak kurang lebih $d/2$.

Ketebalan pondasi rakit dapat didekati dengan persamaan:

$$U = b_e d (\phi 0.34 \sqrt{f_c'}) \quad (2-68)$$

dimana:

U = Beban kolom terfaktor

ϕ = Faktor reduksi (lihat tabel 2.9)

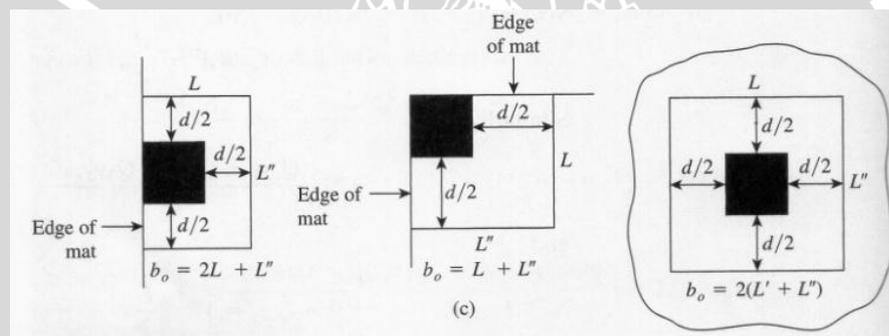
f_c' = Kekuatan tekan beton pada 28 hari

Tabel 2.12 Variasi Faktor reduksi

Condition	Value of ϕ
a Axial tension; flexure with or without axial tension	0.9
b Shear or tension	0.85
c Axial compression with or without flexure, spiral reinforcement	0.75
d Axial compression with or without flexure, tied reinforcement	0.7
e Bearing on concrete	0.7
f Flexure in plain concrete	0.65

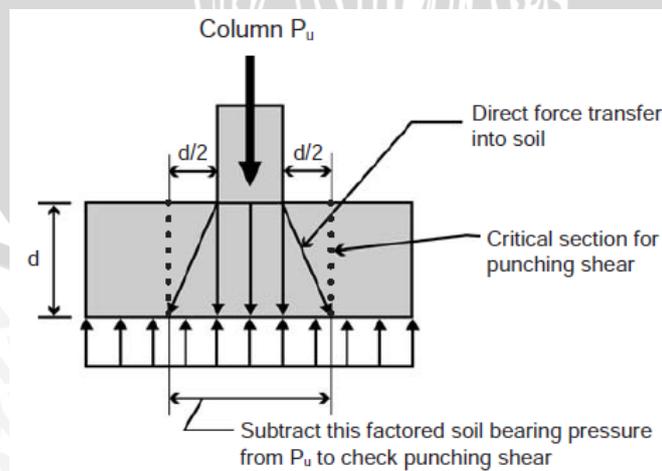
(Sumber : Braja, 1999)

Variabel b_e merupakan keliling bidang kritis geser pons yang besarnya bergantung pada lokasi kolom sesuai dengan rencana pondasi rakit (lihat gambar 2.27).



Gambar 2.23 Berbagai lokasi kolom pada pondasi rakit

(Sumber : Braja, 2007)

Gambar 2.24 Diagram geser pons (*punching shear*) yang terjadi pada kolom

(Sumber : Klemencic dkk., 2012)

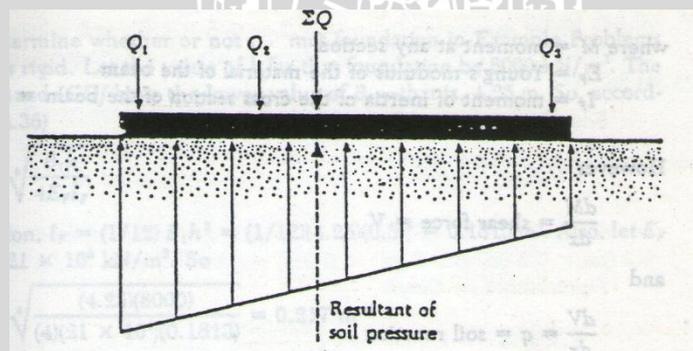
Ketebalan dari pondasi rakit dapat direduksi dengan memberikan *pedestals* pada kolom atau dengan menyediakan tulangan geser yang mencukupi. Selain itu, ketebalan pondasi rakit juga dapat direduksi dengan memberikan balok-balok atau *rib* pada bagian atas atau bawah pondasi rakit.

2.11 Desain Akhir Pondasi Rakit dengan Metode Kaku (*Rigid Methode*)

Berdasarkan Bowles (1988) terdapat beberapa metode yang dapat digunakan untuk merancang sebuah pondasi rakit atau dengan kata lain untuk melakukan desain akhir (*final design*) pondasi rakit, diantaranya yaitu dengan Metode Kaku atau *Rigid Methode*.

Metode kaku menganggap pondasi rakit sangat kaku dan memiliki pola kolom yang seragam, baik dalam jarak maupun bebannya. Metode ini juga mengasumsikan tegangan tanah terdistribusi pada garis yang lurus atau secara linear.

Karena pondasi dianggap sangat kaku dengan beban yang seragam, maka penurunan yang terjadi akan seragam. Pendekatan pondasi kaku tidak secara akurat dapat mewakili perilaku dari pondasi rakit. Pondasi rakit sebenarnya tidak benar-benar kaku, sehingga penurunan yang terjadi di bawah kolom akan lebih besar dibandingkan dengan penurunan pada area yang tidak dibebani. Dengan demikian, tegangan tanah sebenarnya tidak terjadi pada garis lurus atau tidak terjadi secara linear.



Gambar 2.25 Asumsi pondasi rakit yang kaku (rigid)

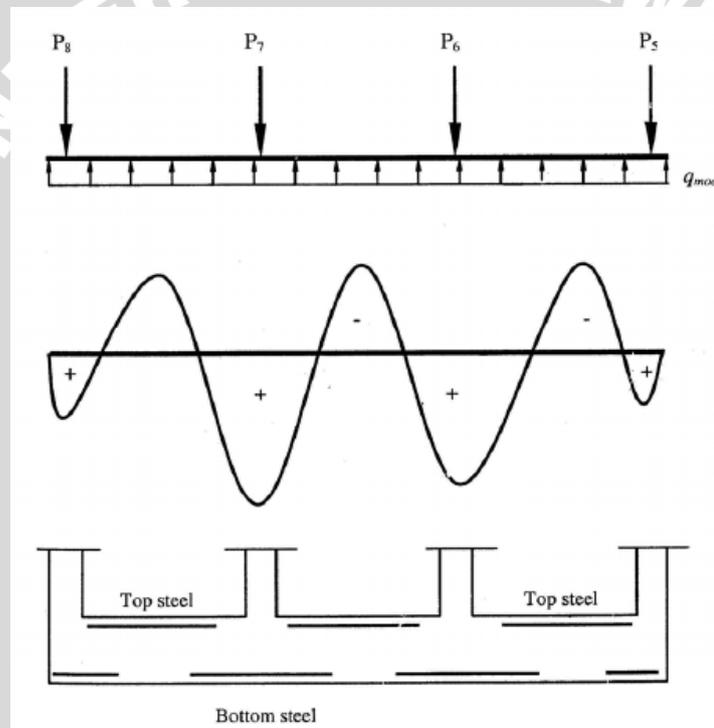
(Sumber : Braja, 2007)

Dalam metode ini dilakukan suatu penaksiran dimana pondasi rakit dibagi-bagi menjadi beberapa jalur-jalur yang dibebani sederetan kolom dan dilawan oleh tekanan tanah. Tiap jalur tersebut kemudian dianalisis sebagai telapak kombinasi (Bowles, 1988).

Metode kaku tidak menyediakan estimasi mengenai penurunan total dari pondasi rakit, namun telah diimplikasikan bahwa tidak ada penurunan differensial yang terjadi. Pondasi rakit diperlakukan selayaknya pondasi telapak dan penurunan yang terjadi diestimasikan secara terpisah menggunakan metode seperti pada pondasi telapak.

2.12 Penulangan Pondasi Rakit

Momen lentur pada pondasi rakit mirip dengan pelat datar yang dibalik. Maka, pada lokasi kolom pondasi rakit, momen lentur bertanda positif dan membutuhkan penulangan bawah (lihat gambar 2.30). Pada lokasi diantara kolom, momen lentur akan bertanda negatif dan membutuhkan tulangan atas.



Gambar 2.26 Susunan penulangan pondasi rakit
(Sumber : Mahdi, Hisham Arafat)

2.13 Desain Area Parkir

Hal pertama yang harus diperhatikan dalam merancang area parkir adalah satuan ruang parkir atau SRP. Dirjen Perhubungan Darat (1996) menentukan satuan ruang parkir untuk beberapa jenis kendaraan seperti terlihat pada tabel 2.14. Penggolongan jenis kendaraan menurut Dirjen Perhubungan Darat (1996) didasarkan pada tabel 2.15.

Perencanaan area parkir termasuk di dalamnya perencanaan lebar ruang parkir, sudut parkir, ruang manuver dan lebar total jalan yang dibutuhkan. Perencanaan

berbagai parameter tersebut didasarkan pada tabel 2.16 yang bersumber dari Dirjen Perhubungan Darat (1996).

Tabel 2.13 Penentuan Satuan Ruang Parkir

Jenis Kendaraan	Satuan Ruang Parkir (m ²)
1 a. Mobil penumpang untuk golongan I	2.30 x 5.00
b. Mobil penumpang untuk golongan II	2.50 x 5.00
c. Mobil penumpang untuk golongan III	3.00 x 5.00
2 Bus/truk	3.40 x 12.50
3 Sepeda Motor	0.75 x 2.00

(Sumber : Dirjen Perhubungan Darat, 1996)

Tabel 2.14 Golongan Kendaraan Berdasarkan Peruntukan Fasilitas Parkir

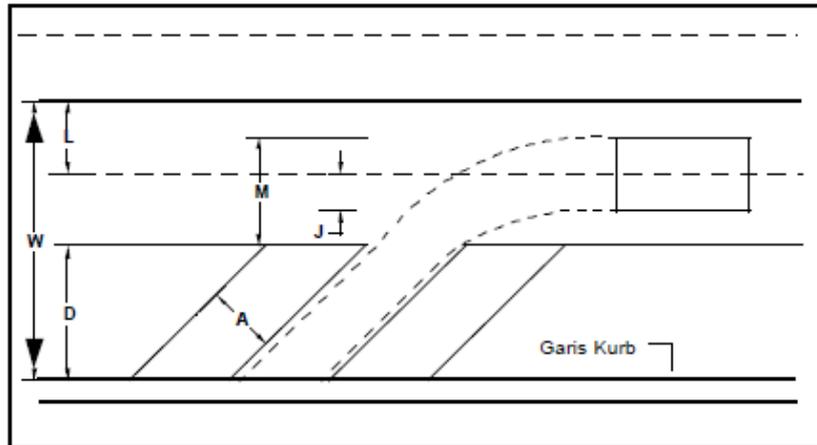
Pengguna dan/atau Peruntukan Fasilitas Parkir	Golongan
<ul style="list-style-type: none"> Karyawan/pekerja kantor Tamu/pengunjung pusat kegiatan perkantoran, perdagangan, pemerintahan, universitas 	I
<ul style="list-style-type: none"> Pengunjung tempat olahraga, pusat hiburan/rekreasi, hotel pusat perdagangan eceran/swalayan, rumah sakit, bioskop 	II
<ul style="list-style-type: none"> Orang cacat 	III

(Sumber : Dirjen Perhubungan Darat, 1996)

Tabel 2.15 Lebar Minimum Jalan Lokal Sekunder Satu Arah untuk Parkir pada Badan Jalan

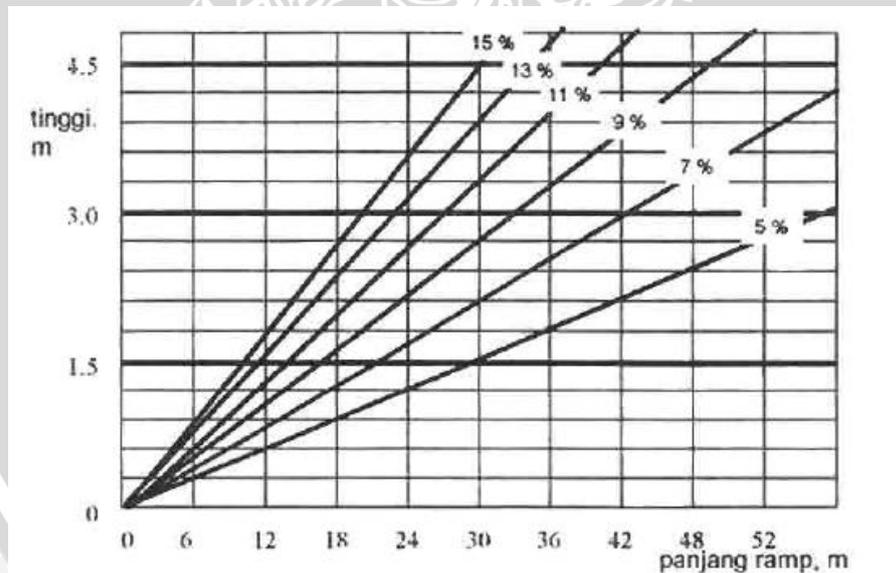
Sudut Parkir	Kriteria Parkir				Satu Jalur		Dua Jalur	
	Lebar Ruang Parkir	Ruang Parkir Efektif	Ruang Manuver	D+M	Lebar Jalan Efektif	Lebar Jalan Total	Lebar Jalan Efektif	Lebar Jalan Total
	A (m)	D (m)	M (m)	(m)	L (m)	W (m)	L (m)	W (m)
0	2.3	3.3	3.0	5.3	2.5	5.3	5.0	7.8
30	2.5	4.5	2.9	7.4	2.5	7.4	5.0	9.9
45	2.5	5.1	3.7	8.8	2.5	8.8	5.0	11.3
60	2.5	5.3	4.6	9.9	2.5	9.9	5.0	12.4
90	2.5	5.0	5.8	10.8	2.5	10.8	5.0	13.3

(Sumber : Dirjen Perhubungan Darat, 1996)



Gambar 2.27 Ruang Parkir pada Badan Jalan
(Sumber : Dirjen Perhubungan Darat, 1996)

Kriteria lain yang perlu diperhatikan pada desain area parkir bawah tanah adalah tanjakan ramp. Pada Dirjen Perhubungan Darat (1996) disebutkan besarnya tanjakan maksimum pada ramp gedung parkir adalah 15 persen. Gambar 2.32 menunjukkan hubungan ketinggian tanjakan dengan panjang ramp.



Gambar 2.28 Hubungan antara besarnya tanjakan dengan panjang ramp
(Sumber : Dirjen Perhubungan Darat, 1996)

