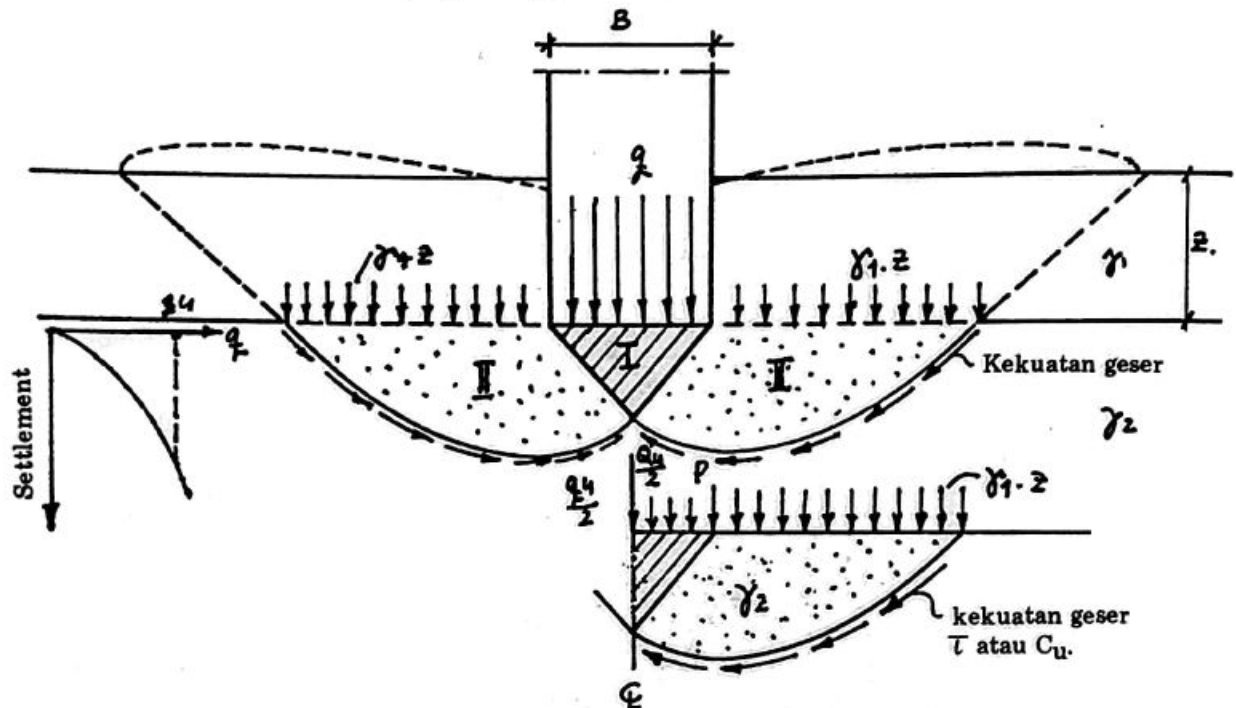


VI. DAYA DUKUNG TANAH

Apabila tekanan yang diteruskan oleh pondasi ke dalam tanah ditambah, maka terlihat bahwa settlement juga akan bertambah.

Setelah mencapai tekanan tertentu q_u (disebut "daya dukung ultimate") akan terlihat bahwa pondasi tersebut akan bergerak turun tanpa penambahan tekanan lebih lanjut. Settlement ini disertai dengan pergeseran tanah lateral yang bersamaan dengan penggundukan permukaan di sekitarnya. Dalam keadaan seperti ini terbentuklah sebuah baji material tanah yang termampatkan di bawah pondasi (zona I). Bentuk baji inilah yang menggeser tanah secara lateral (zone II).



Terlihat bahwa q_u melakukan analisa stabilitas terhadap gelinciran untuk potongan tanah yang bergerak.

Potongan tersebut dianggap berada di seputar titik P.

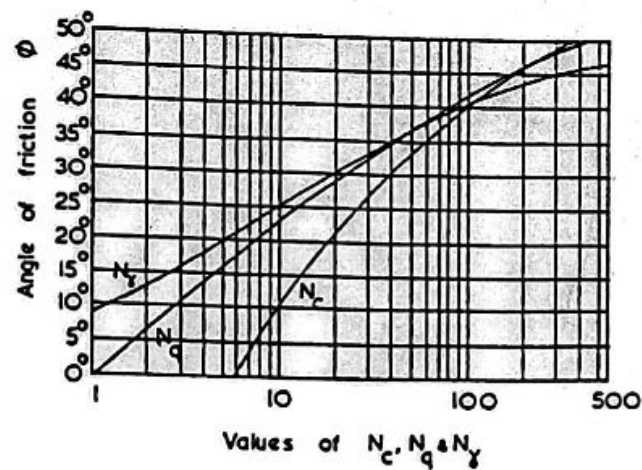
Terzaghi memberikan penyelesaian untuk mencari q_u , di mana:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c + \gamma_1 \cdot z \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

N_c, N_q, N_γ adalah koefisien daya dukung yang nilainya bisa dilihat pada tabel atau grafik.
 S_c, S_q, S_γ adalah koefisien bentuk telapak pondasi.

Tiga penjumlahan pada ruas kanan dari persamaan di atas menyatakan pengaruh kohesi c , kedalaman z , lebar pondasi B .

Koefisien daya dukung Terzaghi :

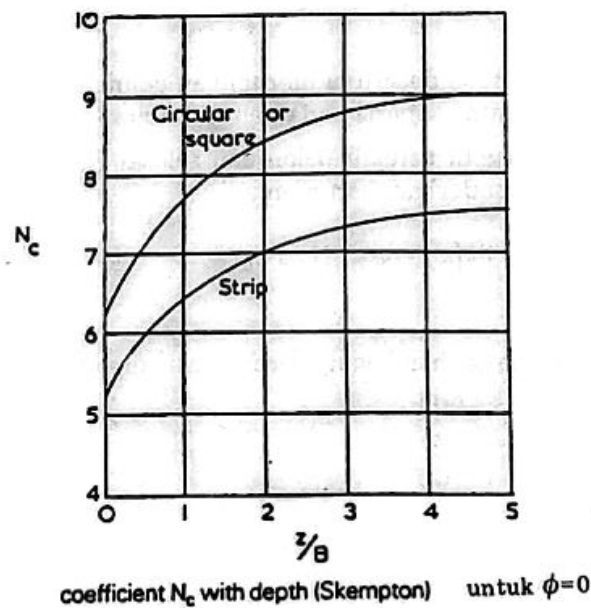


ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
N_c	5.7	7.3	9.6	12.9	17.7	25.1	37.2	57.8	95.7	172	348
N_q	1.0	1.6	2.7	4.4	7.4	12.7	22.5	41.4	81.3	173	415
N_γ	0.0	0.5	1.2	2.5	5.0	9.7	19.7	42.4	100	298	1153

Koefisien bentuk S

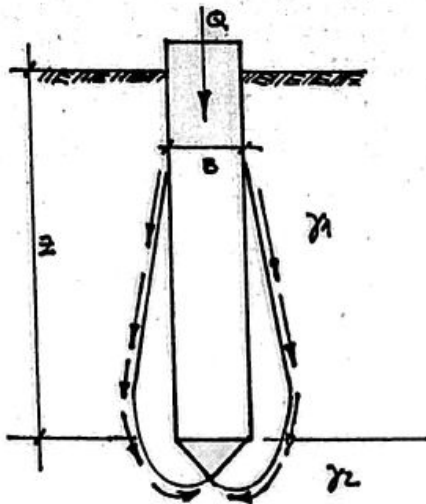
Bentuk	S_c	S_q	S_γ
Telapak menerus	1	1	1
Telapak setempat	1,3	1	0,8
Telapak lingkaran	1,3	1	0,6
Telapak bujur sangkar	$1 + B / 3L$	1	$1 - B / 5L$

Skempton memberikan gambaran bahwa pada tanah kohesif ($\phi = 0$) nilai N_c akan bertambah dengan bertambahnya kedalaman z . Nilai N_c yang dikoreksi dapat dilihat dari grafik berikut.

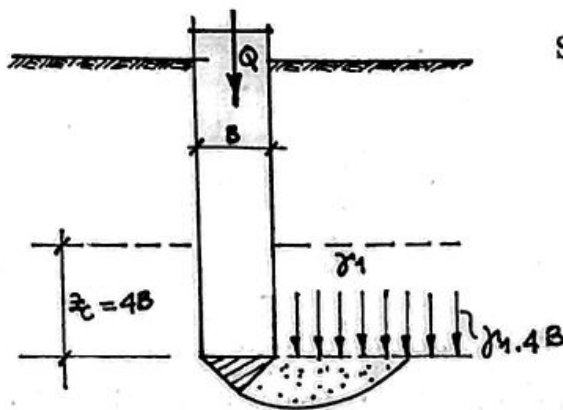


Dalam hal pondasi dalam oleh beberapa pengarang telah diperlihatkan bahwa baji tanah yang dipindahkan oleh luas dasar pondasi adalah seperti gambar di bawah.

Sehingga notasi $\gamma_1 \cdot z \cdot N_q$ harus dirubah.



Spang (1972) mengusulkan suatu perkiraan yang mengandung pembatasan pengaruh $\gamma_1 \cdot z$ sampai pada nilai minimum z kritis = $4B$.



Sehingga pengaruh kedalamannya menjadi:

$$\gamma_1 \cdot 4B \cdot N_q$$

Pemilihan nilai-nilai kekuatan geser tanah c dan ϕ .

Karena nilai daya dukung tanah pada dasarnya merupakan gelinciran massa tanah, maka kita harus memilih nilai-nilai dengan cara yang sama seperti pada penggelinciran.

Pada tanah kohesif : selama dan segera setelah pekerjaan selesai dianggap bahwa $c = c_u$ dan $\phi = 0$, sehingga q_u disederhanakan menjadi:

$$q_u = c_u \cdot N_c \cdot S_c$$

Pada tanah berbutir kasar dan tanah kohesif yang terdrainasi, digunakan $c = c'$, $\phi = \phi'$ (dan $\gamma = \gamma'$ apabila tanahnya berada di bawah muka air).

Ulasan tentang rumus Terzaghi:

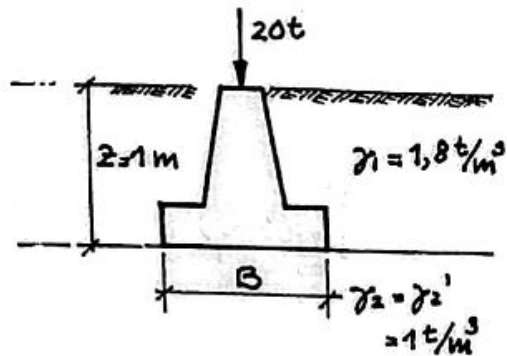
- Pada tanah dengan $c = c_u$, $\phi = 0$ q_u hanya tergantung pada c_u .
- Pada tanah dengan c' , ϕ' q_u terutama tergantung pada $\gamma_1 \cdot z$
- Nilai-nilai N_c , N_q , N_γ sangat berbeda dengan sedikit perubahan ϕ sehingga diperlukan faktor keamanan yang besar.

6.1. Daya dukung $\bar{q}$ yang diijinkan (yang aman)

Daya dukung $\bar{q}$ yang diijinkan diperoleh dengan membagi daya dukung ultimate dengan faktor keamanan v yang umumnya diambil = 3.

$$q = \frac{q_u}{3}$$

Contoh : Pondasi telapak bujur sangkar harus meneruskan beban terpusat $P = 20$ ton. Tentukan ukurannya berdasarkan pada $\bar{q}$.



case A : $\phi = 0$ $c_u = 3\text{ t/m}^2$

case B : $c' = 0$ $\phi' = 25^\circ$

Untuk pondasi telapak bujur sangkar digunakan persamaan :

$$q_u = 1,3 c \cdot N_c + \gamma_1 \cdot z \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$$

Case A : $\phi = 0$, $c = c_u = 3\text{ t/m}^2$ diperoleh :

$$q_u = 1,3 c_u \cdot N_c \text{ atau,}$$

$$q_u = 1,3 \cdot 3 \cdot 5,7 = 22,2\text{ t/m}^2$$

$$\bar{q} = 22,2 / 3 = 7,4\text{ t/m}^2$$

Dari $P = \bar{q} \cdot B \cdot B$ diperoleh $20 / 7,4 = B^2$, $B = 1,65\text{ m}$

Case B : $c' = 0$, $\phi' = 20^\circ$ diperoleh

$$q_u = \gamma_1 \cdot z \cdot N_q + 0,4 \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$q_u = 1,8 \cdot 1 \cdot 12,7 + 0,4 \cdot 1 \cdot B \cdot 9,7 = 22,9 + 3,9 \cdot B$$

$$\bar{q} = (22,9 + 3,9 B) / 3 = 7,6 + 1,3 B$$

Dari $P = \bar{q} \cdot B^2$ diperoleh $P = (7,6 + 1,3 B) B^2$

Dengan coba-coba persamaan tersebut dapat diselesaikan:

trial pertama : $B = 1,0 \rightarrow P = (7,6 + 1,3 \cdot 1) \cdot 1^2 = 8,9\text{ t}$

trial kedua : $B = 1,5 \rightarrow P = (7,6 + 1,3 \cdot 1,5) \cdot 1,5^2 = 21,5\text{ t}$

trial ketiga : $B = 1,45 \rightarrow P = (7,6 + 1,3 \cdot 1,45) \cdot 1,45^2$

$$P = 20\text{ t}$$

Sehingga : $q = 7,6 + 1,3 \cdot 1,45 = 9,5\text{ t/m}^2$

Contoh 2 : Sebuah tanggul harus dibangun di atas lapisan lempung. Berapa tinggi tanggul maksimum yang bisa dibangun (tanpa menunggu berlangsungnya konsolidasi lempung tersebut) ?

Lempung dengan $\phi = 0$ $c = c_u = 2 \text{ t/m}^2$

γ material tanggul = $1,9 \text{ t/m}^3$

$$\bar{q} = \frac{q_u}{3} = \frac{c_u \cdot N_c}{3} = \frac{c_u \cdot 5,7}{3} = \frac{2 \cdot 5,7}{3}$$

$$\bar{q} = 3,8 \text{ t/m}^2 \quad q = 1,9 \cdot h$$


Beban maksimum yang diijinkan = $\gamma \cdot h$

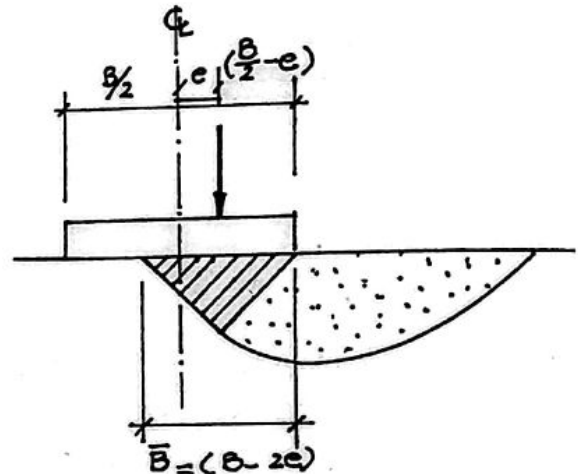
Sehingga: $\gamma \cdot h = 3,8 \text{ t/m}^2$

$$1,9 \cdot h = 3,8 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3,8 / 1,9 = 2 \text{ m}$$

6.2. Pengaruh beban eksentrik

Eksentrisitas beban dapat dianggap bekerja secara efektif hanya pada bagian pondasi yang simetris terhadap titik tangkap P.

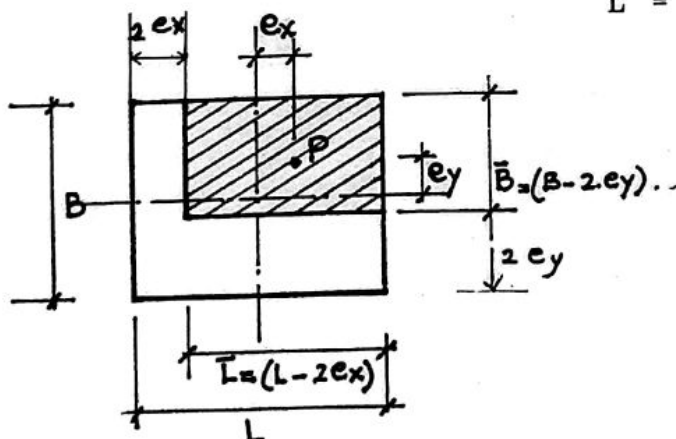


$\bar{B}$ = lebar efektif yang dalam rumus Terzaghi digunakan sebagai pengganti B.

Pada pondasi telapak segi empat dengan beban P dan dua eksentrisitas e_x , dan e_y daya dukungnya ditentukan oleh segi empat efektif yang simetris terhadap P dan berdimensi:

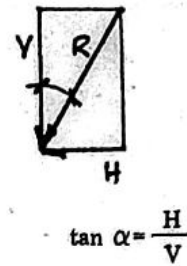
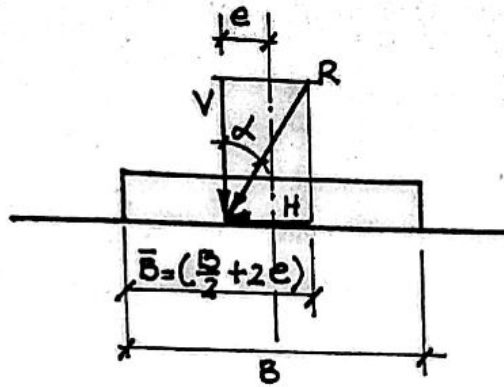
$$\bar{B} = (B - 2 \cdot e_y)$$

$$\bar{L} = (L - 2 \cdot e_x)$$



6.3. Pengaruh beban miring:

Pengaruh beban miring R sama dengan pengaruh komponen-komponen V dan H nya.



$$\tan \alpha = \frac{H}{V}$$

$\bar{B}$ = lebar efektif

Pengaruh V yang mempunyai eksentrisitas e dapat dianggap sama dengan pada paragraf sebelumnya (pada B).

Pengaruh H dapat dianggap merupakan perkalian:

$$N_c \text{ dengan } i_c \rightarrow N_c \cdot i_c \rightarrow \text{dimana } i_c = \left(1 - \frac{\alpha^2}{90^\circ}\right)^2$$

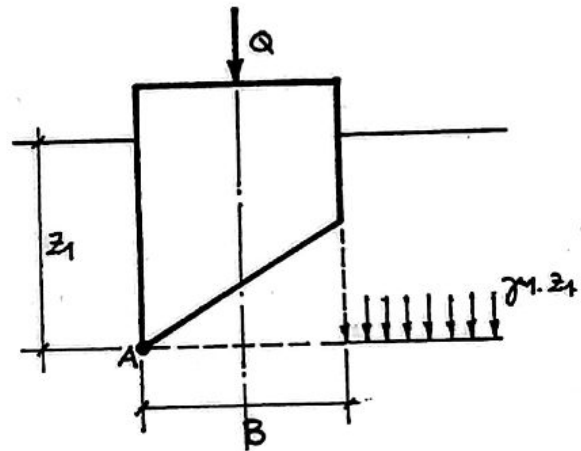
$$N_q \text{ dengan } i_q \rightarrow N_q \cdot i_q \rightarrow \text{dimana } i_q = \left(1 - \frac{\alpha^2}{90^\circ}\right)^2$$

$$N_\gamma \text{ dengan } i_\gamma \rightarrow N \cdot i_\gamma \rightarrow \text{dimana } i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha^2}{\phi^2}\right)^2$$

Faktor i disebut "faktor kemiringan".

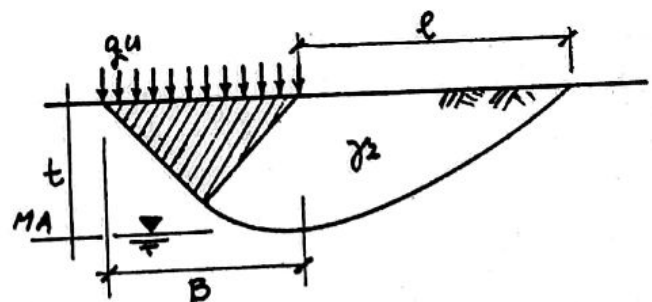
6.4. Alas Pondasi Miring:

Daya dukungnya dapat ditentukan seperti pada pondasi horizontal dengan lebar B dan tertanam pada kedalaman z_1 , sesuai dengan titik terdalam A.



6.5. Pengaruh Muka Air Pada Tanah:

Di sini ditandai dengan meluasnya massa tanah yang bergerak apabila dibebani dengan q_u .



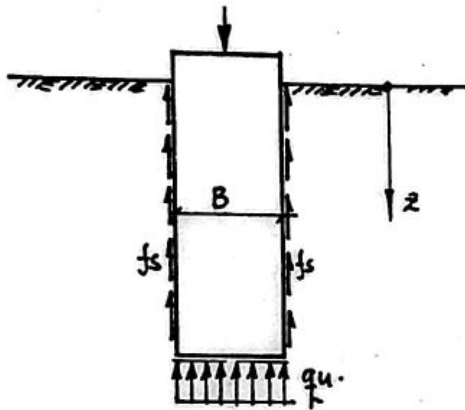
ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
t	0,71B	0,89B	1,16B	1,59B	2,36B
l	1,50B	2,07B	3,03B	4,79B	8,51B

Apabila muka airnya lebih rendah daripada t maka tidak ada pengaruh pada q_u .

Apabila muka airnya terletak pada level pondasi, maka γ_2 harus disubstitusikan dengan γ_2' (terendam).

Apabila muka airnya masih dalam kedalaman t maka pengaruhnya dapat diaproksimasikan juga sebagai substitusi γ_2 dengan γ_2' .

6.6. Hambatan kulit pada pondasi dalam:



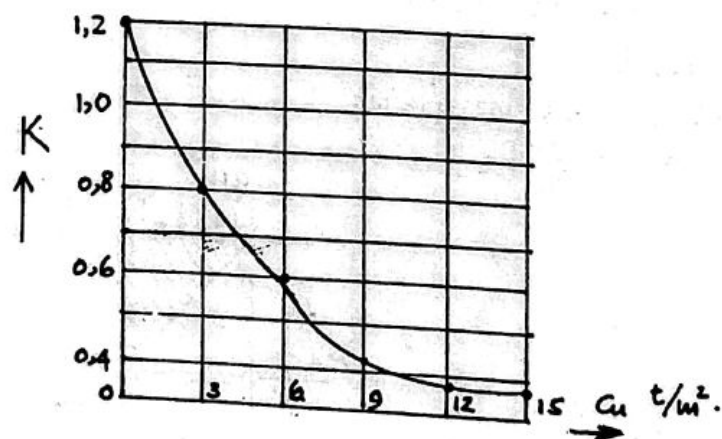
Tambahan hambatan pada daya dukung q_u untuk pondasi dalam dengan $z > B$ pada dasar pondasi disumbang oleh hambatan kulit tanah yang bekerja pada seluruh permukaan luar pondasi.

Hambatan kulit f_s untuk tanah dengan $c = c_u$, dan $\phi = 0$:

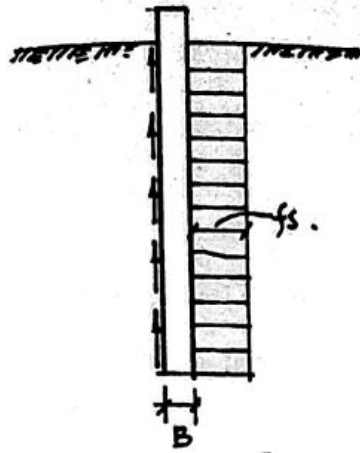
untuk pondasi tiang pancang : $f_s = k \cdot c_u$

untuk pondasi tiang bor : $f_s = 0,45 c_u$

dan nilainya konstan sepanjang kedalamannya.



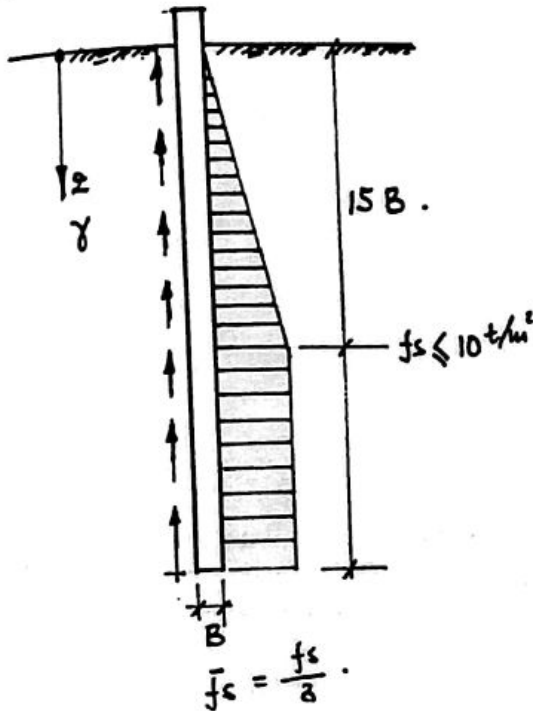
Distribusi f_s sepanjang kedalamannya adalah konstan:



Untuk memperoleh hambatan kulit yang diijinkan diambil faktor keamanan sebesar 5.

$$\bar{f}_s = \frac{f_s}{5}$$

6.7. Hambatan kulit untuk tanah dengan $c = c'$ dan $\phi = \phi'$:



$$f_s = K_s \cdot (\gamma \cdot z) \cdot \tan \delta$$

dimana : K_s = koefisien tekanan tanah lateral

δ = sudut gesekan antara tanah dengan pondasi.

z harus $\leq 15B$ dan f_s harus $\leq 10 \text{ t/m}^2$

Nilai-nilai K_s dan δ

Material pondasi	δ	K_s tiang bor	K_s tiang pancang
baja	20°	0,50	1,00
beton	$\frac{3}{4} \phi$	1,00	2,00
kayu	$\frac{2}{3} \phi$	1,50	4,00

Hambatan kulit (gesekan) f_s bertambah terus sampai kedalaman $15B$, kemudian untuk kedalaman berikutnya nilainya tetap.

Sebaiknya nilai f_s tidak lebih dari 10 t/m^2 .

Faktor keamanan 3 digunakan untuk memperoleh tahanan kulit yang diijinkan.

$$\bar{f}_s = \frac{f_s}{3}$$

6.8. Cara menentukan tekanan yang diijinkan $\bar{q}$ dari pengujian penetrasi konus Belanda: (sondir)

Estimasi $\bar{q}$ yang berdasarkan pada tahanan ujung konus statik C_r dapat dilaksanakan sebagai berikut (Sanglerat, 1972)

A). Pondasi dangkal $z \leq B$

- 1). Tanah berkohesi ($\phi = 0, c_u$) $\bar{q} \cong C_r / 8$
- 2). Tanah tidak berkohesi (c', ϕ') $\bar{q} \cong C_r / 10$

B). Pondasi dalam

- 1). untuk $x \geq 8B$
 - tanah kohesi $\bar{q} \cong C_r / 2$
 - tanah nonkohesif $\bar{q} \cong C_r / 3$
- 2). untuk $B < z < 8B$ semua jenis tanah $\bar{q} \cong C_r / 6$
- 3). untuk tanah yang tidak homogen, $z \geq BB$

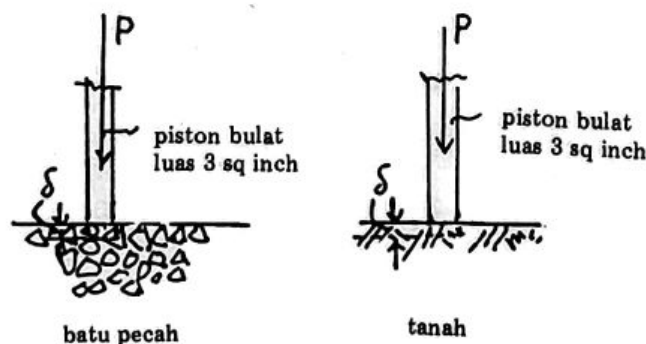
$$\bar{q} = \left(\frac{C_r \text{ 2 rata-rata} - C_r \text{ 2 min}}{2} + C_r \text{ 1 rata-rata} \right) / 6$$

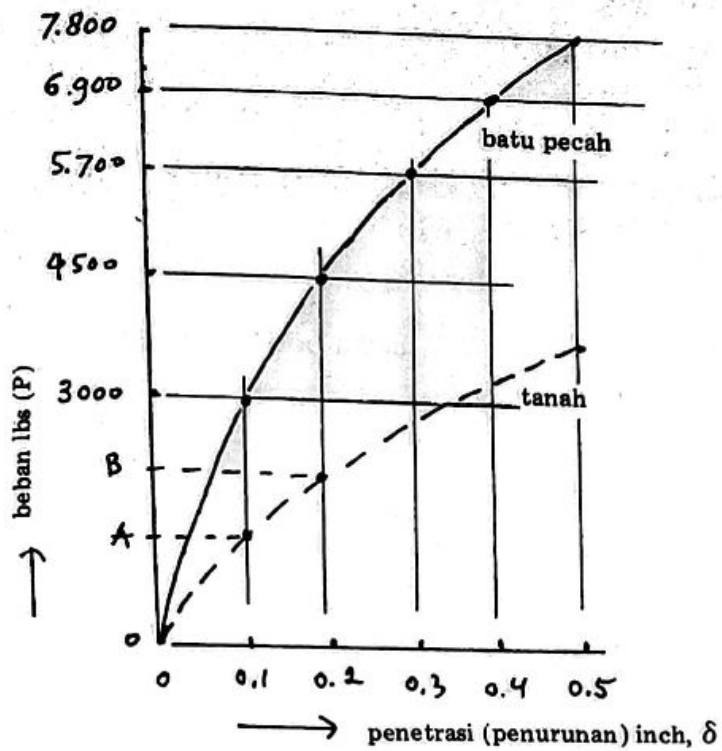
6.9. Daya dukung tanah dalam teknik jalan raya (CBR):

Dalam teknik jalan raya peninjauan mengenai daya dukung tanah pada umumnya ditujukan untuk mencari hubungan antara gaya yang diperlukan untuk menekan suatu benda ke dalam permukaan tanah dengan kecepatan tertentu. California Highway-Division di Amerika Serikat mempergunakan istilah California Bearing Ratio (CBR) untuk menyatakan daya dukung tanah. Istilah ini menunjukkan suatu perbandingan (ratio) antara beban yang diperlukan untuk menekan piston logam (luas penampang 3 sqinch) ke dalam tanah untuk mencapai penurunan (penetrasi) tertentu dengan beban yang diperlukan pada penekanan piston terhadap material batu pecah di California pada penetrasi yang sama.

Kecepatan penekanan piston ditetapkan = 0,05" per menit.

Besarnya beban yang diperlukan pada penekanan material batu pecah California seperti pada grafik berikut:





Nilai CBR pada penetrasi 0,1'' = $\frac{A}{3000} \cdot 100\%$
 0,2'' = $\frac{B}{4500} \cdot 100\%$

diambil yang terbesar.