

# **BAHAN AJAR PONDASI**

Daftar Isi:

BAB 1. Pendahuluan

BAB 2. Penyelidikan Tanah dan Daya Dukung Tanah

- 2.1. Penyelidikan Tanah di Lapangan
- 2.2. Penyelidikan Tanah di Laboratorium
- 2.3. Perhitungan Daya Dukung Tanah
- 2.4. Pengaruh Muka Air Tanah terhadap Daya Dukung Tanah

BAB 3. Pondasi Dangkal (Shallow Foundation)

BAB 4. Pondasi Dalam (Deep Foundation)

- 4.1. Umum
- 4.2. Daya dukung pondasi
- 4.3. Penurunan pondasi

BAB 5. Dinding Penahan Tanah

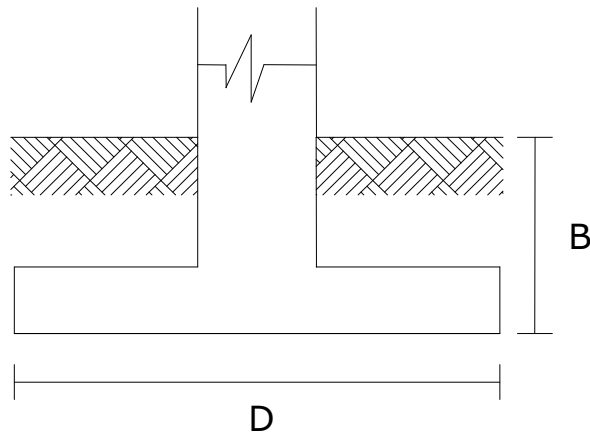
- 5.1. Tekanan Tanah Lateral
- 5.2. Gravity Retaining Wall

BAB 6. Penutup

## BAB I. PENDAHULUAN

Pondasi adalah bagian dari struktur bangunan yang berada paling bawah yang berfungsi untuk menyalurkan beban bangunan di atasnya ke tanah dasar di bawahnya. Pondasi secara umum dapat dibedakan menjadi dua yaitu :

1. Pondasi dangkal, yaitu jika kedalaman pondasi kurang atau sama dengan lebar pondasi ( $D \leq B$ ).
2. Pondasi dalam, yaitu jika kedalaman pondasi dari muka tanah lebih dari lima kali lebar pondasi ( $D > 5B$ ).



Gambar 1.1 Pondasi dangkal

Pondasi dangkal biasanya digunakan untuk bangunan yang beratnya relatif tidak besar yang biasanya disebut pondasi langsung (*spread footing*) yaitu dengan memperlebar bagian bawah dari kolom atau dinding bangunan, sehingga beban bangunan disebarkan (*spread*) menjadi desakan yang lebih kecil daripada daya dukung tanah yang diizinkan. Dirumuskan menjadi:

$$A = \frac{P}{\sigma}$$

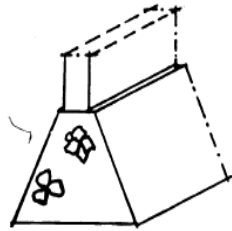
$A$  = luas pondasi

$P$  = beban bangunan

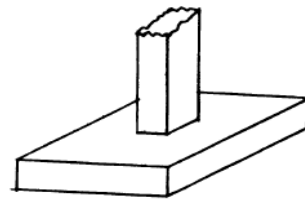
$\sigma$  = tegangan izin tanah

Pondasi dangkal menurut bentuk konstruksinya dapat dibagi menjadi empat bagian yaitu:

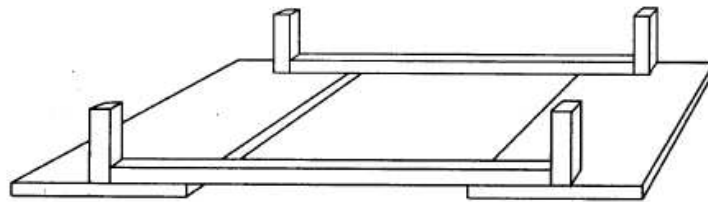
1. Pondasi menerus (continous footing)
2. Pondasi telapak (individual footing)
3. Pondasi kaki gabungan (combined footing)
4. Pondasi pelat (mat footing/raft footing)



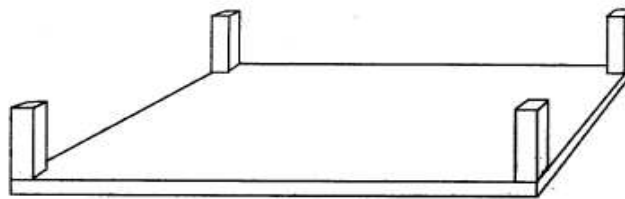
Gambar 1.2 Pondasi menerus



Gambar 1.3 Pondasi telapak



Gambar 1.4 Pondasi kaki gabungan



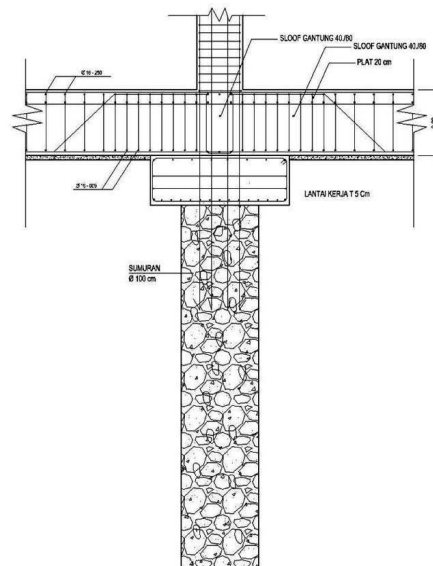
Gambar 1.5 Pondasi pelat

Pondasi dalam adalah pondasi yang biasanya dipasang pada kedalaman lebih dari 3 meter dibawah permukaan tanah. Pondasi dalam digunakan untuk mentransfer beban bangunan ke lapisan tanah yang lebih dalam sehingga mencapai lapisan tanah yang mampu mendukung beban struktur yang ada di atasnya.

Pondasi dalam jenisnya antara lain:

1. Pondasi sumuran.

Pondasi sumuran merupakan sebuah bentuk peralihan diantara pondasi dangkal dan pondasi tiang. Pondasi sumuran sangat tepat digunakan pada tanah kurang baik dan lapisan tanah kerasnya tidak terlalu dalam, diantara kedalaman 3 – 5 meter. Diameter sumuran biasanya antara 0.80 - 1.00 m dan ada kemungkinan dalam satu bangunan diameternya berbeda-beda, ini dikarenakan masing-masing kolom berbeda bebannya.



Gambar 1.5 Pondasi sumuran

## 2. Pondasi tiang pancang

Pondasi tiang pancang digunakan apabila tanah yang berada dibawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (bearing capacity) yang cukup untuk memikul berat bangunan atau tanah yang daya dukungnya mencukupi untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah yaitu lebih dari 8 meter. Fungsi dari pondasi tiang pancang adalah untuk meneruskan beban-beban dari konstruksi di atasnya (super struktur) ke lapisan tanah keras yang letaknya sangat dalam. Dalam pelaksanaan pemancangan pada umumnya dipancangkan tegak lurus dalam tanah, tetapi ada juga dipancangkan miring (batter pile) untuk dapat menahan gaya-gaya horizontal yang bekerja, Hal seperti ini sering digunakan pada konstruksi dermaga yang terjadi tekanan kesamping dari kapal dan perahu. Sudut kemiringan yang dapat dicapai oleh tiang tergantung dari alat yang dipergunakan serta disesuaikan pula dengan perencanaannya.



Tujuan dari penyelidikan tanah adalah untuk mengetahui letak atau posisi lapisan tanah yang memenuhi syarat daya dukung yang diperlukan sehingga bangunan dapat berdiri dengan stabil dan tidak terjadi penurunan yang terlalu besar. Penyelidikan tanah meliputi penyelidikan lapangan (lokasi pembangunan) dan penyelidikan laboratorium.

## **2.1 Penyelidikan Tanah di Lapangan**

Penyelidikan lapangan yang sering dilakukan adalah:

### **1. Pemboran (drilling)**

Pemboran sangat penting dalam penyelidikan tanah karena dengan membor dapat diketahui lapisan – lapisan tanah yang berada di bawah lokasi tempat berdirinya bangunan. Melalui pemboran ini juga diperoleh contoh tanah pada setiap lapisan yang selanjutnya akan diuji di laboratorium.

### **2. Pengambilan contoh tanah (soil sampling)**

Pengambilan contoh tanah dilakukan untuk selanjutnya dilakukan pengujian di laboratorium. Ada dua macam contoh tanah untuk dilakukan pengujian di laboratorium

- a. Contoh tanah yang tidak terganggu (undisturb sample), yaitu contoh tanah yang mempunyai sifat-sifat aslinya sesuai dengan kondisi tanah di tempat pengambilan contoh tanah. Sifat aslinya meliputi kondisi struktur tanah, kepadatan tanah, kadar air dan kondisi ikatan kimianya. Contoh tanah yang tidak terganggu sangat penting untuk melakukan pengujian kekuatan butir tanah yang berhubungan dengan sudut geser tanah dan nilai kohesi antar butiran tanah, nilai kompresibilitas dan permeabilitas.
- b. Contoh tanah yang terganggu (disturb sample), yaitu contoh tanah yang diambil tanpa harus mempertahankan sifat-sifat aslinya. Contoh tanah terganggu biasanya digunakan untuk analisis ukuran butiran, batas-batas Atterberg (meliputi batas cair dan indeks plastisitas), klasifikasi tanah serta uji pemadatan.

3. Pengujian penetrasi (penetration test) dilakukan untuk mengetahui daya dukung tanah secara langsung dilapangan. Pengujian penetrasi ini dilakukan dengan dua metode yaitu:

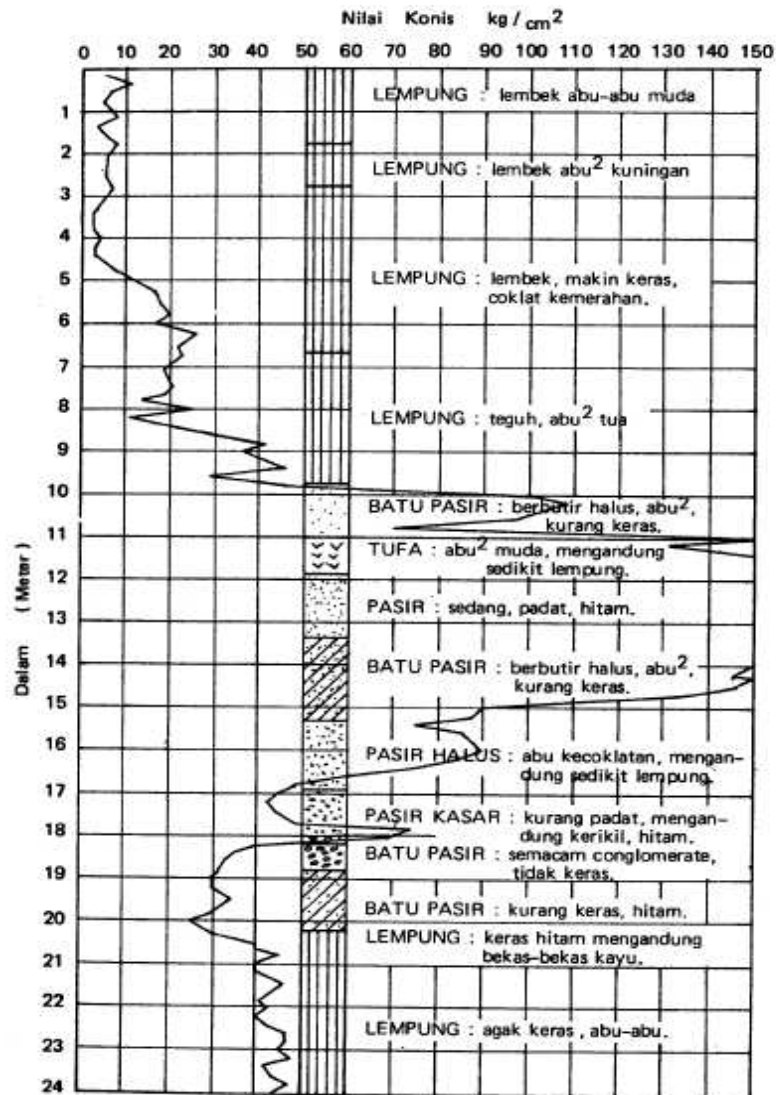
a. Metode pengujian statis,

Metode pengujian statis umumnya dilakukan dengan alat sondir (Dutch Static Penetrometer) yaitu berupa konus pada ujung alat sondir yang ditekan masuk kedalam lapisan tanah. Besar gaya yang diperoleh diukur dengan alat pengukur tekanan (manometer gauge) yang menunjukkan nilai tahanan konus dalam  $\text{kg/cm}^2$ . Nilai konus yang diperoleh adalah nilai dari kepadatan relatif (relative density) dari lapisan-lapisan tanah yang diukur.

b. Metode pengujian dinamis,

Metode pengujian dinamis dilakukan dengan alat SPT (Standard Penetration Test), cara kerjanya adalah tabung silinder contoh standar dipukul masuk ke dalam tanah menggunakan alat penumbuk seberat 140 pound (63,5 kg) yang dijatuhkan dari ketinggian 30 inchi (76 cm) yang dihitung sebagai nilai N dengan satuan pukulan per kaki (blows per foot).

Pengujian dengan metode penetrasi statis lebih sesuai digunakan di Indonesia yang kondisi tanahnya terdiri dari lapisan tanah pasir/lanau atau lempung lunak. Hasil metode penetrasi statis biasanya hasilnya lebih tepat daripada hasil pengujian penetrasi dinamis (SPT).



Gambar Hasil Sondir dan Pemboran

Gambar 2.1 Hasil sondir dan pemboran

## 2.2 Penyelidikan Tanah di Laboratorium

Selain penyelidikan tanah di lapangan juga perlu dilakukan penelitian tanah di laboratorium untuk menghitung daya dukung tanah yang meliputi uji fisik tanah dan uji mekanik. Uji fisik tujuannya untuk mengetahui sifat-sifat fisik tanah dan uji mekanik untuk memperoleh nilai sudut geser dan kohesi tanah.

Uji fisik tanah terdiri dari:

1. kadar air (water content),
2. berat jenis (specific gravity),

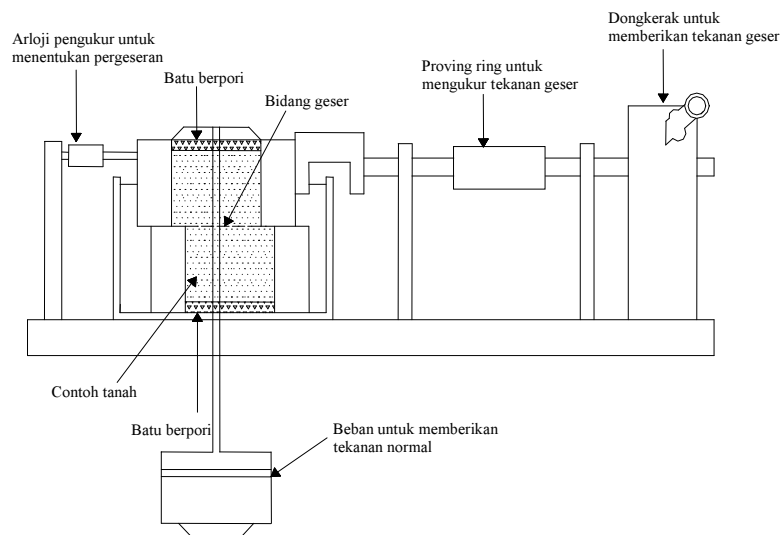


3. batas-batas Atterberg yang terdiri dari penelitian batas cair (liquid limit), batas plastis (plastic limit) untuk memperoleh indeks plastisitas (plasticity index), serta batas susut (shrinkage limit)
4. berat volume tanah
5. analisis ayakan (sieve analysis)

Uji mekanik yang terdiri dari:

1. Uji geser langsung (direct shear test)

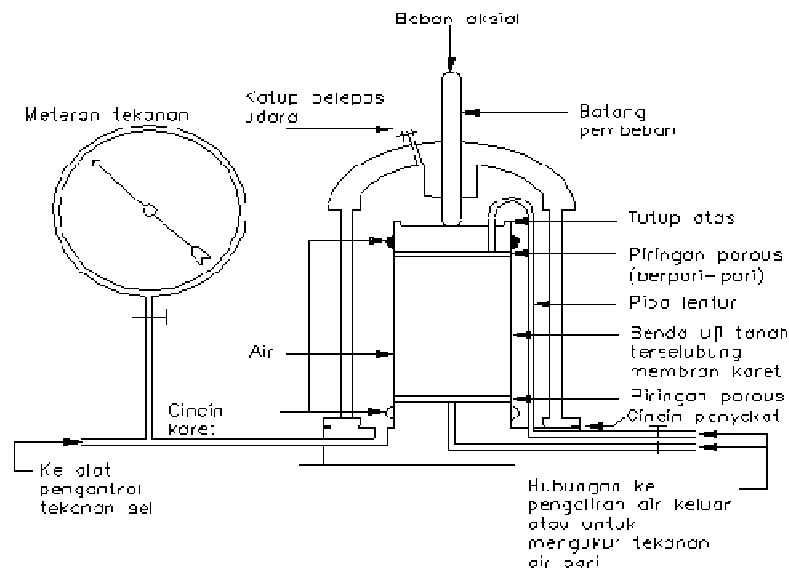
Uji Geser langsung merupakan salah satu cara penyelidikan tanah yang dilakukan di laboratorium dengan maksud untuk mengetahui kekuatan tanah terhadap gaya horisontal. Melalui uji geser langsung ini akan didapatkan besarnya nilai kohesi (c) dan sudut gesek dalam tanah ( $\phi$ ) dari contoh tanah yang diuji.



Gambar 2.2 Alat geser langsung

2. Tes triaksial (triaxial test)

Tujuan tes triaksial sama dengan uji geser langsung, tetapi pada tes triaksial mempunyai kelebihan yaitu kondisi pengaliran dapat dikontrol, tekanan air pori dapat dihitung, dapat dihitung konsolidasi yang terjadi pada contoh tanah.



Skema Alat Triaksial (dari Bishop and Bjerrum, 1960)

Gambar 2.3 Skema alat tes triaksial

Pada tes triaksial ada tiga jenis pengujian pokok:

1. Tak terkonsolidasi tak terdrainase (unconsolidated undrained) yaitu pengujian tanpa adanya drainase air pori. Kontrol drainase diperoleh dari dari pemakaian suatu system tertutup ataupun dari tingkat regangan yang tinggi, sehingga kerutuhan yang terjadi lebih cepat dari yang terdrainase.
2. Terkonsolidasi tak terdrainase (consolidated undrained) yaitu pengujian contoh tanah dengan tegangan-tegangan yang terdapat kesegala arah denagn drainase diperbolehkan terjadi. Apabila perubahan volume telah selesai yang diketahui dari pengukuran volume ataupun pengukuran drainase pori, lalu saluran keluar untuk drainase ditutup dan contoh dibebani sampai runtuh. Kadang-kadang tekanan pori juga diukur.
3. Terkonsolidasi terdrainase (consolidated drained) yaitu pengujian yang hampir sama dengan uji CU, kecuali bahwa sesudah konsolidasi drainase diperbolehkan terjadi selama pembebanan. Tingkat pembebanan cukup lambat sehingga tekanan pori yang besar tidak akan terjadi.

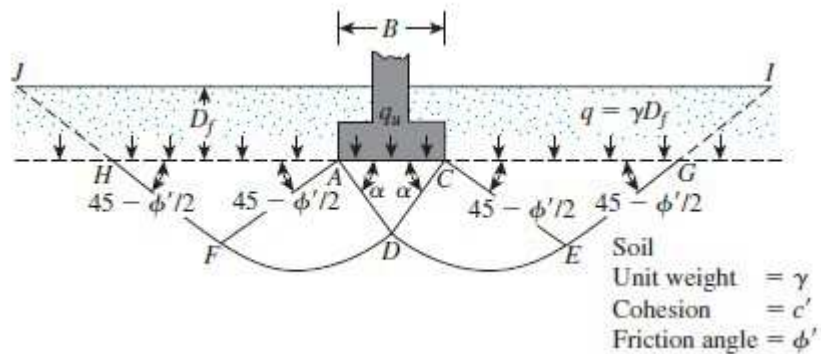
### 2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Setelah dilakukan penyelidikan dilanjutkan dengan perhitungan daya dukung tanah di lokasi tempat bangunan akan dibangun. Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk memikul tekanan atau beban maksimum yang diizinkan untuk bekerja pada pondasi. Untuk mendapat tegangan yang dipakai dalam perencanaan pondasi, besarnya beban dibagi dengan faktor keamanan (safety factor). Nilai yang diperoleh disebut dengan tegangan tanah yang diizinkan.

$$\text{Tegangan tanah yang diizinkan } q_{\text{all}} = \frac{\text{Daya Dukung Batas } (q_{\text{ult}})}{\text{Faktor Keamanan (SF)}} \dots\dots\dots (2.1)$$

Untuk memenuhi syarat keamanan, disarankan faktor aman terhadap keruntuhan akibat beban maksimum sama dengan 3. Untuk struktur kurang penting faktor aman boleh diambil kurang dari 3. Faktor aman 3 adalah sangat penting untuk menanggulangi ketidakpastian kondisi tanah dasar.

Ada beberapa metode untuk menghitung daya dukung tanah, metode yang paling sering digunakan adalah metode dari Terzaghi. Analisis daya dukung didasarkan kondisi general shear failure, yang dikemukakan Terzaghi (1943) dengan anggapan pondasi berbentuk memanjang tak terhingga dengan lebar B dan terletak di atas tanah homogen.



Persamaannya:

$$q_{\text{ult}} = c N_c + D_f \gamma N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (2.2)$$

dengan :  $q_{ult}$  = daya dukung ultimit/ batas

$c$  = kohesi

$D_f$  = kedalaman pondasi

$B$  = lebar pondasi

$\gamma$  = berat volume tanah

$N_c, N_q, N_\gamma$  = faktor daya dukung tanah (Tabel 2.1)

Untuk pondasi berbentuk bujur sangkar dan lingkaran, persamaan daya dukung batas yang disarankan oleh Terzaghi adalah sebagai berikut:

1. Pondasi bujur sangkar:  $q_{ult} = 1,3 c N_c + D_f \gamma N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$  .... (2.3)

2. Pondasi lingkaran :  $q_{ult} = 1,3 c N_c + D_f \gamma N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma$  , dengan  $B$  adalah diameter pondasi (untuk lingkaran)..... (2.4)

Persamaan di atas digunakan dengan anggapan bahwa jenis keruntuhan tanah di bawah pondasi adalah keruntuhan geser umum (*general shear failure*). Sedangkan untuk kondisi keruntuhan geser setempat (*local shear failure*) persamaan untuk pondasi memanjang dinyatakan dengan:

$$q'_{ult} = c' N'_c + D_f \gamma N'_q + 0,5 \gamma B N'_\gamma \dots\dots\dots (2.5)$$

$$\text{dengan } c' = \frac{2}{3} c \text{ dan } \tan \phi' = \frac{2}{3}$$

Sedangkan daya dukung batas dari tanah untuk pondasi dengan bentuk bujur sangkar dan lingkaran untuk kondisi keruntuhan geser setempat adalah sebagai berikut:

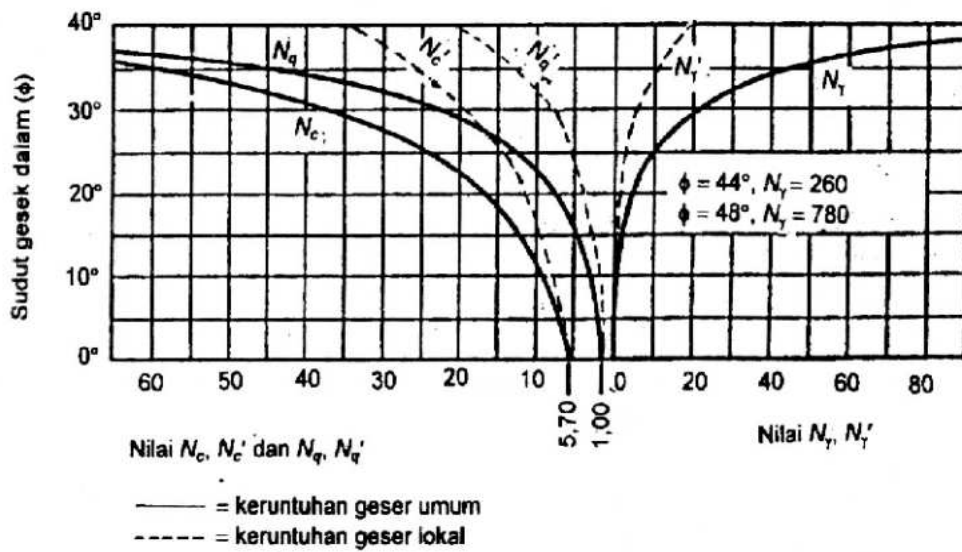
1. Pondasi bujur sangkar:  $q'_{ult} = 1,3 c' N'_c + D_f \gamma N'_q + 0,4 \gamma B N'_\gamma$ .... (2.6)

2. Pondasi lingkaran :  $q_{ult} = 1,3 c' N'_c + D_f \gamma N'_q + 0,3 \gamma B N'_\gamma$ .... (2.7)

Untuk tanah non kohesif digunakan pedoman:

1. Local shear failure terjadi bila  $\phi \leq 28^\circ$
2. Local shear failure terjadi bila  $\phi > 28^\circ$

Untuk faktor – faktor daya dukung ( $N_c, N_q, N_\gamma, N'_c, N'_q, N'_\gamma$ ) diberikan dalam gambar 2.4 dan tabel 2.1.



Gambar 2.4 Grafik daya dukung tanah Terzaghi

Tabel 2.1 Nilai faktor daya dukung tanah Terzaghi

$\Phi$	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$
0	5,7	1	0	5,7	1	0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35	23,7	11,7	9
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,5	87,1

## 2.4 Pengaruh Muka Air Tanah terhadap Daya Dukung Tanah

Pengaruh muka air tanah terhadap daya dukung tanah:

1. Jika muka air tanah sangat dalam jika dibandingkan lebar pondasi ( $z > B$ ) maka:

$$q_{ult} = c N_c + D_f \gamma_b N_q + 0,5 \gamma_b B N_\gamma \dots \dots \dots (2.8)$$

2. Jika muka air tanah terletak di atas:

$$q_{ult} = c N_c + [\gamma' (D_f - d_w) + \gamma d_w] N_q + 0,5 \gamma' B N_\gamma \dots \dots \dots (2.9)$$

3. Jika muka air tanah berada di dasar pondasi ( $d_w=0$ )

$$q_{ult} = c N_c + D_f \gamma' N_q + 0,5 \gamma' B N_\gamma$$

4. Jika muka air tanahnya terletak pada kedalaman  $z$  dari bawah dasar pondasi ( $z < B$ ), maka:

$$q_{ult} = c N_c + D_f \gamma_b N_q + 0,5 \gamma_r B N_\gamma \dots \dots \dots (2.10)$$

dengan:

$q_{ult}$  = daya dukung ultimit tanah

$c$  = nilai kohesi tanah

$N_c, N_q, N_\gamma$  = faktor – faktor daya dukung tanah

$D_f$  = kedalaman pondasi

$B$  = lebar pondasi

$\gamma_b$  = berat volume tanah basah

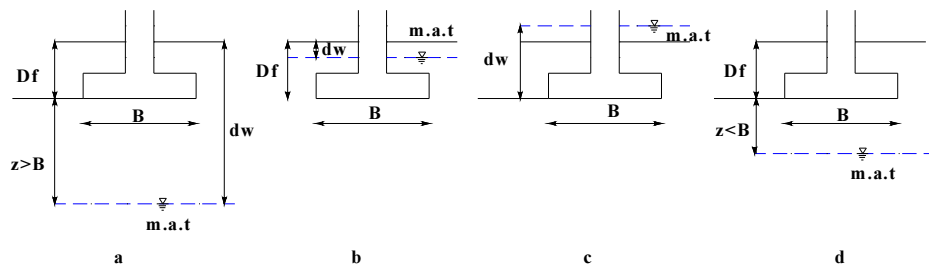
$\gamma'$  = berat volume tanah efektif

$$= \gamma - \gamma_{air} \dots \dots \dots (2.11)$$

$d_w$  = kedalaman muka air tanah dari permukaan

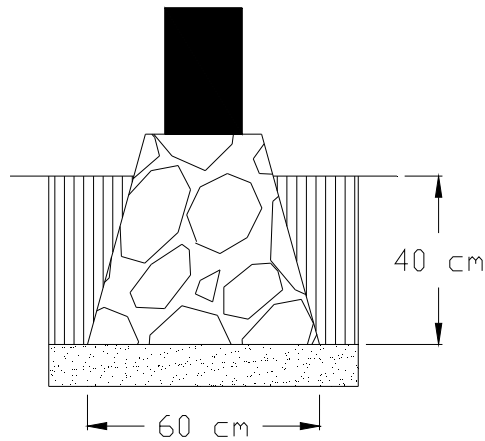
$\gamma_r$  = berat volume tanah rata – rata

$$= \gamma' + (z/B)(\gamma - \gamma') \dots \dots \dots (2.12)$$



Gambar 2.5 Pengaruh muka air tanah pada daya dukung

Contoh soal 1:



Pada suatu bangunan direncanakan dengan pondasi menerus seperti pada gambar. Hitunglah daya dukung tanah, bila angka keamanan (safety faktor) = 2.5

- $\phi = 25^\circ$
- $c = 1.2 \text{ t/m}^2$
- $D_f = 40 \text{ cm} = 0,4 \text{ m}$
- $B = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$
- $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$

Karena  $\phi = 25^\circ < 28^\circ$ , maka digunakan rumus Terzaghi untuk kondisi local shear failure.

Dari tabel daya dukung Terzaghi untuk kondisi local shear failure diperoleh:

$$N'_c = 14,8$$

$$N'_q = 5,6$$

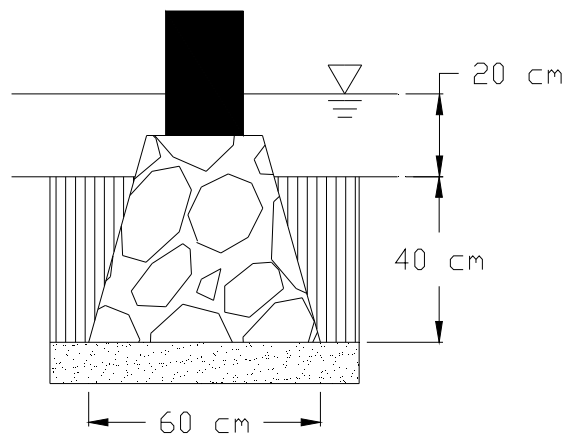
$$N'_\gamma = 3,2$$

$$\begin{aligned} q'_{ult} &= c' N'_c + Df \gamma N'_q + 0,5 \gamma B N'_\gamma \\ &= 1,2 \times 2/3 \times 14,8 + 0,4 \times 1,6 \times 5,6 + 0,5 \times 1,6 \times 0,6 \times 3,2 \\ &= 16,96 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Daya dukung tanah yang diijinkan:

$$\begin{aligned} q'_{all} &= (1/SF) q'_{ult} \\ &= (1/2,5) \times 16,96 \\ &= 6,784 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Contoh soal 2:



Pada suatu bangunan direncanakan dengan pondasi menerus terendam seperti pada gambar. Hitunglah daya dukung tanah, bila angka keamanan (safety faktor) = 2.5

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 1,2 \text{ t/m}^2$$



$$D_f = 40 \text{ cm} = 0,4 \text{ m}$$

$$B = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

Karena  $\phi = 25^\circ < 28^\circ$ , maka digunakan rumus Terzaghi untuk kondisi local shear failure.

Dari tabel daya dukung Terzaghi untuk kondisi local shear failure diperoleh:

$$N'_c = 14,8$$

$$N'_q = 5,6$$

$$N'_\gamma = 3,2$$

$$\begin{aligned}\gamma' &= \gamma - \gamma_w \text{ 1.6 t/m}^3 \\ &= 1,6 - 1 \\ &= 0,6 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q'_{ult} &= c' N'_c + D_f \gamma' N'_q + 0,5 \gamma' B N'_\gamma \\ &= 1,2 \times 2/3 \times 14,8 + 0,4 \times 0,6 \times 5,6 + 0,5 \times 0,6 \times 0,6 \times 3,2 \\ &= 11,84 + 1,344 + 0,576 \\ &= 13,76 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Daya dukung tanah yang diijinkan:

$$\begin{aligned}q'_{all} &= (1/SF) q'_{ult} \\ &= (1/2,5) \times 13,76 \\ &= 5,504 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

### BAB III. PONDASI DANGKAL

Dari beberapa tipe pondasi dangkal yang dibahas adalah mendesain pondasi telapak, karena pondasi telapak ini adalah pondasi dangkal yang paling sering dipakai untuk berbagai tipe tanah.

Perancangan struktur pondasi didasarkan pada beban momen dan beban aksial yang terjadi sehingga mengakibatkan terjadinya gaya tekan pada dasar pondasi yang disalurkan ke tanah tanah. Dalam analisis ini, dianggap bahwa pondasi sangat kaku dan tekanan pondasi didistribusikan secara linier pada dasar pondasi. Berikut diberikan persamaan untuk menghitung tekanan sentuh antara dasar pondasi dan tanah:

1. Jika resultan beban berhimpit dengan pusat berat luasan pondasi, tekanan pada dasar pondasi dapat dianggap disebarkan sama keseluruh luasan pondasi, dengan persamaan:

$$p = \frac{V}{A} \dots\dots\dots (3.1)$$

Sebaliknya tanah akan memberikan desakan pada pelat pondasi sebesar nilai q yaitu:

$$q = p \dots\dots\dots(3.2)$$

2. Jika resultan beban eksentris (bekerja tidak pada pusat berat) dan terdapat momen yang harus didukung oleh pondasi, maka analisisnya adalah sebagai berikut:

- a. Akibat beban V maka akan bekerja gaya desak ke atas terbagi rata pada dasar pondasi sebesar:

$$q = \frac{V}{A} \dots\dots\dots(3.3)$$

- b. Gaya perlawanan akibat momen (M) oleh tanah:

$$P_t = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{2} b x q_2 \right) b y \dots\dots\dots(3.4)$$

$$M_t = P_t \cdot \frac{2}{3} b x \dots\dots\dots(3.5)$$

$$= \frac{1}{2} \left( \frac{1}{2} b x q_2 \right) b y \frac{2}{3} b x$$

$$= \frac{1}{4} b x q_2 b y \frac{2}{3} b x$$

$$= \frac{1}{6} b x^2 b y q_2$$

$$q_2 = \pm \frac{M_t}{\frac{1}{6}bx^2by} \dots\dots\dots(3.6)$$

$$P = q_1 \pm q_2 \dots\dots\dots(3.7)$$

$$P = \frac{V}{bx by} \pm \frac{M}{\frac{1}{6}bx^2by} \dots\dots\dots(3.8)$$

$$P \text{ maksimum} = \frac{V}{bx by} + \frac{M}{\frac{1}{6}bx^2by} \dots\dots\dots(3.9)$$

$$P \text{ minimum} = \frac{V}{bx by} - \frac{M}{\frac{1}{6}bx^2by} \dots\dots\dots(3.10)$$

Bila diatas pelat pondasi terdapat beban merata akibat beban tanah, maka persamaan (2.20) menjadi:

$$P = \frac{V}{bx by} \pm \frac{M}{\frac{1}{6}bx^2by} + q \dots\dots\dots(3.11)$$

$$P \text{ maksimum} = \frac{V}{bx by} + \frac{M}{\frac{1}{6}bx^2by} + q \dots\dots\dots(3.12)$$

$$P \text{ minimum} = \frac{V}{bx by} - \frac{M}{\frac{1}{6}bx^2by} + q \dots\dots\dots(3.13)$$

Nilai P minimum  $\geq 0$ , agar pada dasar pondasi terjadi tegangan desak saja karena tanah tidak bisa menerima tegangan tarik. Jika P minimum = 0, maka:

$$P \text{ minimum} = \frac{V}{bx by} - \frac{M}{\frac{1}{6}bx^2by}$$

$$\frac{V}{bx by} - \frac{M}{\frac{1}{6}bx^2by} = 0$$

$$\frac{V}{bx by} - \frac{V \cdot e}{\frac{1}{6}bx^2by} = 0$$

$$\frac{V}{bx by} \left( 1 - \frac{e}{\frac{1}{6}bx} \right) = 0$$

$$1 - \frac{e}{\frac{1}{6}bx} = 0$$

$$\frac{e}{\frac{1}{6}bx} = 1$$

$$e = \frac{1}{6}bx \dots\dots\dots(3.14)$$

$$\begin{aligned} P \text{ maksimum} &= \frac{V}{bx by} + \frac{M}{\frac{1}{6}bx^2by} \\ &= \frac{V}{bx by} + \frac{V \cdot e}{\frac{1}{6}bx^2by} \\ &= \frac{V}{bx by} + \frac{V \cdot \frac{1}{6}bx}{\frac{1}{6}bx^2by} \\ &= \frac{V}{bx by} + \frac{V}{bx by} \\ &= \frac{2V}{bx by} \dots\dots\dots(3.15) \end{aligned}$$

Sehingga  $e = \frac{1}{6}bx$  adalah batas pada pondasi yang mengalami tegangan desak saja, atau jika  $e \leq \frac{1}{6}bx$  maka rumus yang berlaku adalah:

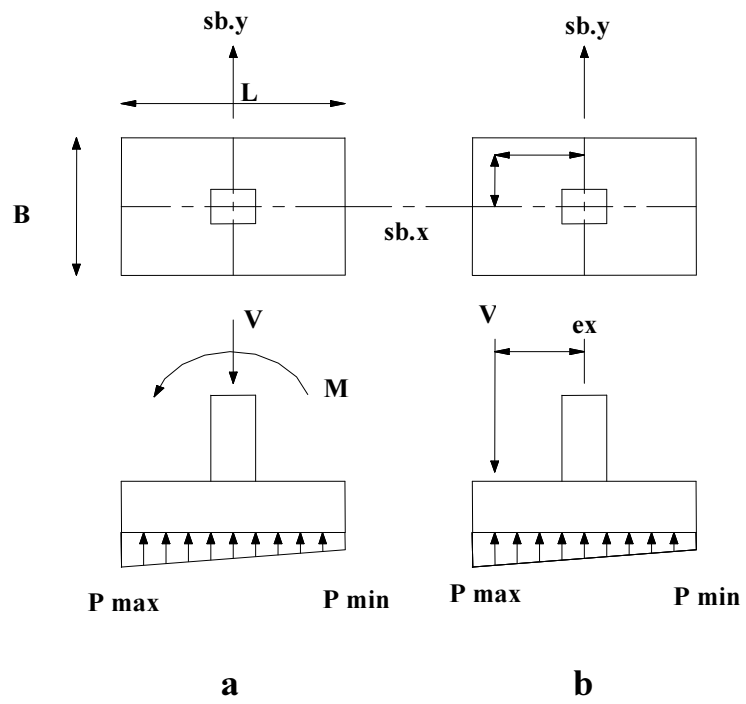
$$P = \frac{V}{bx by} \left( 1 \pm \frac{6e}{bx} \right) \dots\dots\dots(3.16)$$

Bila gaya V bekerja diantara  $\frac{1}{3}bx - \frac{2}{3}bx$  lebar pondasi atau bekerja diantara  $\frac{1}{6}bx$  ke kiri dan  $\frac{1}{6}bx$  ke kanan maka akan di bawah dasar pondasi akan terjadi tegangan desak saja. Daerah sepanjang  $\frac{1}{3}$  bagian tengah disebut bagian inti. Jika gaya V bekerja pada bagian diluar itu maka akan timbul tegangan tarik pada tanah yang dirumuskan:

$$P \text{ maksimum} = \frac{2V}{3.by \left( \frac{bx}{2} - e \right)} \dots\dots\dots(3.17)$$

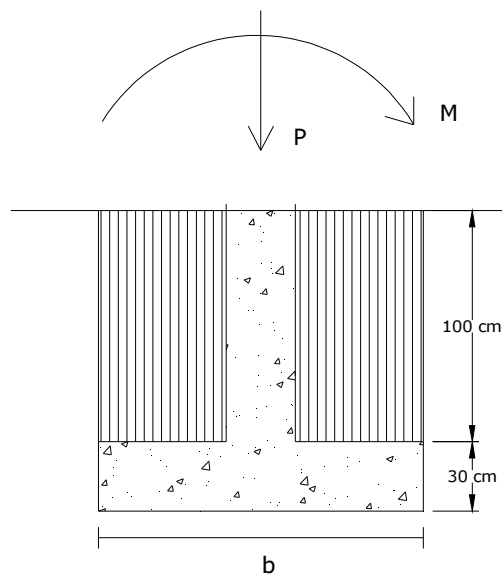
dengan :

- V = beban vertikal
- P = jumlah gaya pada dasar pondasi
- bx = lebar pondasi arah x
- by = lebar pondasi arah y
- M = momen terhadap sumbu koordinat
- e = eksentrisitas diarah sumbu koordinat



Gambar 2.9 Pembebanan pada pondasi telapak

Contoh Soal:



Diketahui suatu konstruksi pondasi telapak dengan bentuk seperti gambar dan dengan pembebanan dan data tanah sebagai berikut:

$\phi$	=	15°
c	=	1.2 t/m <sup>2</sup>
Df	=	130 cm = 1,3 m
$\gamma$ tanah	=	1.6 t/m <sup>3</sup> = 1600 kg/m <sup>3</sup>
$\gamma$ beton	=	2.4 t/m <sup>3</sup> = 2400 kg/m <sup>3</sup>
V	=	3460 kg = 3,46 t
M	=	1244 kg m = 1,244 t m
Tebal pelat pondasi	=	0.3 m
Faktor keamanan (SF)	=	3

Jawaban:

1. Menghitung daya dukung tanah di bawah pondasi:

Ambil lebar pondasi 1 meter.

$\phi = 15^\circ < 28^\circ$  maka kondisinya adalah local shear failure.

$$q'_{ult} = 1,3 c' N'_c + Df \gamma N'_q + 0,4 \gamma B N'_\gamma$$

$$N'_c = 9,7$$

$$N'_q = 2,7$$

$$N'_\gamma = 0,9$$

$$q'_{ult} = 1,3 c' N'_c + Df \gamma N'_q + 0,4 \gamma B N'_\gamma$$

$$= 1,3 \times 2/3 \times 1,2 \times 9,7 + 1,3 \times 1,6 \times 2,7 + 0,4 \times 1,6 \times 1 \times 0,9$$

$$= 10,088 + 5,616 + 0,576$$

$$= 16,28 \text{ t/m}^2$$

$$q_{all} = q_{ult} / SF$$

$$= 16,28 / 3$$

$$= 5,427 \text{ t/m}^2$$

2. Menghitung beban merata diatas pondasi (q total):

$$\begin{aligned} q \text{ pelat pondasi} &= 0,3 \times 2,4 \\ &= 0,72 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ tanah} &= 1,2 \times 1,6 \\ &= 1,92 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ total} &= 0,72 + 1,92 \\ &= 2,64 \text{ t} \end{aligned}$$

3. Menghitung lebar ukuran pelat pondasi:

Untuk perhitungan ukuran pelat pondasi dilakukan dengan coba-coba, diambil ukuran pondasi  $1 \times 1$  meter.

$$\begin{aligned} P &= \frac{V}{b_x b_y} \pm \frac{M}{\frac{1}{6} b_x^2 b_y} + q \text{ total} \\ &= \frac{3,46}{1 \times 1} \pm \frac{1,244}{\frac{1}{6} \times 1^2 \times 1} + 2,64 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ maksimum} &= 3,46 + 7,464 + 2,64 \\ &= 13,564 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ minimum} &= 3,46 - 7,464 + 2,64 \\ &= -1,364 \text{ t/m}^2 \text{ (terjadi tegangan tarik pada dasar} \\ &\text{pondasi)} \end{aligned}$$

Karena terjadi tegangan tarik pada dasar pondasi maka perlu diperlebar, dipakai ukuran pondasi  $1,5 \text{ m}$

4. Dipakai ukuran pondasi  $1,5 \times 1,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned} q'_{\text{ult}} &= 1,3 c' N'_c + D_f \gamma N'_q + 0,4 \gamma B N'_\gamma \\ &= 1,3 \times 2/3 \times 1,2 \times 9,7 + 1,3 \times 1,6 \times 2,7 + 0,4 \times 1,6 \times 1,5 \times 0,9 \\ &= 10,088 + 5,616 + 0,864 \\ &= 16,568 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{all}} &= q_{\text{ult}}/SF \\
 &= 16,568/3 \\
 &= 5,523 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{V}{b_x b_y} \pm \frac{M}{\frac{1}{6} b_x^2 b_y} + q_{\text{total}} \\
 &= \frac{3,46}{1,5 \times 1,5} \pm \frac{1,244}{\frac{1}{6} \times 1,5^2 \times 1,5} + 2,64
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{maksimum}} &= 1,538 + 2,212 + 2,64 \\
 &= 6,89 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{minimum}} &= 3,46 - 2,212 + 2,64 \\
 &= 3,888 \text{ t/m}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$q_{\text{all}} = 5,523 \text{ t/m}^2 < P_{\text{maksimum}} = 6,89 \text{ t/m}^2$  ( tidak OK)  $\rightarrow$  perluas ukuran pondasi.

5. Dipakai ukuran pondasi  $1,7 \times 1,7 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 q'_{\text{ult}} &= 1,3 c' N'_c + D_f \gamma N'_q + 0,4 \gamma B N'_\gamma \\
 &= 1,3 \times 2/3 \times 1,2 \times 9,7 + 1,3 \times 1,6 \times 2,7 + 0,4 \times 1,6 \times 1,7 \times 0,9 \\
 &= 10,088 + 5,616 + 0,9792 \\
 &= 16,683 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{all}} &= q_{\text{ult}}/SF \\
 &= 16,683/3 \\
 &= 5,561 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{V}{b_x b_y} \pm \frac{M}{\frac{1}{6} b_x^2 b_y} + q_{\text{total}} \\
 &= \frac{3,46}{1,7 \times 1,7} \pm \frac{1,244}{\frac{1}{6} \times 1,7^2 \times 1,7} + 2,64
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{maksimum}} &= 1,197 + 1,514 + 2,64 \\
 &= 5,351 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{minimum}} &= 1,197 - 1,514 + 2,64 \\
 &= 2,323 \text{ t/m}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$q_{\text{all}} = 5,523 \text{ t/m}^2 > P_{\text{maksimum}} = 5,351 \text{ t/m}^2$  ( OK)  $\rightarrow$  ukuran pondasi telah memenuhi syarat.



## BAB IV. PONDASI DALAM

Pondasi dalam adalah suatu konstruksi pondasi untuk meneruskan beban dari konstruksi di atasnya ke lapisan tanah keras yang cukup dalam dari permukaan. Pondasi dalam yang banyak dipakai adalah pondasi tiang pancang.

Secara umum tiang pancang harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

1. Mampu meneruskan beban vertikal yang bekerja pada tiang ke dalam lapisan tanah pendukung ( bearing layer ).
2. Mampu menahan perubahan – perubahan bentuk tertentu ke arah mendatar ( tegak lurus as tiang ) atau dengan istilah lain mampu menerima beban lateral.

### 4.1 Pengelompokan Pondasi Tiang

Pondasi tiang dapat dikelompokkan dalam beberapa kelompok

1. Menurut panjang tiang, dapat dibedakan menjadi:

- a. Tiang panjang.

Pondasi tiang disebut dengan pondasi tiang panjang jika memenuhi ketentuan:

$$L^4 \sqrt{\frac{kD}{4EI}} > 3 \quad (1)$$

- b. Tiang pendek.

Syarat pondasi tiang pendek adalah :

$$1 < L^4 \sqrt{\frac{kD}{4EI}} < 3 \quad (2)$$

- c. Kaison

Syarat pondasi kaison adalah:

$$L^4 \sqrt{\frac{kD}{4EI}} < 1 \quad (3)$$

Dengan:

$L$  = panjang tiang yang tertanam di dalam tanah (cm)

$k$  = koefisien reaksi tanah dalam arah melintang / berat jenis tanah (kg/cm<sup>3</sup>)

$D$  = diameter tiang (cm)

$EI$  = kekuatan lentur tiang

2. Menurut pendistribusian beban dalam lapisan tanah, pondasi tiang dapat dibedakan menjadi :

a. Pondasi tiang dengan tumpuan ujung (point bearing pile).

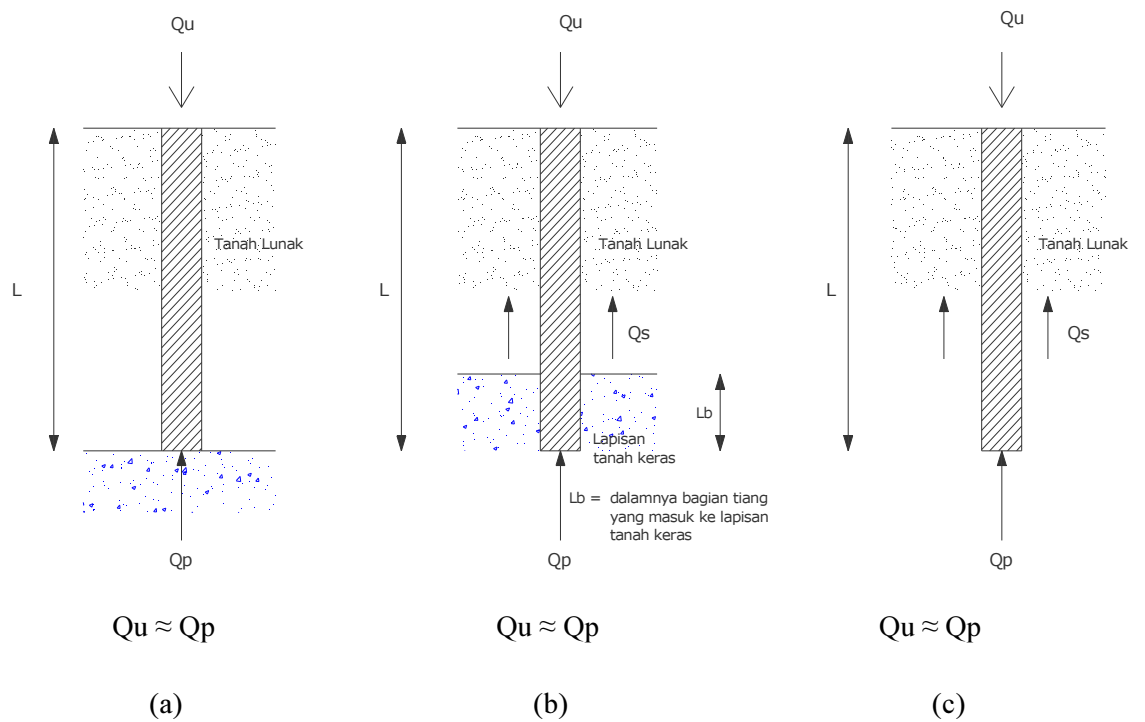
Pondasi tiang dengan tumpuan ujung mendistribusikan beban melalui ujung ke lapisan tanah keras. yang dimaksudkan dengan lapisan tanah keras adalah sangat relatif tergantung beberapa faktor diantaranya adalah besarnya beban yang diterima oleh tiang. Sebagai pegangan untuk menentukan lapisan tanah keras dapat digunakan ketentuan :

- Untuk tanah non kohesif ( pasir dan kerikil ) memiliki nilai SPT  $> 35$  atau dari hasil sondir bila nilai perlawanan konus  $S \geq 150 \text{ kg/cm}^2$
- Untuk tanah kohesif memiliki nilai kuat tekan bebas (unconfined compression strength)  $3 - 4 \text{ kg/cm}^2$  atau kira - kira nilai SPT  $> 15 - 20$  atau dari hasil pengujian sondir mendapat nilai perlawanan konus  $S \geq 70 \text{ kg/cm}^2$

b. Pondasi tiang dengan tumpuan geser (friction bearing pile).

Bila lapisan yang dianggap tanah keras letaknya cukup dalam sehingga tidak ekonomis untuk membangun tiang pancang dengan tumpuan ujung, maka untuk menahan beban tiang pancang mengandalkan gesekan kulit tiang (skin friction).

Dalam pelaksanaan di lapangan seringkali tiang pancang merupakan gabungan antara tiang dengan tumpuan ujung dan tiang yang mengandalkan gesekan kulit dalam menahan beban.



Gambar 1. Pondasi tiang tumpuan ujung (a) dan (b);  
pondasi tiang tumpuan geser (c).

3. Menurut bahan yang dipergunakan yaitu:
  - a. Pondasi tiang pancang dari kayu.
  - b. Pondasi tiang pancang dari baja.
  - c. Pondasi tiang pancang dari beton
  
4. Menurut bentuk penampang tiang pancang, pondasi tiang dapat dibedakan:
  - a. Pondasi tiang dengan penampang segiempat.
  - b. Pondasi tiang dengan penampang H.
  - c. Pondasi tiang dengan penampang lingkaran.

## 4.2 Prosedur Perhitungan Pondasi Tiang

Untuk memperoleh pondasi tiang yang sesuai maka diperlukan perencanaan sebelumnya. Dalam merencanakan pondasi tiang biasanya mengikuti prosedur sebagai berikut:

1. Melakukan penyelidikan tanah dilokasi pembangunan, penyelidikan bangunan yang ada di sekitarnya, sehingga diameter, jenis dan panjang tiang dapat ditetapkan berdasarkan bor log yang didapat. Jenis dari bahan pondasi yang diperlukan disesuaikan dengan kondisi tanah misalnya kedalaman tanah keras. Ketersediaan bahan tiang pancang yang paling mudah didapatkan sehingga pelaksanaan di lapangan dapat lebih menguntungkan.
2. Menghitung *bearing capacity* diijinkan untuk satu tiang. Daya dukung sebaiknya ditetapkan dengan mempertimbangkan kondisi tanpa gempa dan dengan gempa. *Bearing capacity* juga harus mempertimbangkan tiga arah gaya yang terjadi yaitu arah vertikal tekan dan tarik serta arah lateral.
3. Setelah daya dukung satu tiang diketahui maka daya dukung kelompok tiang harus dihitung.
4. Hitung reaksi yang didistribusikan ke kepala tiang. Hal ini berarti bahwa kelompok tiang yang menjadi satu kesatuan dalam kepala tiang harus mampu memikul beban vertikal (V), horizontal (H) dan momen (M).

Dalam perencanaan diperlukan data-data yang mendukung. Data – data yang digunakan dalam perencanaan pondasi tiang dapat berupa :

- a. Data-data hasil pengujian laboratorium.
- b. Data-data dari pengamatan di lapangan yaitu:
  - Data sondir
  - Data SPT

Daya dukung vertikal pondasi tiang diperoleh dari menjumlahkan daya dukung ujung tiang dan tahanan geser dinding tiang. Besarnya daya dukung diijinkan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{(Q_p + Q_s)}{SF} \end{aligned} \quad (4)$$

dengan:

$Q_a$  = daya dukung ijin pondasi  
 $Q_u$  = daya dukung batas pondasi  
 $Q_p$  = daya dukung ujung tiang pondasi  
 $Q_s$  = daya dukung geser dinding tiang  
 $SF$  = faktor keamanan

### 4.3 Perhitungan Pondasi Berdasarkan Daya Dukung Ujung Tiang.

#### 4.3.1 Perhitungan daya dukung berdasarkan data laboratorium.

Persamaan umum kapasitas daya dukung batas (ultimate) pondasi adalah :

$$Q_u = A_p (cN_c^* + qN_q^* + \gamma B N_\gamma^*) \quad (5)$$

Dengan:

$Q_u$  = daya dukung batas pondasi  
 $A_p$  = luas penampang pondasi  
 $c$  = nilai kohesi tanah  
 $q$  = tekanan overburden tanah  
 $N_c^*$  &  $N_q^*$  = faktor daya dukung tanah yang berkaitan dengan faktor bentuk dan kedalaman

Untuk pondasi tiang nilai  $B$  yang merupakan lebar pondasi pada persamaan daya dukung pondasi diatas diganti dengan dinilai  $D$  yang menyatakan diameter dari pondasi tiang (jika penampang pondasi tiang tersebut berbentuk lingkaran) sehingga persamaan menjadi:

$$q_u = q_p = c N_c^* + q N_q^* + \gamma D N_\gamma^* \quad (6)$$

Karena nilai dari  $D$  relatif kecil maka nilai dari  $\gamma D N_\gamma^*$  dapat dihilangkan pada saat proses perhitungan tanpa mengakibatkan kesalahan serius sehingga:

$$q_p = c N_c^* + q N_q^* \quad (7)$$

Nilai  $q$  diganti dengan  $q'$  untuk menunjukkan tekanan vertikal efektif, sehingga kapasitas daya dukung ujung tiang dapat dinyatakan dengan :

$$Q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*) \quad (8)$$

Dengan:

$A_p$  = luas penampang

$c$  = nilai kohesi tanah

$q'$  = tekanan efektif tanah

$N_c^*$  &  $N_q^*$  = faktor daya dukung tanah yang berkaitan dengan faktor bentuk dan kedalaman

### Metode Meyerhof :

Nilai batas untuk kapasitas daya dukung ujung tiang adalah:

$$q_p = cN_c^* + qN_q^* \leq 50N_q^* \tan \phi \quad (9)$$

Dengan:

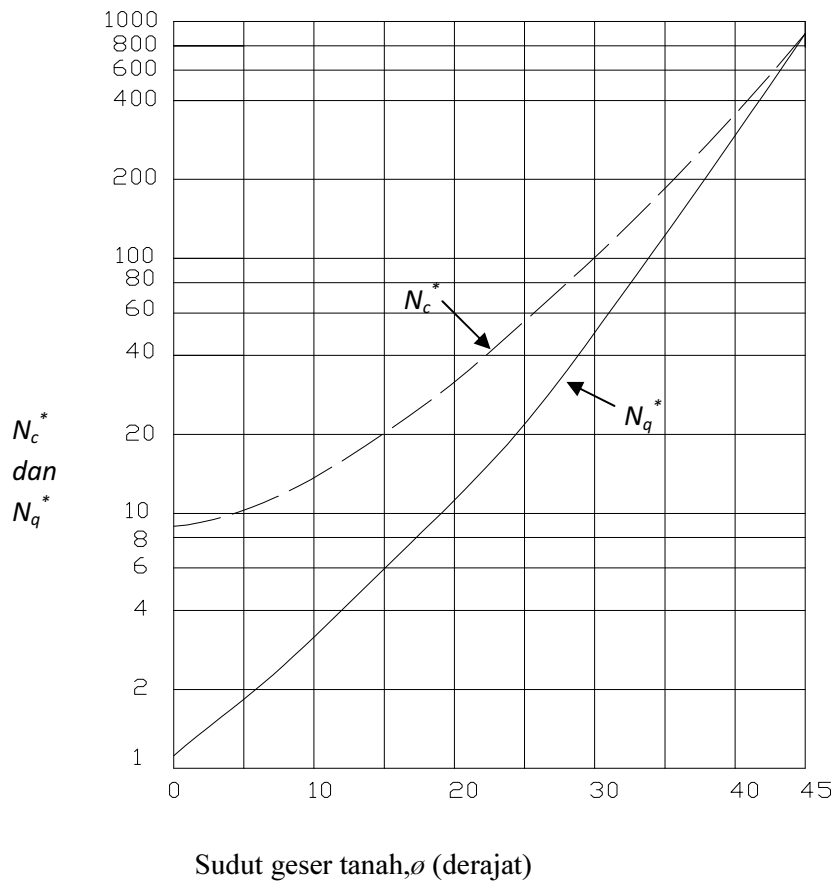
$\phi$  = sudut geser pada lapisan tanah

Untuk tiang di tanah berpasir  $c = 0$  maka persamaannya dapat disederhanakan menjadi:

$$Q_p = A_p q' N_q^* \quad (10)$$

Untuk tiang pancang di dalam tanah kondisi lempung jenuh air ( $\phi = 0$ ), maka:

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p c_u N_c^* \\ &= 9c_u N_c^* \end{aligned} \quad (11)$$



Gambar 2. Variasi nilai maksimum dari  $N_c^*$  dan  $N_q^*$  dengan sudut geser tanah ( Meyerhof,1976)

#### 4.3.2 Perhitungan Daya Dukung Berdasarkan Data Lapangan

1. Berdasarkan nilai sondir (CPT).

Persamaan daya dukung batas ujung tiang berdasarkan data sondir adalah:

$$Q_p = \frac{A_p q_c}{SF} \quad (22)$$

Dengan:

$A_p$  = luas penampang ujung tiang

$q_c$  = nilai tahanan konus pada ujung tiang, biasanya diambil rata-rata nilai konus pada 3D ujung tiang dan sedalam D dibawah ujung tiang, dengan D adalah diameter tiang.

$SF$  = faktor keamanan

2. Berdasarkan nilai SPT.

Berdasarkan pengamatan di lapangan, Meyerhof ( 1976) menyarankan kapasitas batas daya dukung ultimate ujung tiang ( $Q_{pu}$ ) untuk tanah homogen berbutir kasar yang diperoleh dari SPT adalah:

$$Q_{pu} = \frac{40NL}{D} \leq 400N \quad (23)$$

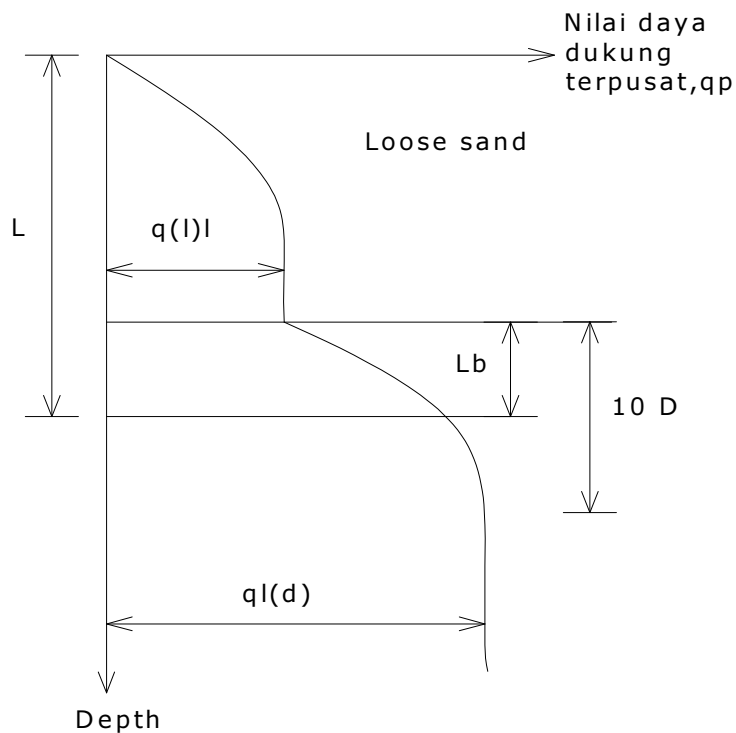
Dengan:

$N$  = jumlah nilai SPT rata-rata di ujung tiang ( kira-kira 10 D di atas dan 4D di bawah ujung tiang )

$Q_{pu}$  = nilai kapasitas daya dukung ultimate ujung tiang

$L$  = panjang tiang

$D$  = diameter tiang



Gambar 4. Variasi nilai daya dukung terpusat untuk tanah berlapis



#### 4.4 Daya Dukung Akibat Gesekan Kulit Tiang dengan Tanah

Daya dukung batas pondasi tiang akibat gesekan antara kulit tiang dengan tanah dapat dinyatakan dengan:

$$Q_s = \sum p f_s \Delta L \quad (24)$$

Dengan:

$p$  = keliling penampang tiang untuk bagian yang ditinjau

$f_s$  = faktor gesekan antara tiang dengan tanah yang merupakan fungsi kedalaman dari tiang

$\Delta L$  = panjang bagian tiang yang ditinjau

##### 4.4.1 Berdasarkan Data Laboratorium.

Untuk tanah berpasir ( $c=0$ ):

$$f_s = K \sigma_v' \tan \delta \quad (25)$$

Dengan:

$K$  = koefisien tekanan tanah lateral  
=  $1 - \sin \phi$

$\sigma_v'$  = tekanan tanah efektif pada kedalaman yang ditinjau  
=  $\gamma' z$

$\delta$  = sudut geser antara tiang dengan tanah  
=  $\frac{2}{3} \phi$

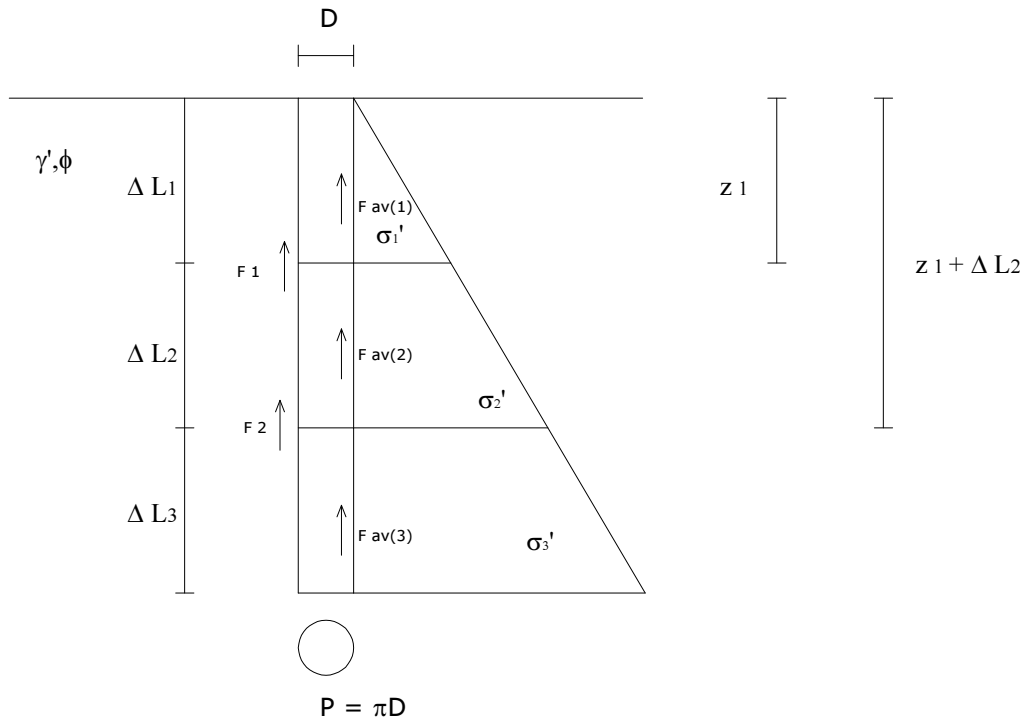
$\gamma'$  = tekanan tanah efektif

$z$  = kedalaman

Sehingga nilai daya dukung batas akibat gesekan kulit tiang dengan tanah adalah:

$$Q_s = \sum p \Delta L K \sigma_v' \tan \delta \quad (26)$$

Penjelasan:



Gambar 5. Penjelasan perhitungan geser pada tanah berlapis.

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \gamma' z_1 \rightarrow f_1 &= K \sigma_1 \tan 2/3 \phi \\ \sigma_2 &= \gamma' z_2 \rightarrow f_2 &= K \sigma_2 \tan 2/3 \phi \\ \sigma_3 &= \gamma' z_3 \rightarrow f_3 &= K \sigma_3 \tan 2/3 \phi \end{aligned}$$

$$f_{av(1)} = \left( \frac{0 + f_1}{2} \right)$$

$$f_{av(2)} = \left( \frac{f_1 + f_2}{2} \right)$$

$$f_{av(3)} = \left( \frac{f_2 + f_3}{2} \right)$$

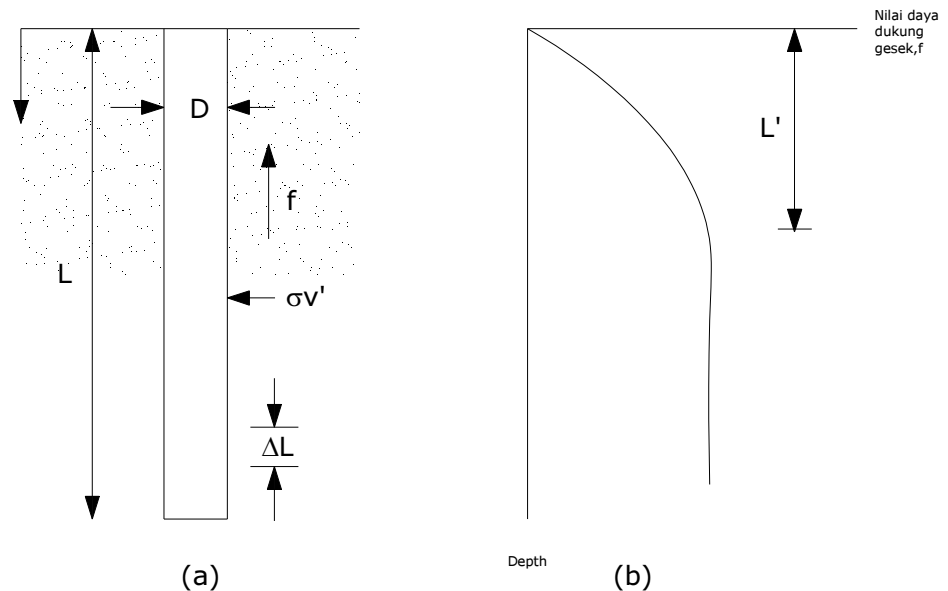
Sehingga:

$$Q_s = p \Delta L_1 f_{av(1)} + p \Delta L_2 f_{av(2)} + p \Delta L_3 f_{av(3)} \quad (27)$$

Dalam kenyataannya nilai  $K$  bervariasi dengan kedalaman. Nilainya kira-kira sama dengan koefisien tekanan tanah pasif Rankine ( $K_p$ ) pada bagian atas tiang yang nilainya lebih kecil dari koefisien tekanan tanah pada bagian ujung ( $K_0$ ) Tekanan vertikal efektif bertambah seiring dengan kedalaman sampai dengan batas maksimum pada batas kedalaman 15-20 dari diameter dan berlaku tetap setelah kedalaman berikutnya. Kedalaman kritis  $L'$  berdasarkan pada beberapa faktor diantaranya sudut geser tanah, kompresibilitas dan kepadatan relatif. Nilai perkiraan yang sering dipakai diasumsikan:

$$L' = 15D$$

Nilai dari  $\delta$  dari berbagai penyelidikan berkisar antara  $0,5\phi - 0,8\phi$ . Keputusan yang tepat harus digunakan untuk menentukan nilai  $\delta$ .



Gambar 6. Nilai daya dukung geser tiang pada tanah berpasir

Untuk tanah berlempung ( $\phi=0$ )

- **Metode  $\lambda$  :**

Metode ini mengasumsikan bahwa perpindahan tanah disebabkan oleh dimasukkannya tiang pada tekanan tanah lateral pasif pada kedalaman tertentu dan nilai rata-rata nilai gesekan kulit dapat dinyatakan :

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}_v' + 2c_u) \quad (28)$$

Dengan:

$\lambda$  = koefisien yang diperoleh dari

$\bar{\sigma}_v'$  = tekanan tanah efektif vertikal pada bagian yang ditinjau

$c_u$  = kohesi rata-rata untuk lapisan tanah yang ditinjau ( $\phi = 0$ )

Sehingga besar nilai gaya geser dihitung sebesar

$$Q_s = \sum p f_{av} \Delta L \quad (29)$$

Besar kohesi rata-rata adalah:

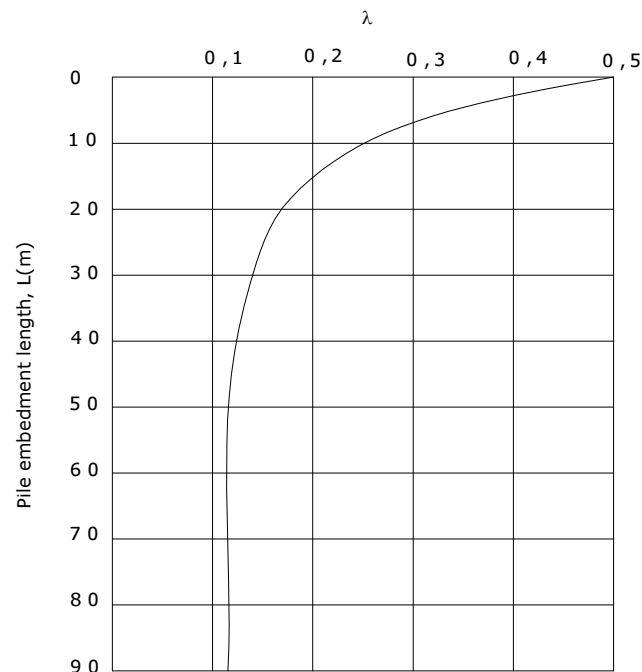
$$c_u = \frac{c_{u(1)} + c_{u(2)} + c_{u(3)} + \dots}{L} \quad (30)$$

Atau tekanan efektif vertikal rata-rata adalah:

$$\bar{\sigma}_v' = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L} \quad (31)$$

Dengan:

$A_1, A_2, A_3, \dots$  = luas daerah tekanan vertikal efektif



Gambar 7. Variasi nilai  $\lambda$  dengan panjang bagian tiang yang tertanam

- **Metode  $\alpha$**

Berdasarkan metode  $\alpha$  besar gaya gesek kulit tiang dalam tanah berlempung adalah:

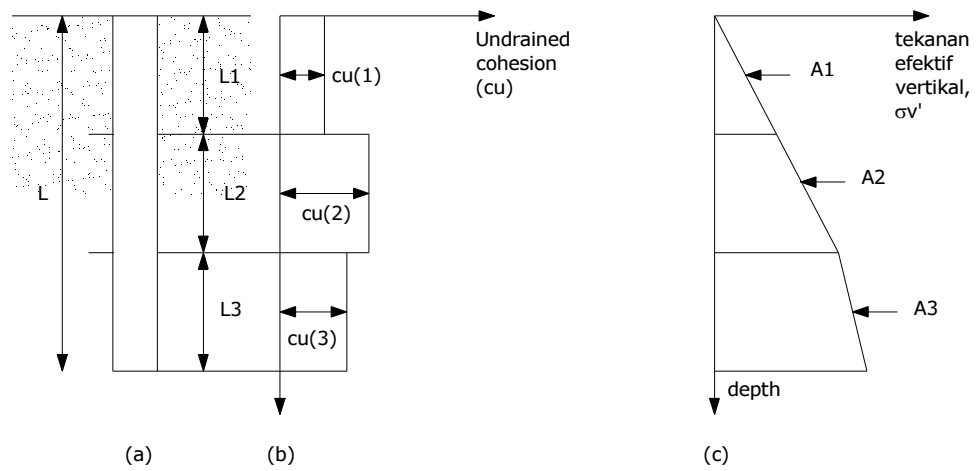
$$f_s = \alpha c_u \quad (32)$$

Dengan:

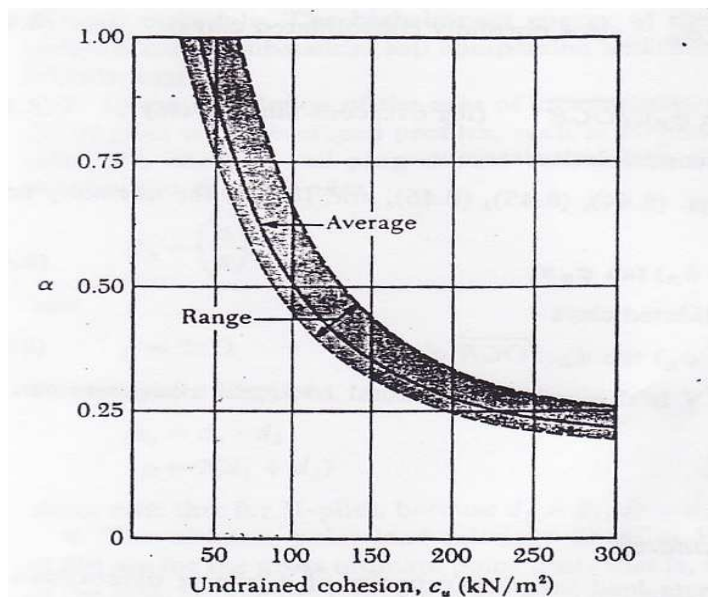
$\alpha$  = faktor adhesi

Sehingga nilai daya dukung batas tiang akibat gesekan antara kulit tiang dengan tanah adalah:

$$Q_s = \sum p \alpha c_u \Delta L \quad (33)$$



Gambar 8. Aplikasi metode  $\lambda$  pada tanah berlapis



Gambar 9. Variasi nilai  $\alpha$  pada tanah lempung "cohesion undrained"

#### 4.4.2 Berdasarkan Data Lapangan.

Meyerhof mengindikasikan bahwa nilai rata-rata kekuatan geser ( $f_{av}$ ):

- Untuk tiang dengan tingkat perpindahan besar adalah :

$$f_{av}(\text{KN/m}^2) = 2\bar{N} \quad (35)$$

- Untuk tiang dengan tingkat perpindahan rendah adalah :

$$f_{av}(\text{KN/m}^2) = \bar{N} \quad (36)$$

Sehingga daya dukung batas tanah akibat gesekan berdasarkan data SPT adalah

$$Q_s = \sum p f_{av} \Delta L \quad (37)$$

#### Contoh Soal Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang

Diketahui hasil test SPT dan test laboratorium dari suatu contoh tanah seperti gambar.

Hitung besar Q ijin berdasarkan test SPT dan test laboratorium, untuk merencanakan suatu pondasi tiang dari pipa baja dengan diameter (D) = 800 mm.

Kedalaman (m)	Tanah	Standard Penetration Test					Hasil test laboratorium
		Harga N					
		10	20	30	40	50	
0	Lanau berpasir						$\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$ $\phi = 10^\circ$ $c_u = 75 \text{ KN/m}^2$
2							
4							
6	Lempung berlanau						$\gamma = 15,5 \text{ KN/m}^3$ $\phi = 6^\circ$ $c_u = 125 \text{ KN/m}^2$
8							
10							
12							
14							
16							
18							
20							
22							
24	Pasir halus berlanau						$\gamma = 17,2 \text{ KN/m}^3$ $\phi = 21^\circ$ $c_u = 45 \text{ KN/m}^2$
26							
28							
30	Pasir halus		19				$L = 0,8 \text{ m}$ $\gamma = 18,0 \text{ KN/m}^3$ $\phi = 25^\circ$ $c_u = 0 \text{ KN/m}^2$
32			24				
34			29				
36				34			
38				39			
40					43		

## 1. Berdasarkan test SPT

### Daya dukung ujung tiang:

Untuk tanah non kohesif suatu lapisan tanah dapat dinyatakan lapisan tanah keras apabila memiliki nilai  $SPT \geq 35$ . Berdasarkan hasil SPT lapisan tanah keras ada pada kedalaman 32 m.

$$Q_p = A_p \frac{40NL}{D} \leq 400N$$

$N_1$  (jarak diatas 10D dari ujung tiang)

$$10D = 10 \times 800$$

$$= 8000 \text{ mm}$$

$$= 8 \text{ m}$$

Nilai SPT = 16

$N_2$  (jarak dibawah  $4D$  dari ujung tiang)

$$\begin{aligned}4D &= 4 \times 800 \\ &= 3200 \text{ mm} \\ &= 3,2 \text{ m}\end{aligned}$$

Nilai SPT = 49

$$\begin{aligned}N &= \frac{(N_1 + N_2)}{2} \\ &= \frac{(16 + 49)}{2} \\ &= 32,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_p &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 0,8^2 \\ &= 0,502 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_p &= 0,502 \times \frac{40 \times 32,5 \times 32}{0,8} \leq 400N \\ &= 27040 \leq 400 \times 32,5 \\ &= 27040 \text{ k N/m}^2 \geq 13000 \text{ k N/m}^2 \text{ (karena lebih besar maka tidak}\end{aligned}$$

OK )

Maka dipakai:

$$Q_p = 13000 \text{ k N/m}^2$$

$$\begin{aligned}Q_{all} &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{13000}{3} \\ &= 4333,33 \text{ k N/m}^2\end{aligned}$$

**Daya dukung geser :**

$$\begin{aligned}Q_s &= \sum p f_{av} \Delta L \\ p &= \pi D \\ &= 2,5 \text{ m} \\ L &= L_1 + L_2 + L_3 + L_4 \\ &= 6 + 18 + 6 + 2\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
&= 32 \text{ m} \\
f_{(av)} &= \overline{N} \\
&= \frac{(2 + 5 + 3 + 2 + 2,5 + 3 + 4 + 5 + 8 + 10 + 15 + 16 + 18 + 20 + 30 + 39)}{16} \\
&= 11,4 \text{ k N/m}^2 \\
Q_s &= 2,5 \times 11,4 \times 32 \\
&= 912,5 \text{ k N/m}^2 \\
Q_{all} &= \frac{Q_s}{SF} \\
&= \frac{912,5}{3} \\
&= 304,17 \text{ k N/m}^2
\end{aligned}$$

Jika digabung antara  $Q_{all}(p) + Q_{all}(s)$  maka  $Q_{all}(total)$

$$\begin{aligned}
Q_{all} &= 4333,33 + 304,17 \\
&= 4637,5 \text{ k N/m}^2
\end{aligned}$$

## 2. Berdasarkan Tes laboratorium

### Daya dukung ujung tiang:

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

Diketahui:

$$\begin{aligned}
c_1 &= 75 \text{ k N/m}^2 \\
c_2 &= 125 \text{ k N/m}^2 \\
c_3 &= 45 \text{ k N/m}^2 \\
c_4 &= 15 \text{ k N/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\gamma_1 &= 16 \text{ kN/m}^3 \\
\gamma_2 &= 15,5 \text{ kN/m}^3 \\
\gamma_3 &= 17,2 \text{ kN/m}^3 \\
\gamma_4 &= 18 \text{ kN/m}^3
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\theta_1 &= 10^\circ \\
\theta_2 &= 6^\circ \\
\theta_3 &= 21^\circ \\
\theta_4 &= 25^\circ
\end{aligned}$$

$$Q_p = A_p(c_4 N_c^* + q' N_q^*)$$

$$c_4 = 15 \text{ k N/m}^2$$

$$q' = \gamma_4 \times D$$

$$= 18 \times 0,8$$

$$= 14,4 \text{ k N/m}^2$$

$$N_q^* = 27$$

$$N_c^* = 55$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,8^2$$

$$= 0,502 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 0,502 \times (15 \times 55 + 14,4 \times 27)$$

$$= 609,32 \text{ k N/m}^2$$

$$Q_{all} = \frac{Q_p}{SF}$$

$$= \frac{609,32}{3}$$

$$= 203,106 \text{ k N/m}^2$$

#### Daya dukung geser:

$$\sigma_1 = \gamma_1 \times z_1 \quad \rightarrow \quad f_1 = K_1 \times \sigma_1 \times \tan \frac{2}{3} \theta_1$$

$$= 16 \times 6 \quad = (1 - \sin \theta_1) \times \sigma_1 \times \tan \frac{2}{3} \theta_1$$

$$= 96 \text{ k N/m}^2 \quad = (1 - \sin 10^\circ) \times 96 \times \tan \left( \frac{2}{3} \times 10^\circ \right)$$

$$= 9,2 \text{ k N/m}^2$$

$$\sigma_2 = \gamma_2 \times z_2 \quad \rightarrow \quad f_2 = K_2 \times \sigma_2 \times \tan \frac{2}{3} \theta_2$$

$$= 15,5 \times 18 \quad = (1 - \sin \theta_2) \times \sigma_2 \times \tan \frac{2}{3} \theta_2$$

$$= 279 \text{ k N/m}^2$$

$$= (1 - \sin 6^\circ) \times 279 \times \tan \left( \frac{2}{3} \times 6^\circ \right)$$

$$= 17,47 \text{ k N/m}^2$$

$$\sigma_3 = \gamma_3 \times z_3 \quad \rightarrow \quad f_3 = K_3 \times \sigma_3 \times \tan \frac{2}{3} \theta_3$$

$$= 17,2 \times 6$$

$$= (1 - \sin \theta_3) \times \sigma_3 \times \tan \frac{2}{3} \theta_3$$

$$= 103,2 \text{ k N/m}^2$$

$$= (1 - \sin 21^\circ) \times 103,2 \times \tan \frac{2}{3} \times 21^\circ$$

$$= 16,51 \text{ k N/m}^2$$

$$\sigma_4 = \gamma_4 \times z_4 \quad \rightarrow \quad f_4 = K_4 \times \sigma_4 \times \tan \frac{2}{3} \theta_4$$

$$= 18 \times 2$$

$$= (1 - \sin \theta_4) \times \sigma_4 \times \tan \frac{2}{3} \theta_4$$

$$= 36 \text{ k N/m}^2$$

$$= (1 - \sin 25^\circ) \times 36 \times \tan \frac{2}{3} \times 25^\circ$$

$$= 6,222 \text{ k N/m}^2$$

$$L' = 15 \times 0,8$$

$$= 12 \text{ m}$$

$$f_{av(1)} = \frac{0 + f_1}{2}$$

$$= \frac{0 + 9,2}{2}$$

$$= 4,6 \text{ k N/m}^2$$

$$f_{av(2)} = \frac{f_1 + f_2}{2}$$

$$= \frac{9,2 + 17,47}{2}$$

$$= 13,335 \text{ k N/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_{av(3)} &= \frac{f_2 + f_3}{3} \text{ dibagi tiga karena sudah melebihi } L' \\
 &= \frac{17,47 + 16,51}{3} \\
 &= 11,32 \text{ k N/m}^2
 \end{aligned}$$

$$f_{av(4)} = 11,32 \text{ k N/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 p &= \pi D \\
 &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= p\Delta L_1 f_{av(1)} + p\Delta L_2 f_{av(2)} + p\Delta L_3 f_{av(3)} \\
 &= 2,5 \times 6 \times 4,6 + 2,5 \times 18 \times 13,335 + 2,5 \times 6 \times 11,32 + 2,5 \times 2 \times 11,32 \\
 &= 751,995 \text{ k N/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{all}} &= \frac{Q_s}{SF} \\
 &= \frac{751,995}{3} \\
 &= 250,665 \text{ k N/m}^2
 \end{aligned}$$

Jika digabung antara  $Q_{all}(p) + Q_{all}(s)$  maka  $Q_{all}(total)$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= 203,106 + 250,665 \\
 &= 453,771 \text{ k N/m}^2
 \end{aligned}$$

#### 4.5 Daya Dukung Kelompok Tiang

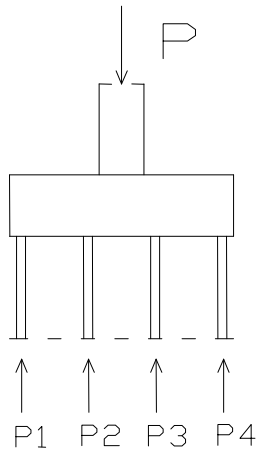
Gaya Yang bekerja pada kelompok tiang :

1. Gaya sentris yaitu gaya yang bekerja berimpit dengan pusat berat kelompok tiang.
2. Gaya sentris dengan momen. Momen yang terjadi akibat gaya tak sentris, gaya horizontal tak sebidang dengan dasar poer dan akibat desain kolom yang tidak simetris.

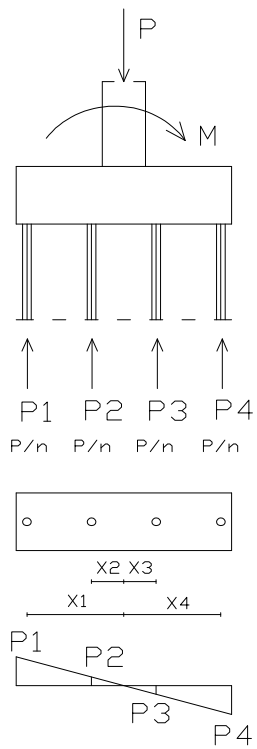
Anggapan yang digunakan dalam perhitungan adalah poer dianggap kaku sempurna, jika menerima momen poer dianggap miring tetapi tetap datar.

Beban sentris dibagi merata pada seluruh tiang sehingga dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$P_n = \frac{\sum V}{n}$$



Beban sentris dengan momen :



$$\Sigma M = 0$$

$$M = P_1 X_1 + P_2 X_2 + P_3 X_3 + P_4 X_4$$

$$\frac{P_2}{P_1} = \frac{X_2}{X_1}$$

$$P_2 = \frac{X_2}{X_1} P_1$$

$$P_3 = \frac{X_3}{X_1} P_1$$

$$P_4 = \frac{X_4}{X_1} P_1$$

$$M = P_1 \times X_1 + P_1 \frac{X_2^2}{X_1} + P_1 \frac{X_3^2}{X_1} + P_1 \frac{X_4^2}{X_1}$$

$$= \frac{P_1}{X_1} (X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 + X_4^2)$$

$$= \frac{P_1}{X_1} \sum X^2$$

$$P_1 = \frac{M X_1}{\sum X^2}$$

Sehingga jika di gabung akibat beban sentris dan momen menjadi:

$$P_1 = \frac{\sum V}{n} + \frac{M X_1}{\sum X^2}$$

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M X_{\max}}{\sum X^2}$$

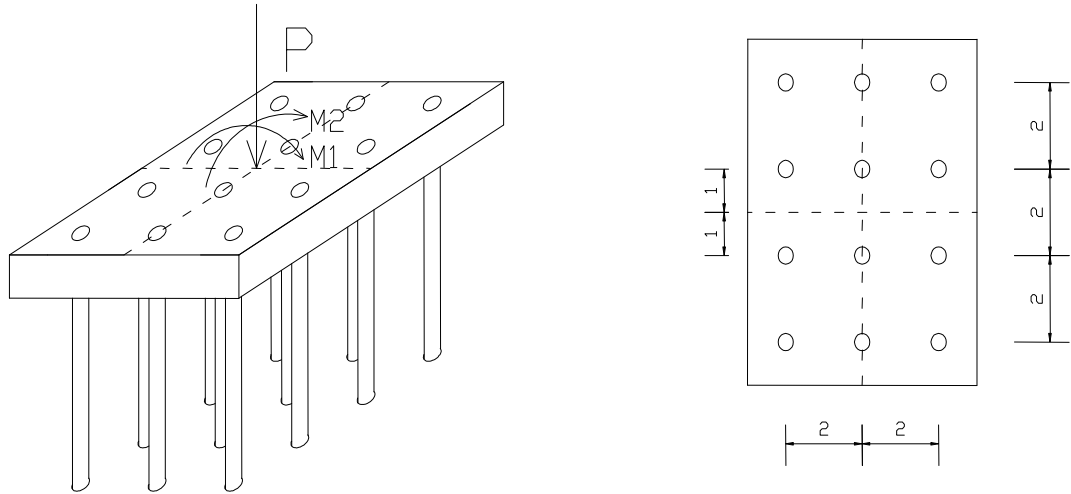
Dengan:

$\sum V$  = jumlah semua beban vertikal termasuk poer dan tanah di atasnya

$M$  = jumlah semua momen yang bekerja pada pondasi

$\sum X^2$  = momen inersia kelompok tiang

Contoh Soal 1:



$$M_x = M_1 = 60 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_2 = 90 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma V = 180 \text{ kN}$$

Ditanyakan:

Tentukan  $P$  maksimum dan  $P$  minimum ?

Jawaban:

Jumlah tiang ( $n$ ) = 12 pile

$$P_i = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_x}{\Sigma n_x (2x_i^2)} x_i + \frac{M_y}{\Sigma n_y (2y_i^2)} y_i$$

$$P \text{ maksimum} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_x}{n_x (2x_1^2)} x_1 + \frac{M_y}{n_y (2y_2^2 + 2y_1^2)} y_1$$

$$= \frac{180}{12} + \frac{60}{4(2 \cdot 2^2)} 2 + \frac{90}{3(2 \cdot 1^2 + 2 \cdot 3^2)} 3$$

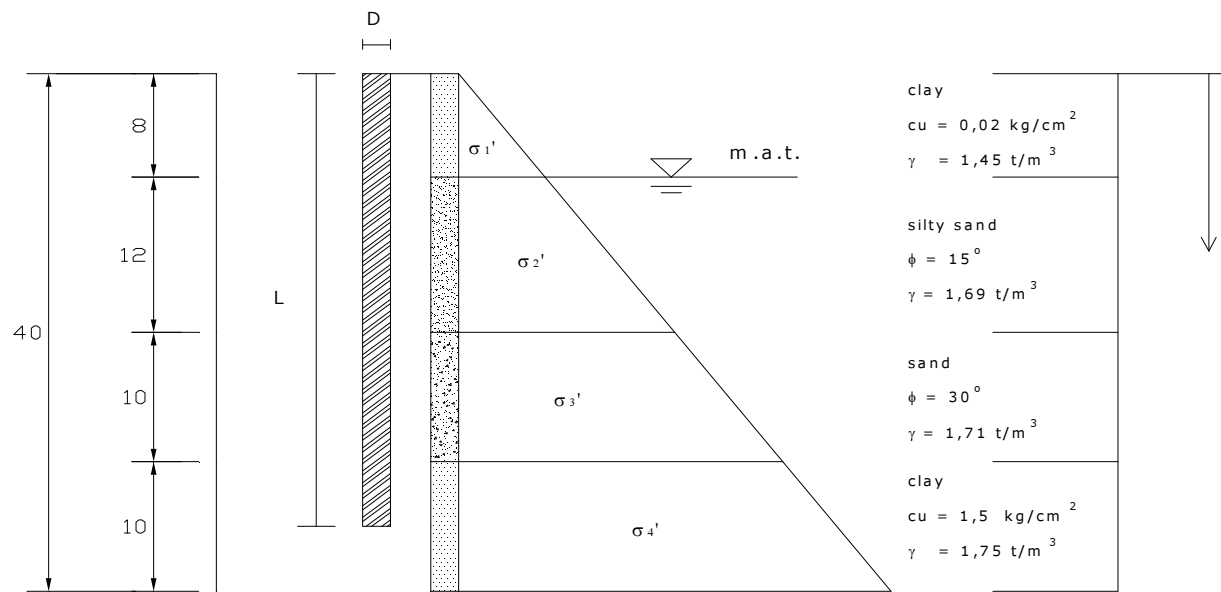
$$= 15 + 3,75 + 4,5$$



$$= 23,25 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 P \text{ minimum} &= \frac{\sum V}{n} - \frac{M_x}{n_x(2x_1^2)} x_1 - \frac{M_y}{n_y(2y_1^2 + 2y_2^2)} y_1 \\
 &= \frac{180}{12} - \frac{60}{4(2 \cdot 2^2)} 2 - \frac{90}{3(2 \cdot 1^2 + 2 \cdot 3^2)} 3 \\
 &= 15 - 3,75 - 4,5 \\
 &= 6,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Diketahui suatu pondasi tiang pancang dengan ketentuan:



$$L = 35 \text{ m}$$

$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 p &= \pi D \\
 &= \pi \times 0,4 \\
 &= 1,257 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_x = 30 \text{ t}$$

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

### 1. Kapasitas daya dukung aksial pondasi untuk $d = 0,4 \text{ m}$

Kapasitas daya dukung geser:

$$Q_s = \sum p \alpha c_u \Delta L + \sum p f_{av} \Delta L$$

Lapisan tanah 1:

- Pada permukaan tanah 0 m

$$f_0 = 0$$

Pengaruh geser diasumsikan berlaku maksimum sampai kedalaman

15D yaitu :

$$L' = 15D$$

$$= 15 \times 0,4$$

$$= 6 \text{ m}$$

- Pada kedalaman 8m

$$c_u = 0,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 20 \text{ t/m}^2$$

Dari grafik diperoleh nilai :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,022 + 0,25 & \rightarrow & f_1 = \alpha_1 c_{u1} \\ &= 0,272 & & = 0,272 \times 20 \end{aligned}$$

$$= 5,44 \text{ t/m}^2$$

Besar nilai  $f_{av}$  pada  $L' = 4,5$  m adalah:

$$\frac{f_{1(8)}}{L_1} = \frac{f_{1(4,5)}}{L'}$$

$$\frac{5,44}{8} = \frac{f_{1(4,5)}}{6}$$

$$0,68 = \frac{f_{1(4,5)}}{6}$$

$$f_{1(4,5)} = 4,08 \text{ t/m}^2$$

$$f_{av(>4,5)} = f_{1(4,5)}$$

$$= 4,08 \text{ t/m}^2$$

$$f_{av(1)} = \frac{(f_{1(4,5)} - f_0)}{2}$$

$$= \frac{(4,08 - 0)}{2}$$

$$= 2,04 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{s(<4,5)} = pf_{av(1)}\Delta L \quad \rightarrow \Delta L = 4,5 \text{ m}$$

$$= 1,257 \times 2,04 \times 6$$

$$= 15,385 \text{ t}$$

$$Q_{s(4,5-8)} = pf_{av(>4,5)}\Delta L \quad \rightarrow \Delta L = 3,5 \text{ m}$$

=

$$= 10,257 \text{ t}$$

$$Q_{s1} = 15,385 + 10,257$$

$$= 25,642 \text{ t}$$

Lapisan tanah 2:

$$f_{av(2)} = 4,08 \text{ t/m}^2$$

Nilai kapasitas daya dukung geser pada kedalaman 8 - 20 m:

$$Q_{s2} = pf_{av(2)}\Delta L \quad \rightarrow \Delta L = 12 \text{ m}$$

$$= 1,257 \times 4,08 \times 12$$

$$= 61,54 \text{ t}$$

Lapisan tanah 3:

- Pada kedalaman 20 - 30 m

$$f_{av(3)} = 4,08 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{s3} = pf_{av(3)}\Delta L \quad \rightarrow \Delta L = 10 \text{ m}$$

$$= 1,257 \times 4,08 \times 5$$

$$= 51,286 \text{ t}$$

Lapisan tanah 4:

- Pada kedalaman 30 - 40 m

$$f_{av(4)} = 4,08 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{s3} = pf_{av(4)}\Delta L \rightarrow \Delta L = 5 \text{ m}$$

$$= 1,257 \times 4,08 \times 5$$

$$= 25,643 \text{ t}$$

Nilai kapasitas daya dukung geser total

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4}$$

$$= 25,642 + 61,54 + 51,286 + 25,643$$

$$= 164,111 \text{ t}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_s}{SF}$$

$$= \frac{164,111}{3}$$

$$= 54,704 \text{ t}$$

## 2. Desain Pondasi

Jumlah beban aksial total :

$$V = 125 \text{ t}$$

Berat poer (diperkirakan) :

$$V_{poer} = 10 \text{ t}$$

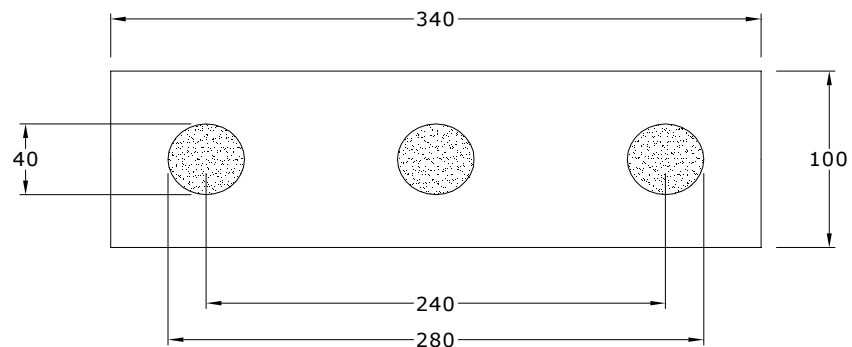
Jumlah tiang yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V}{Q_{all}} \\
 &= \frac{125}{54,704} \\
 &= 2,285 \text{ tiang} \approx 3 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 s &= (2,5 - 6) D \rightarrow \text{ambil} \quad s = 3D \\
 &= 3 \times 0,4 \\
 &= 1,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga susunan tiang menjadi:



Dimensi poer:

$$\text{Panjang} = 340 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar} = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal poer} = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Berat poer } (V_{\text{poer}}) = 3,4 \times 1 \times 0,75 \times 2,4$$

$$= 6,12 \text{ t} < 10 \text{ t (perkiaan OK)}$$

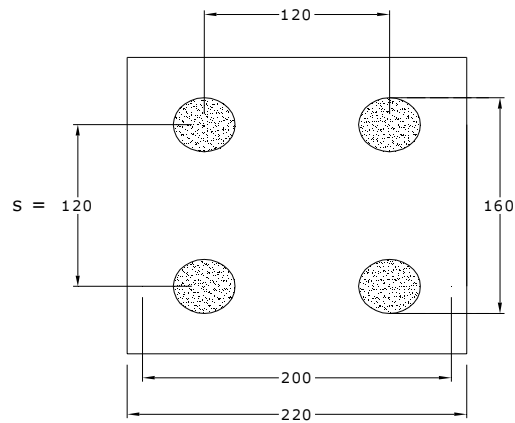
Distribusi gaya yang bekerja pada kelompok tiang :

$$\begin{aligned}V_{\text{tot}} &= V + V_{\text{poer}} \\ &= 125 + 6,12 \\ &= 131,12 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{\text{maks}} &= \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x}{\sum n_x (2x_i^2)} x_1 + \frac{M_y}{\sum n_y (2y_i^2)} y_1 \leq Q_{\text{all}} \\ &= \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x}{n_x (2x_1^2)} x_1 + \frac{M_y}{n_y (2y_1^2)} y_1 \leq Q_{\text{all}} \\ &= \frac{131,12}{3} + \frac{30}{1 \times 2 \times 1,2^2} \times 1,2 + \frac{20}{0 \times 2 \times 0^2} \times 0 \leq Q_{\text{all}} \\ &= 56,207 \text{ t} > 54,704 \text{ t (tidak OK)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{\text{min}} &= \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x}{\sum n_x (2x_i^2)} x_1 + \frac{M_y}{\sum n_y (2y_i^2)} y_1 \leq Q_{\text{all}} \\ &= \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x}{n_x (2x_1^2)} x_1 + \frac{M_y}{n_y (2y_1^2)} y_1 \leq Q_{\text{all}} \\ &= \frac{131,12}{3} - \frac{30}{1 \times 2 \times 1,2^2} \times 1,2 - \frac{20}{0 \times 2 \times 0^2} \times 0 \leq Q_{\text{all}} \\ &= 31,207 \text{ t} < 54,704 \text{ t (OK)}\end{aligned}$$

Karena  $P_{\text{maks}}$  tidak memenuhi syarat dicoba dengan 4 tiang:



Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 s &= (2,5 - 6) D \rightarrow \text{ambil} & s &= 3D \\
 &= 3 \times 0,4 \\
 &= 1,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dimensi poer:

Panjang = 220 cm

Lebar = 220 cm

Tebal poer = 75 cm

$$\begin{aligned}
 \text{Berat poer } (W_{poer}) &= 2,2 \times 2,2 \times 0,75 \times 2,4 \\
 &= 8,712 \text{ t} < 10 \text{ t (perkiraan OK)}
 \end{aligned}$$

Distribusi gaya yang bekerja pada kelompok tiang :

Cek terhadap beban tetap:

$$\begin{aligned}
 V_{tot} &= V + V_{poer} \\
 &= 125 + 8,712
 \end{aligned}$$



$$= 133,712 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{maks}} &= \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x}{n_x(2x_1^2)} x_1 + \frac{M_y}{n_y(2y_1^2)} y_1 \leq Q_{\text{all}} \\ &= \frac{156,12}{4} + \frac{30}{2 \times 2 \times 0,6^2} \times 0,6 + \frac{20}{2 \times 2 \times 0,6^2} \times 0,6 \\ &= 53,613 \text{ t} > 54,704 \text{ t (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{min}} &= \frac{\sum V}{n} - \frac{M_x}{n_x(2x_1^2)} x_1 - \frac{M_y}{n_y(2y_1^2)} y_1 \leq Q_{\text{all}} \\ &= \frac{156,12}{4} - \frac{30}{2 \times 2 \times 0,6^2} \times 0,6 - \frac{20}{2 \times 2 \times 0,6^2} \times 0,6 \\ &= 11,947 \text{ t} > 54,704 \text{ t (OK)} \end{aligned}$$

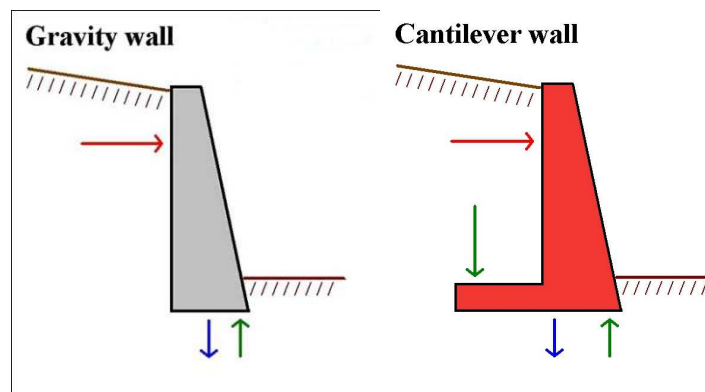
## BAB V. DINDING PENAHAN TANAH

### 5.1 Umum

Dinding penahan tanah merupakan komponen struktur yang dibangun untuk menahan massa tanah pada tanah yang berkontur atau tanah yang memiliki elevasi yang berbeda, misalnya untuk jalan raya dan bangunan pada lereng. Bangunan dinding penahan umumnya terbuat dari bahan kayu, pasangan batu, beton hingga baja, sekarang sering juga dipakai produk bahan sintetis mirip kain tebal atau sebagai dinding penahan tanah yang sering disebut sebagai *geo textile* atau *geo syntetic*.

### 5.2 Klasifikasi Dinding Penahan

Berdasarkan bentuk dan penahanan terhadap tanah, dinding penahan dapat klasifikasikan ke dalam beberapa bentuk, yaitu: dinding gravitasi (*gravity retaining wall*), dinding semi gravitasi, dinding kantilever dan dinding penahan tanah dari perkuatan geosintetik. Dinding gravitasi merupakan dinding penahan tanah yang mengandalkan berat bahan sebagai penahan tanah umumnya berupa pasangan batu atau bronjong batu (*gabion*). Dinding kantilever dibuat dengan kombinasi pondasi dan dinding beton bertulang untuk menahan beban tanah. Sedangkan dinding penahan tanah dari geosintetik mengandalkan kekuatan bahan geosintetik untuk menahan tanah.



### 5.3 Tekanan Lateral Tanah

Untuk dapat memperkirakan dan menghitung kestabilan dinding penahan, diperlukan menghitung tekanan ke arah samping (lateral). Karena massa tanah berupa butiran, maka saat menerima tegangan normal baik akibat beban yang diterima tanah yaitu berupa berat bangunan di atas tanah dan akan menyebabkan tekanan tanah ke arah tegak lurus atau ke arah samping. Tegangan inilah yang disebut sebagai tegangan tanah lateral (*lateral earth pressure*). Pengetahuan tentang tegangan lateral ini diperlukan untuk pendekatan perancangan kestabilan. Tekanan tanah lateral dibedakan menjadi tekanan tanah lateral aktif dan tekanan lateral pasif. Tekanan lateral aktif adalah tekanan lateral yang ditimbulkan tanah secara aktif pada struktur yang dibuat. Sedangkan tekanan lateral pasif merupakan tekanan yang timbul pada tanah saat menerima beban struktur yang kita salurkan pada secara lateral. Besarnya tekanan tanah sangat dipengaruhi oleh fisik tanah, sudut geser, dan kemiringan tanah terhadap bentuk struktur dinding penahan.

### 5.4 Angka Keamanan

Suatu dinding penahan tanah (*retaining wall*) dapat dinyatakan aman apabila memenuhi syarat keamanan. Syarat keamanan tersebut adalah aman terhadap momen pengguling serta aman terhadap gaya penggeser. Syarat angka keamanan terhadap momen pengguling sebesar 2,0 sedangkan syarat angka keamanan terhadap gaya penggeser adalah 1,5.

$$SF = \frac{Mr}{Md} \dots\dots\dots (1)$$

dengan:

Mr adalah jumlah momen penahan gelincir (momen resisting)

Md adalah momen penyebab gelincir (momen driving)

$$SF = \frac{Fr}{Fd} \dots\dots\dots (2)$$

dengan:

Fr adalah gaya penahan geser

Fd adalah gaya penggeser

## 5.5 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

### 1. Tekanan Tanah Aktif Tidak Berkohesi

Suatu dinding penahan tanah dalam keseimbangan menahan tekanan tanah horizontal dapat dihitung berdasarkan koefisien tanah aktif ( $K_a$ ) yang merupakan konstanta yang merubah tekanan vertikal ke tekanan tanah horizontal, dengan kedalaman tertentu ( $H$ ) dan berat volume ( $\gamma$ ). Sehingga besar tekanan tanah aktifnya dapat dituliskan menjadi:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Dengan :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$\phi$  = sudut geser tanah

Untuk tanah miring persamaannya menjadi:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \cos \beta$$

Dengan :

$$K_a = \left( \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}} \right)$$

$\phi$  = sudut geser tanah

$\beta$  = sudut kemiringan tanah

### 2. Tekanan Tanah Aktif Berkohesi

Kohesi pada tanah adalah lekatan antara butir-butir penyusun tanah. Untuk tanah berkohesi misalkan tanah lempung biasanya sudut geser tanah sangat kecil sampai dengan nol. Nilai kohesi ini akan mengurangi tekanan tanah aktif. Sehingga persamaan tekanan tanah aktif untuk tanah berkohesi adalah:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2 c K_a H$$

Dengan:

$c$  = nilai kohesi tanah

Untuk tanah miring persamaannya menjadi:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \cos \beta - 2 c K_a H$$

Dengan :

$$K_a = \left( \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}} \right)$$

$\phi$  = sudut geser tanah

$\beta$  = sudut kemiringan tanah

### 3. Tekanan Tanah Pasif Tidak Berkohesi

Dalam kondisi tertentu suatu dinding penahan tanah dapat terdorong kearah tanah yang ditahan akibat pengaruh tekanan tanah aktif. Arah tekanan tanah pasif berlawanan dengan arah tekanan tanah aktif. Tekanan tanah pasif dirumuskan :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

Dengan :

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Untuk tanah miring persamaannya menjadi:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \cos \beta$$

Dengan :

$$K_p = \left( \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}} \right)$$

$\phi$  = sudut geser tanah

#### 4. Tekanan Tanah Pasif Berkohesi

Untuk tanah yang berkohesi tekanan tanah pasifnya menjadi:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 - 2 c K_p H$$

Dengan:

$c$  = nilai kohesi tanah

Untuk tanah miring persamaannya menjadi:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \cos \beta - 2 c K_p H$$

Dengan :

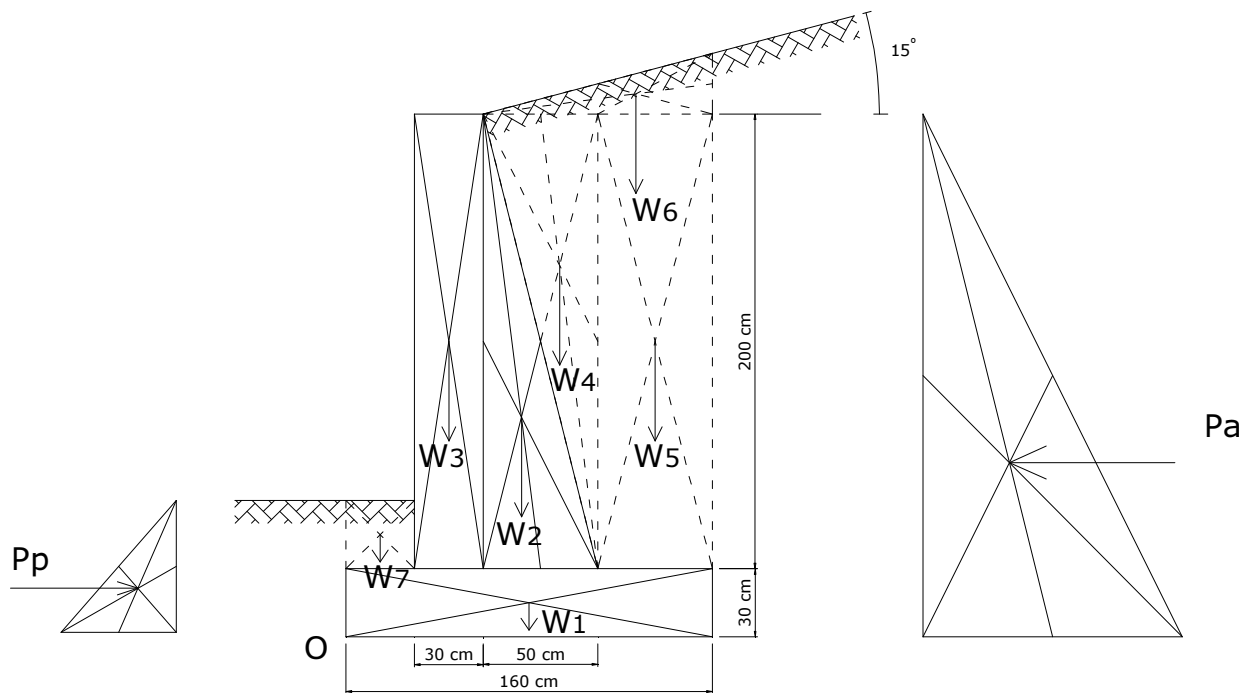
$$K_p = \left( \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}} \right)$$

$\phi$  = sudut geser tanah

$\beta$  = sudut kemiringan tanah

Contoh Soal:

Diketahui suatu konstruksi dinding penahan tanah (retaining wall) seperti gambar, dengan data-data seperti dibawah. Hitunglah angka keamanan dari dinding penahan tanah (retaining wall).



$$\gamma_t = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$c = 5 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$$

Jawaban:

$$\begin{aligned} K_a &= \left( \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}} \right) \\ &= \left( \frac{\cos 15 - \sqrt{(\cos^2 15 - \cos^2 20)}}{\cos 15 + \sqrt{(\cos^2 15 - \cos^2 20)}} \right) \\ &= \left( \frac{0,966 - \sqrt{(0,933 - 0,833)}}{0,966 + \sqrt{(0,933 - 0,833)}} \right) \\ &= \left( \frac{0,966 - \sqrt{0,1}}{0,966 + \sqrt{0,1}} \right) \end{aligned}$$

$$= \left( \frac{0,966 - 0,316}{0,966 + 0,316} \right)$$

$$= \frac{0,65}{1,282}$$

$$= 0,507$$

$$K_p = \left( \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}} \right)$$

$$= \left( \frac{\cos 15 + \sqrt{(\cos^2 15 - \cos^2 20)}}{\cos 15 - \sqrt{(\cos^2 15 - \cos^2 20)}} \right)$$

$$= \left( \frac{0,966 + \sqrt{(0,933 - 0,833)}}{0,966 - \sqrt{(0,933 - 0,833)}} \right)$$

$$= \left( \frac{0,966 + \sqrt{0,1}}{0,966 - \sqrt{0,1}} \right)$$

$$= \left( \frac{0,966 + 0,316}{0,966 - 0,316} \right)$$

$$= \frac{1,282}{0,65}$$

$$= 1,97$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma t H^2 \cos \beta$$

$$= 0,5 \times 0,507 \times 2,2 \times 2,3^2 \times \cos 15^\circ$$

$$= 2,85 \text{ t}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma t H^2$$

$$= 0,5 \times 1,97 \times 2,2 \times 0,6^2$$



$$= 0,78 \text{ t}$$

$$W_1 = A_1 \times \gamma_b = 0,3 \times 1,6 \times 2,4 = 1,152 \text{ t}$$

$$W_2 = A_2 \times \gamma_b = 0,5 \times 0,5 \times 2 \times 2,4 = 1,2 \text{ t}$$

$$W_3 = A_3 \times \gamma_b = 0,3 \times 2 \times 2,4 = 1,44 \text{ t}$$

$$W_4 = A_4 \times \gamma_t = 0,5 \times 0,5 \times 2 \times 2,2 = 1,1 \text{ t}$$

$$W_5 = A_5 \times \gamma_t = 0,5 \times 2 \times 2,2 = 2,2 \text{ t}$$

$$W_6 = A_6 \times \gamma_t = 0,5 \times 1 \times 0,134 \times 2,2 = 0,147 \text{ t}$$

$$W_7 = A_7 \times \gamma_t = 0,3 \times 0,3 \times 2,2 = 0,198 \text{ t}$$

$$W_{\text{total}} = 7,437 \text{ t}$$

Jarak gaya setiap segmen terhadap titik O.

Segmen penahan guling:

$$W_1 \rightarrow X_1 = \frac{1}{2} \times 160 = 80 \text{ cm} = 0,8 \text{ m}$$

$$W_2 \rightarrow X_2 = \frac{1}{3} \times 50 + 60 = 76,67 \text{ cm} = 0,77 \text{ m}$$

$$W_3 \rightarrow X_3 = \frac{1}{2} \times 30 + 30 = 45 \text{ cm} = 0,45 \text{ m}$$

$$W_4 \rightarrow X_4 = \frac{2}{3} \times 50 + 60 = 93,33 \text{ cm} = 0,93 \text{ m}$$

$$W_5 \rightarrow X_5 = \frac{1}{2} \times 50 + 110 = 135 \text{ cm} = 1,35 \text{ m}$$

$$W_6 \rightarrow X_6 = \frac{2}{3} \times 100 = 66,67 \text{ cm} = 0,67 \text{ m}$$

$$W_7 \rightarrow X_7 = \frac{1}{2} \times 30 = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$P_p \rightarrow X_8 = \frac{1}{3} \times 60 = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

Segmen pengguling:

$$P_a \rightarrow X_9 = \frac{1}{3} \times 230 = 76,67 \text{ cm} = 0,77 \text{ m}$$

Keamanan terhadap momen pengguling (momen terhadap titik O):

Momen penahan guling:

$$M_1 = W_1 \times X_1 = 1,152 \times 0,8 = 0,922 \text{ tm}$$

$$M_2 = W_2 \times X_2 = 1,2 \times 0,77 = 0,924 \text{ tm}$$

$$M_3 = W_3 \times X_3 = 1,44 \times 0,45 = 0,648 \text{ tm}$$

$$M_4 = W_4 \times X_4 = 1,1 \times 0,93 = 1,023 \text{ tm}$$

$$M_5 = W_5 \times X_5 = 2,2 \times 1,35 = 2,970 \text{ tm}$$

$$M_6 = W_6 \times X_6 = 0,147 \times 0,67 = 0,098 \text{ tm}$$

$$M_7 = W_7 \times X_7 = 0,198 \times 0,15 = 0,03 \text{ tm}$$

$$M_p = P_p \times X_8 = 0,77 \times 0,2 = 0,154 \text{ tm}$$

$$M_r = 6,769 \text{ tm}$$

Momen pengguling:

$$M_a = P_a \times X_9 = 2,8 \times 0,77 = 2,156 \text{ tm}$$

$$M_o = 2,156 \text{ tm}$$

Angka keamanan (SF) terhadap guling/overtuning:

$$SF = \frac{M_r}{M_o} = \frac{6,769}{2,156} = 3,1 \rightarrow (\text{OK karena sudah lebih dari 2})$$

Angka keamanan terhadap sliding/geser:

$$SF = \frac{W_{\text{total}} \tan \phi + c B + P_p}{P_a}$$
$$= \frac{7,437 \tan 20^\circ + 5 \times 1,6 + 0,78}{2,85}$$

$$= \frac{2,707 + 8 + 0,78}{2,85} = 4,03 \rightarrow (\text{OK karena sudah lebih dari } 1,5)$$