

BAB II

TINJAUAN UMUM PONDASI TIANG PANCANG

2.1 Pengertian Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang adalah suatu struktur pondasi berbentuk tiang yang penempatannya pada lapisan tanah pendukung dilakukan dengan cara dipancang menggunakan alat pemancang. Sistem kerja pondasi jenis ini dikaitkan dengan kapasitas dukung tanah, didasarkan pada kapasitas dukung pada ujung bawah tiang maupun lekatan tanah pada selimut tiang pancang. Dengan demikian, selain memiliki kemampuan untuk menahan gaya desak, pondasi tiang pancang juga memiliki kemampuan untuk menahan gaya tarik akibat dari adanya lekatan tanah pada permukaan keliling tiang pancang.

2.2 Dasar-dasar Analisis Perencanaan

Penentuan jenis pondasi pada suatu struktur tanah harus memperhitungkan berbagai faktor yang terkait dalam perencanaannya.

Faktor-faktor yang terkait dengan perencanaan pondasi tiang pancang dapat diuraikan sebagai berikut:

1. jenis struktur bangunan yang akan didukung oleh pondasi,
2. sistem gaya yang bekerja pada struktur pondasi,

3. data karakteristik lapisan tanah pendukung,
4. tingkat kemudahan dan kepraktisan dalam pengerjaan,
5. sebagai pendekatan dalam menentukan jenis pondasi tiang pancang, K. Basah Suryolelono (1994) memberikan batasan yaitu perbandingan antara kedalaman tanah yang direncanakan mampu untuk menahan beban yang bekerja (D) dengan tebal pondasi (B) harus lebih besar atau sama dengan 10.

2.3 Sistem Gaya-gaya yang Bekerja pada Pondasi Tiang Pancang

2.3.1 Gaya-gaya pada saat layan

1. Tiang pancang tunggal

Jenis tiang pancang tunggal sangat jarang dijumpai dalam praktek di lapangan. Walaupun demikian analisis terhadap tiang pancang tunggal merupakan dasar dari perhitungan terhadap pondasi kelompok. Gaya-gaya yang diakibatkan oleh struktur atas yang didukung oleh pondasi seperti momen, aksial dan gaya geser/lateral seluruhnya ditahan oleh struktur pondasi tunggal.

2. Kelompok tiang pancang

Pada dasarnya gaya yang bekerja pada pondasi tiang pancang kelompok seperti aksial dan gaya geser/lateral sama seperti pada tiang tunggal, hanya saja gaya yang diterima oleh masing-masing tiang dilakukan dengan cara membagi antara gaya yang terjadi dengan jumlah pondasi

tiang pancang yang ada. Khusus untuk momen, pendistribusian gaya ke masing-masing pondasi adalah dengan mengkonversikan momen tersebut menjadi gaya tarik atau desak. Untuk lebih jelasnya, hal ini akan dibahas lebih lanjut pada bagian pembahasan daya dukung tiang pancang kelompok.

2.3.2 Gaya akibat pengangkatan

Selain memperhitungkan kapasitas dukung pada saat layan, pondasi tiang pancang prategang juga harus diperhitungkan terhadap gaya pengangkatan. Akibat dari pengangkatan ini akan menimbulkan momen pada tiang pancang, sehingga akan menimbulkan tarikan pada salah satu sisi beton. Pada umumnya, ada dua macam model pengangkatan yang sering dilakukan yaitu pengangkatan untuk memindahkan posisi tiang pancang (gambar 2.1), serta pengangkatan yang dilakukan untuk mendirikan tiang pancang guna keperluan pemancangan ke dalam tanah (gambar 2.2).

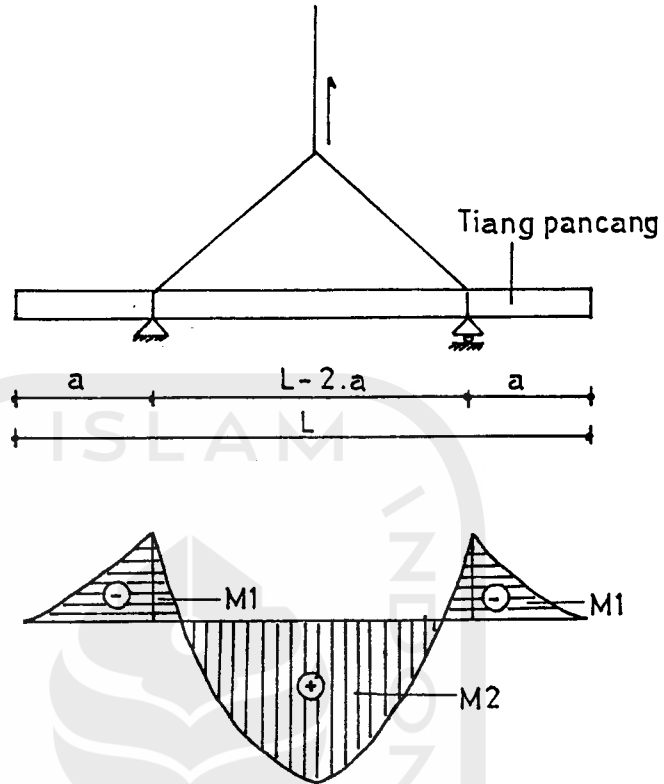
1. Pondasi diangkat pada dua titik.

Akibat model pengangkatan seperti ditunjukkan pada gambar 2.1, akan menimbulkan momen positif maupun momen negatif. Oleh karena itu harus diatur titik-titik pengangkatan pada tiang pancang tersebut agar menghasilkan $M_{max} = M_{min}$.

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot (L - 2 \cdot a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$M_1 = M_2$$



Gambar 2.1. Pengangkatan pada dua titik.

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot (L - 2.a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$\frac{(L^2 - 4.a.L + 4.a^2)}{8} - a^2 = 0$$

$$a = 0,207.L$$

$$M_1 = M_2 \dots \dots \dots (2.1)$$

dengan:

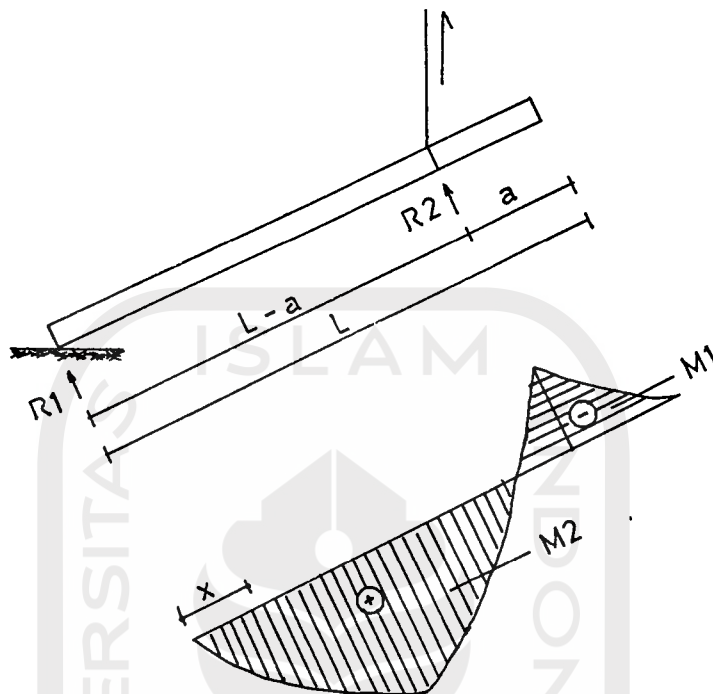
L = panjang tiang pancang (m)

q = berat sendiri tiang pancang (t/m')

M_1 = momen negatif (tm)

M_2 = momen positif (tm)

2. Pondasi tiang pancang diangkat pada satu titik



Gambar 2.2. Pengangkatan pada satu titik

Pada posisi ini juga diusahakan $M_{\max} = M_{\min}$ sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \\
 R_1 &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L-a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2}{(L-a)} \\
 &= \frac{q \cdot (L-a)}{2} - \frac{q \cdot a^2}{2(L-a)} \\
 &= \frac{q \cdot L^2 - 2 \cdot a \cdot q \cdot L}{2(L-a)}
 \end{aligned}$$

$$M_x = R_1 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2$$

Menentukan letak M_{max} pada tiang

$$\text{Syarat ekstrim; } \frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$R_1 - q \cdot x = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)}$$

$$\begin{aligned} M_{max} = M_2 &= R_1 \cdot \frac{(L^2 - 2 \cdot a \cdot L)}{2(L-a)} - \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left[\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right]^2 \\ &= \frac{1}{2} \left[\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right]^2 \cdot q \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left[\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right]^2$$

$$a = \left[\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right] \Rightarrow 2 \cdot a^2 - 4 \cdot a \cdot L + L^2 = 0$$

$$a = 0,29 \cdot L$$

$$M_1 = M_2 \dots \dots \dots (2.2)$$

2.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Kapasitas Dukung Tanah

2.4.1 Kapasitas dukung tiang pancang tunggal

Daya dukung tiang pancang prategang dapat dihitung dengan berbagai macam formula. Khusus dalam pembahasan ini hanya akan dipakai dua rumus untuk menentukan daya dukung tiang terhadap gaya vertikal dan sebuah rumus untuk

menentukan daya dukung terhadap gaya lateral/geser dan momen.

1. Kapasitas dukung tiang berdasarkan Pengujian Penetrasi Kerucut (Penyondiran)/"Cone Penetration Test" (CPT)

Metode CPT ini sudah umum dipergunakan dan memiliki kelebihan yaitu tingkat keakuratan yang cukup baik karena penyelidikan tanah langsung dilakukan di lapangan sehingga kondisi tanah masih asli. Dengan demikian diharapkan hasilnya akan mendekati kondisi yang sesungguhnya.

Sistem kerja alat ini akan menghasilkan suatu nilai kapasitas dukung ujung (konis) dan lekatan/gesekan yang terjadi sehingga diperoleh nilai dukung total tiang dari hasil pengujian tersebut. Kapasitas dukung yang dihasilkan berupa kapasitas dukung terhadap desak dan tarik.

Cara menentukan nilai kapasitas dukung berdasarkan data hasil penyondiran seperti pada gambar 2.3, dapat digunakan rumus Belanda sebagai berikut:

$$P_a = A_p \cdot q_c + \frac{k \cdot q_f}{SF_2} \dots \dots \dots (2.3)$$

$$R_{P1} = \sum R_n / n = (R_1 + R_2 + \dots + R_8) / 8$$

$$R_{P2} = \sum R_{n'} / n' = (R_1' + R_2' + \dots + R_4') / 4$$

$$q_c = \frac{R_{p1} + R_{p2}}{2} \dots \dots \dots (2.4)$$

$$\frac{q_c}{SF} = \frac{q_c}{SF} \Rightarrow SF = 2 \dots \dots \dots (2.5)$$

dengan:

P_a = kapasitas dukung tiang desak (kg),

q_c = nilai perlawanan ujung konis (kg/cm^2),

A_p = luas penampang tiang pancang (cm^2),

R_{p1} = nilai rata-rata perlawanan ujung konis setebal 8 kali B (lebar tiang) dari ujung tiang ke sisi atasnya (kg/cm^2),

R_{p2} = nilai rata-rata perlawanan ujung konis setebal 4 kali B (lebar tiang) ke sebelah bawahnya (kg/cm^2),

L = panjang tiang (cm),

q_f = nilai lekatan total tanah pada kedalaman tertentu sesuai dengan tinjauan (kg/cm),

k = keliling penampang tiang,

SF_2 = angka keamanan,

untuk tanah pasir, $SF_2 = 5$

untuk tanah lempung, $SF_2 = 10$.

Kapasitas dukung tiang terhadap tarikan dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

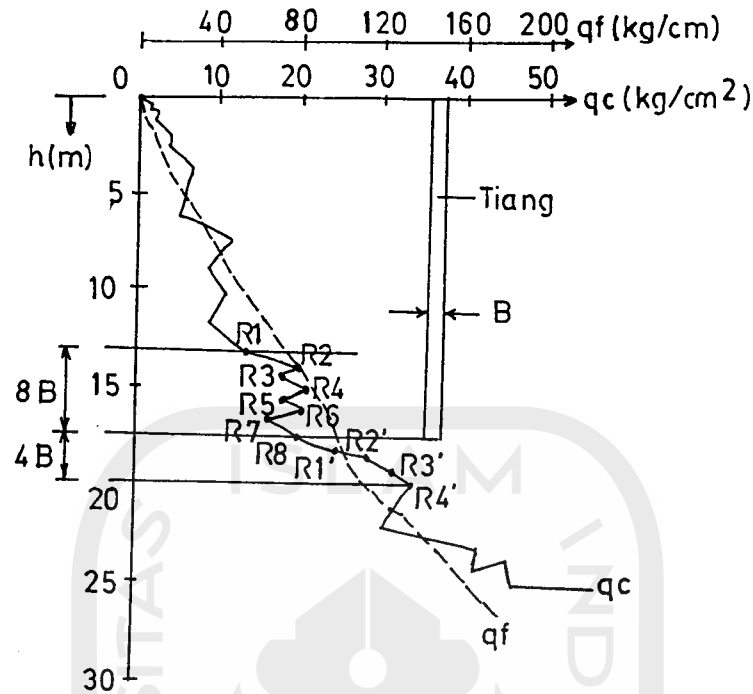
$$P_u = k \cdot q_f \dots\dots\dots (2.6)$$

$$P_a = \frac{P_u}{SF_2} \dots\dots\dots (2.7)$$

dengan:

P_u = kapasitas tahanan tiang tarik ultimit (kg)

P_a = kapasitas tahanan tiang tarik yang diijinkan (kg)



Gambar 2.3. Gambar grafik untuk menentukan kapasitas dukung tiang dengan metode Belanda.

b. Kapasitas dukung tiang pancang berdasarkan Rumus Pancang (Rumus Belanda)

Hal yang sering terjadi dalam pelaksanaan pemancangan tiang pancang prategang ke dalam tanah adalah suatu kondisi dimana saat dipancang tiang mudah sekali masuk ke dalam tanah, namun ada kalanya mengalami kesulitan. Kondisi semacam ini amat dipengaruhi oleh jenis tanah setempat yang memiliki karakteristik yang berbeda-beda. Semakin padat komposisi unsur-unsur tanah, maka makin sulit tiang masuk ke dalam tanah sehingga diperlukan tumbukan yang makin banyak.

Berdasarkan pengalaman dan perhitungan, maka salah satu rumus pancang yang dapat digunakan adalah dengan

menggunakan rumus Belanda sebagaimana tercantum di bawah ini,

$$\bar{P} = \frac{1}{F} \cdot \frac{M \cdot H}{e} \cdot \frac{1}{1 + \frac{M_T}{M}} ; F = 6 \dots \dots \dots (2.8)$$

dengan:

\bar{P} = kapasitas dukung desak tiang (ton),

H = tinggi jatuh "hammer" (cm),

M = massa "hammer" (ton),

M_T = massa tiang (ton)

e = masuknya tiang ke dalam tanah rata-rata pada 10 pukulan terakhir (cm),
 $(\frac{1}{10} \times \text{penurunan total pada 10 pukulan terakhir})$

F = angka keamanan

3. Kapasitas dukung tiang pancang terhadap gaya lateral dan momen

Gaya lateral dan momen yang bekerja pada suatu konstruksi bangunan perlu diperhitungkan sebagaimana halnya gaya aksial. Dalam menentukan kapasitas dukung satu tiang terhadap gaya lateral, perlu ditinjau karakteristik tanah dimana tiang dipancang. Menurut Broms (1964), kapasitas dukung satu tiang terhadap gaya lateral dan momen ditinjau dengan membedakan jenis tanah dasar menjadi dua jenis yaitu tanah kohesi dan non kohesi. Tanah kohesi yaitu apabila kapasitas dukung ultimat satu tiang mengandalkan lekatan yang terjadi antara permukaan tiang dengan

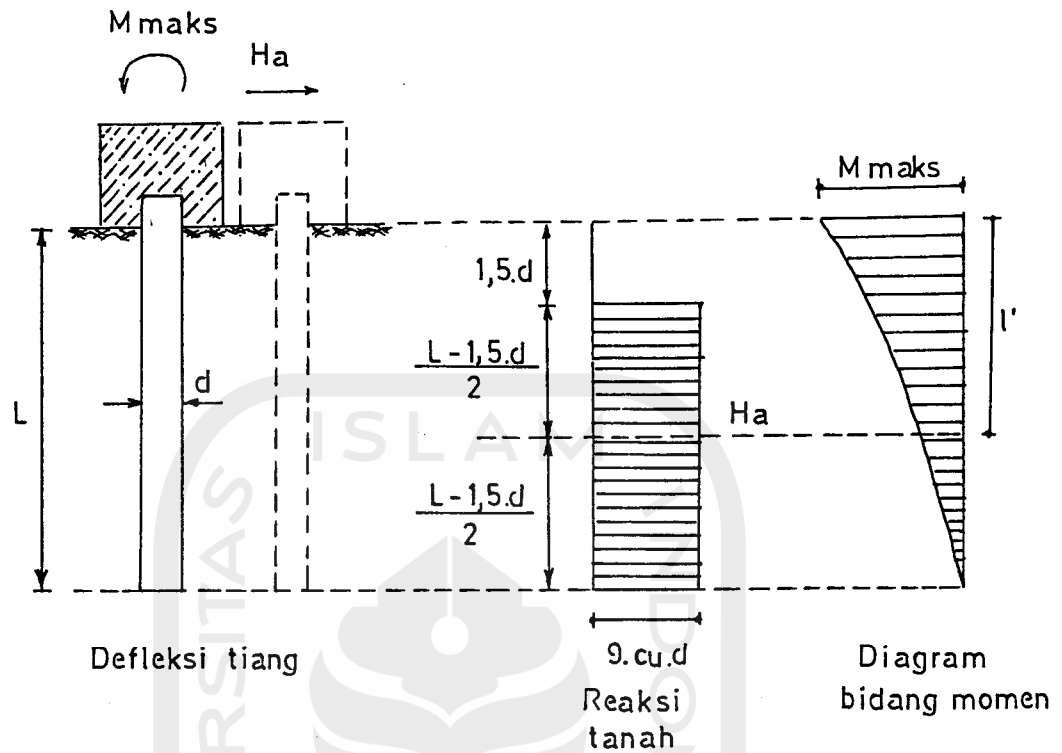
tanah di sekitarnya. Sedangkan tanah non kohesi apabila kapasitas dukung ultimatnya didasarkan pada gesekan antara butir-butir tanah dengan permukaan tiang.

a. Tiang dipancang pada tanah kohesif

Jika tiang dipancang pada tanah kohesif, maka perlawanan ultimat tanah bertambah dari permukaan sebesar $2 c_u$ (c_u = tegangan geser tanpa drainasi) menjadi $8-12 c_u$ pada kedalaman sekitar $3 d$ (d = lebar tiang) di bawah permukaan tanah. Broms beranggapan bahwa penyederhanaan distribusi perlawanan tanah adalah nol pada permukaan tanah sampai pada kedalaman $1,5 d$ dari permukaan tanah serta memiliki nilai konstan sebesar $9 c_u$ pada kedalaman tersebut sampai pada kedalaman berikutnya. Dengan anggapan di atas, diharapkan akan menimbulkan reaksi yang akan menahan gaya-gaya yang dapat menimbulkan kerusakan struktur tanah pada daerah-daerah kritis. Perhitungan selanjutnya adalah membedakan jenis tiang menjadi tiang pendek dan tiang panjang.

1) Tiang pendek

Tiang dikatakan pendek bila perbandingan antara panjang tiang (L) dan diameter/tebal tiang (d) ≤ 12 . Akibat gaya horisontal (H_a) tiang seolah-oleh tergeser ke samping, sedangkan kondisi tiang adalah seimbang (stabil) maka timbul momen untuk mengembalikan ke posisi tersebut.



Gambar 2.4. Tiang pendek, ujung terjepit dipancang pada tanah kohesif.

$$H_a = 9 \cdot c_u \cdot d (L - 1,5 \cdot d) \dots \dots \dots (2.9)$$

$$M_{maks} = H_a \cdot (l') \Rightarrow l' = 0,5 \cdot L + 0,75 \cdot d$$

$$4,5 \cdot c_u \cdot d (L^2 - 2,25 \cdot d^2) \dots \dots \dots (2.10)$$

dengan:

H_a = gaya lateral ultimit (ton),

M_{maks} = momen maksimal pada puncak tiang (ton.m),

l' = lengan momen (m),

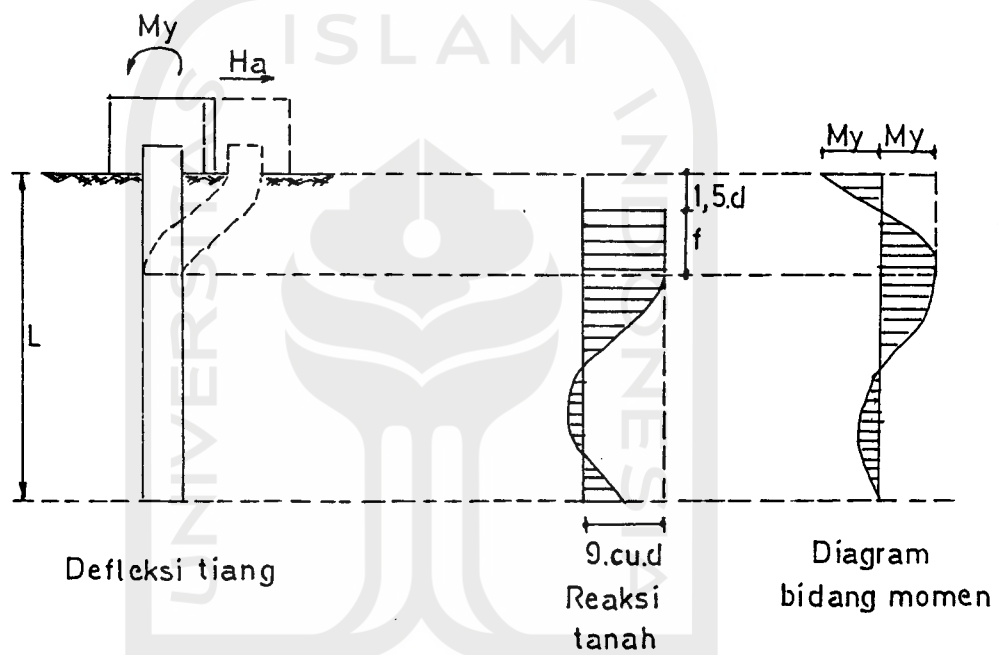
d = tebal tiang (m),

c_u = tegangan geser tanpa drainase (t/m^2),

L = panjang tiang.

2) Tiang panjang

Tiang dikatakan panjang apabila $L/d > 12$. Pada jenis tiang ini, tidak seluruh panjang tiang mengalami defleksi seperti pada tiang pendek. Defleksi terjadi hanya sepanjang $(f + 1,5.d)$ dan M_y sebagai momen puncak yang terjadi pada ujung tiang.



Gambar 2.5. Tiang panjang, ujung terjepit dipasang pada tanah kohesif.

$$H_a = \frac{2.M_y}{(1,5.d + 0,5.f)} \dots\dots\dots (2.11)$$

$$f = \frac{H_a}{9.cu.d} \dots\dots\dots (2.12)$$

dengan:

f = kedalaman tanah yang diijinkan untuk menahan defleksi. Jika persamaan (2.12) disubstitusikan ke persamaan (2.11), maka nilai H_a dicari dengan cara "trial and error".

b. Tiang dipancang pada tanah non kohesif

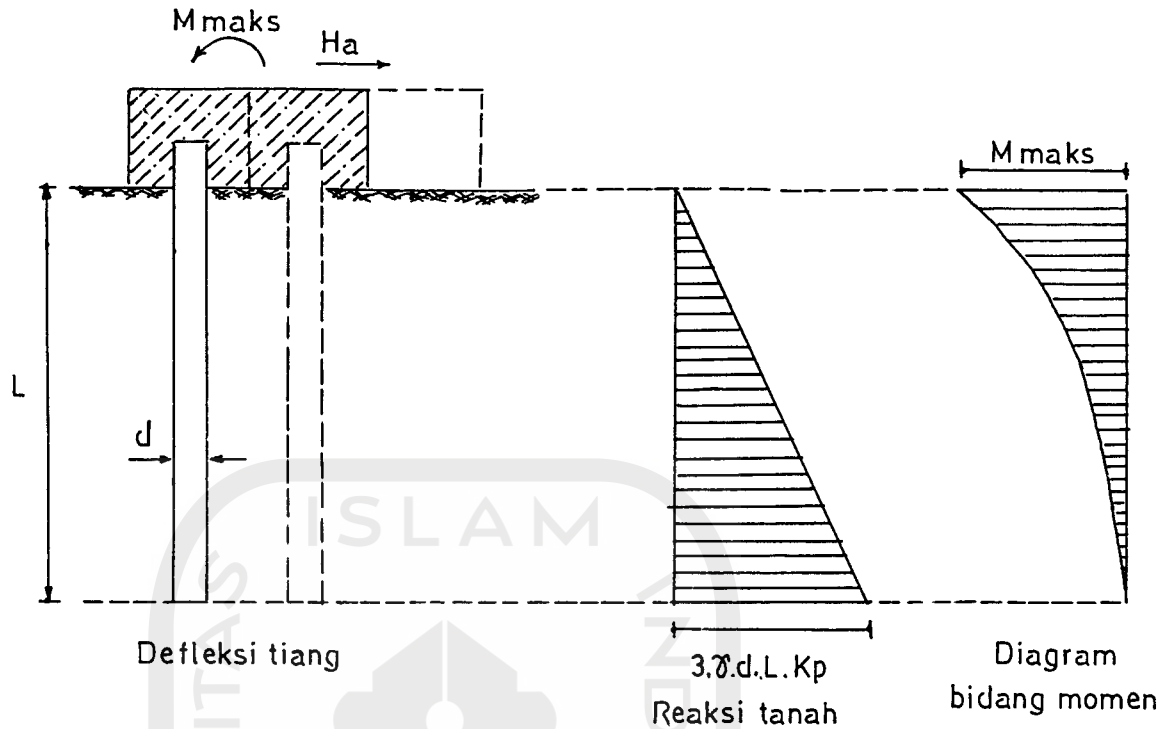
Berdasarkan analisis yang dilakukan Broms (1964) untuk jenis tanah non kohesif digunakan anggapan-anggapan sebagai berikut:

- (1) tekanan tanah aktif yang bekerja pada tiang (di belakang tiang) diabaikan,
- (2) distribusi tekanan tanah pasif sepanjang bidang tiang bagian depannya (p_u) adalah sama dengan 3 kali besarnya tekanan tanah menurut teori Rankine ($\sigma_v' \cdot K_p$, dengan σ_v' = tekanan tanah efektif, K_p = koefisien tanah pasif). Asumsi ini didasarkan pada batas empiris dari perbandingan antara beban ultimit yang diperkirakan dengan beban ultimit dari hasil observasi lapangan yang dilakukan Broms, sehingga diambil rasio perbandingan sebesar 3,
- (3) bentuk tampang tiang tidak mempengaruhi distribusi tekanan tanah ultimit atau perlawanan tanah lateral ultimit.

Untuk perhitungannya, juga dibedakan berdasarkan ukuran panjang tiang seperti pada perhitungan untuk jenis tanah non kohesif.

1) Tiang pendek

Akibat gaya horisontal (H_a) dan momen, tiang seolah-olah bergeser ke arah samping. keadaan stabil menyebabkan adanya momen yang mengembalikan pada keadaan semula.



Gambar 2.6 Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif.

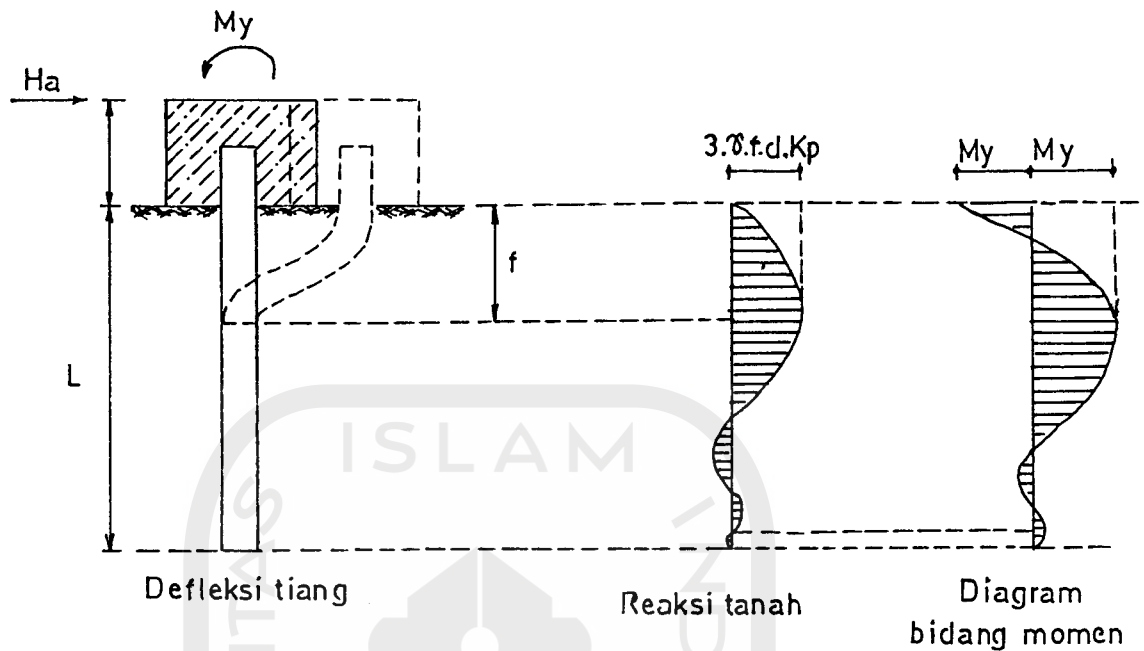
Pada keadaan stabil : $\Sigma H = 0$ dan $\Sigma M = 0$

diperoleh : $H_a = 1,5 \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot d \cdot K_p \dots\dots\dots (2.13)$

$$M_{maks} = \frac{2}{3} \cdot H_a \cdot L \dots\dots\dots (2.14)$$

2) Tiang panjang

Gaya horisontal dan momen yang bekerja pada tiang yang dipancang ke lapisan tanah non kohesif, sebagaimana halnya jenis tiang panjang yang dipancang pada tanah kohesif, dengan anggapan bahwa pondasi tiang terjepit oleh tanah, maka akibat yang diterima oleh pondasi tersebut adalah terjadinya defleksi pada tiang sepanjang f . Defleksi inilah yang harus ditahan oleh tanah sebagai reaksi terhadap gaya-gaya tersebut.



Gambar 2.7. Tiang panjang, ujung terjepit, dipancang ke dalam tanah non kohesif.

Untuk menentukan besarnya reaksi akibat gaya lateral, digunakan rumus sebagai berikut :

$$Ha = \frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot d \cdot Kp \cdot f^2$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{Ha}{\gamma \cdot d \cdot Kp}} \dots \dots \dots (2.15)$$

$$2 \cdot My = Ha \left(e + \frac{2}{3} \cdot f \right)$$

$$Ha = \frac{2 \cdot My}{e + 0,55 \sqrt{\frac{Ha}{d \cdot Kp \cdot \gamma}}} \dots \dots \dots (2.16)$$

dengan:

My = momen pada puncak pondasi tiang (tm),

Kp = koefisien tanah pasif,

γ = berat jenis tanah (t/m^3).

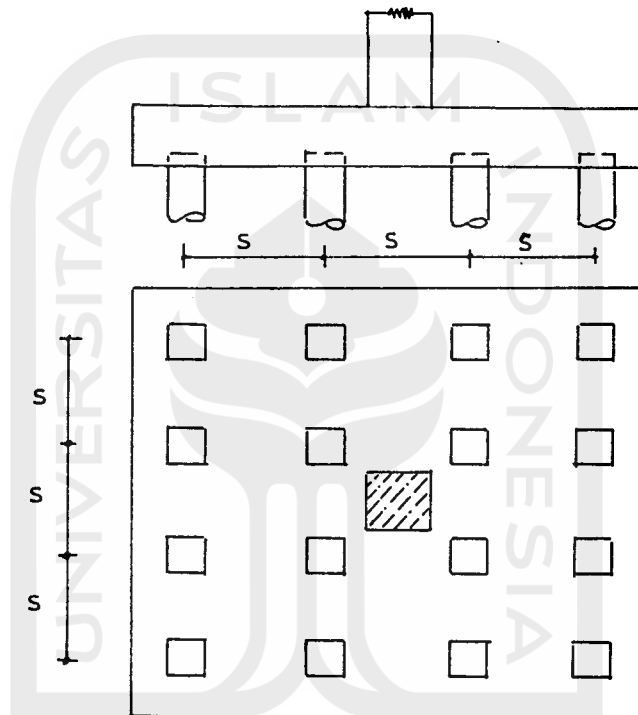
Penyelesaian persamaan di atas merupakan kombinasi antara M_y dan H_a dimana untuk menentukan nilai keduanya harus dilakukan dengan "trial and error". Nilai terbesar salah satu di antara keduanya yang diambil dari gaya eksternal dijadikan patokan untuk menentukan nilai kapasitas dukung yang lainnya. Jadi pada dasarnya adalah menentukan nilai M_y atau H_a sedemikian rupa sehingga menghasilkan tahanan tanah terhadap defleksi tiang sepanjang f .

2.4.2 Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

Kelompok tiang, umumnya direncanakan bila beban yang diterima oleh pondasi tiang terlalu besar, sehingga tidak mampu bila digunakan tiang tunggal. Jadi kelompok tiang adalah kumpulan dari beberapa tiang yang bekerja sebagai satu kesatuan. Kelompok tiang disatukan dengan menggunakan kepala tiang atau disebut juga dengan "pile cap". Hal yang harus diperhatikan pada kelompok tiang adalah jarak antar tiang. Pada umumnya susunan tiang dibuat simetris (jarak antar tiang sama) sehingga pusat berat kelompok tiang dan pusat berat "pile cap" terletak pada satu titik yang sama.

Pada prinsipnya, apabila beban yang bekerja pada kelompok tiang hanya beban vertikal saja, maka jarak tiang dapat diambil sebesar nilai minimum yang menjadi standard sebagaimana ketentuan yang ada. Namun apabila kelompok tiang menerima kombinasi beban vertikal dengan gaya lateral ataupun momen, maka jarak antar tiang (s) sebaiknya diper-

besar, karena semakin jauh jarak antar tiang maka distribusi gaya-gaya yang diterima oleh masing-masing tiang bisa menjadi lebih kecil. Hal ini akan menguntungkan, jika dikaitkan dengan prinsip efisiensi dan ekonomis dalam perencanaan.



Gambar 2.8. Kelompok tiang

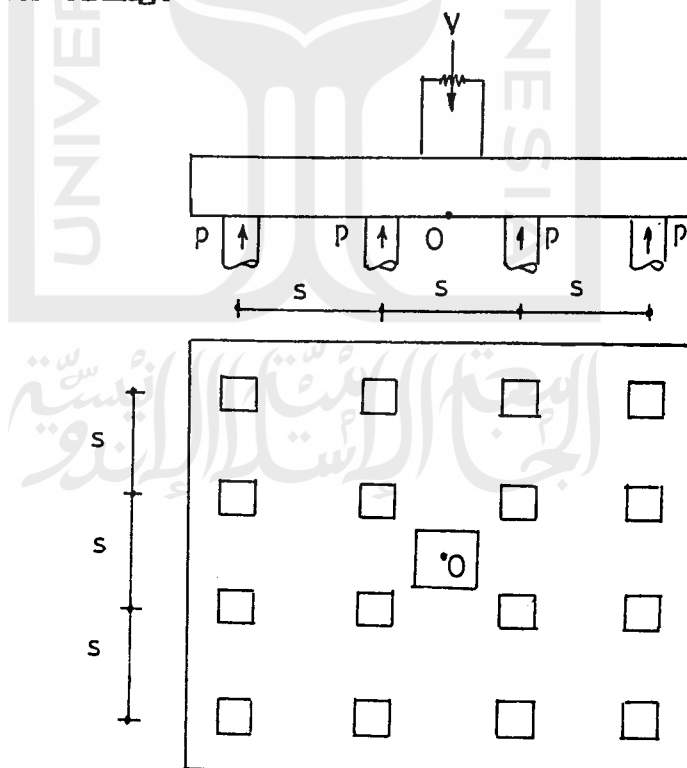
Menurut K. Basah Suryolelono (1994) jarak tiang biasanya diambil sebagai berikut:

1. ujung tiang tidak mencapai tanah keras maka jarak minimum ≥ 2 kali diagonal tampang tiang,
2. ujung tiang mencapai tanah keras, maka jarak tiang minimum \geq panjang diagonal ditambah 30 cm.

a. Analisis gaya yang bekerja pada tiang pancang

Pondasi tiang mempunyai bentuk yang sama, baik tiang tunggal maupun kelompok tiang. Hanya berbeda di dalam meneruskan gaya-gaya yang bekerja ke tanah dasar pondasi. Penerusan gaya-gaya ke tanah dasar pondasi sebagaimana telah dibahas sebelumnya diteruskan melalui ujung tiang, lekatan atau gesekan pada dinding tiang. Berikut akan dibahas gaya-gaya yang bekerja pada kelompok tiang beserta metode pendistribusian menurut K. Basah Suryolelono (1994).

- 1) Beban arah vertikal sentris terhadap titik berat pusat kelompok tiang.



Gambar 2.9. Beban vertikal (V) sentris terhadap berat pusat kelompok tiang.

Beban ini merupakan beban yang diteruskan ke pondasi melalui kolom-kolom bangunan. Pada umumnya beban terpusat didukung oleh pondasi tiang yang merupakan kelompok tiang. Oleh karena itu beban (P) yang diterima oleh masing-masing tiang dari n (jumlah) tiang dalam satu kelompok tiang akibat beban vertikal (v) adalah :

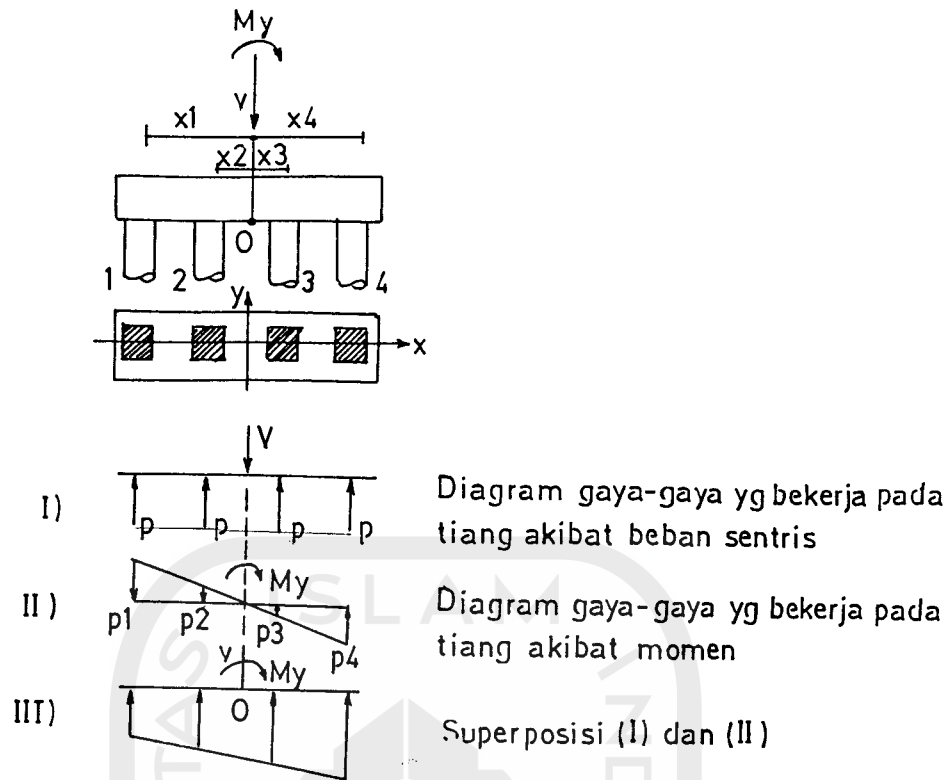
$$P = \frac{V}{n} \dots\dots\dots (2.17)$$

2) Beban vertikal eksentris/momen terhadap titik berat pusat kelompok tiang

Beban vertikal eksentris terhadap pusat berat kelompok tiang sebenarnya sama saja dengan kombinasi beban terpusat vertikal sentris terhadap pusat berat kelompok tiang ditambah adanya momen. Khusus untuk momen tidak hanya diakibatkan oleh beban vertikal eksentris, tetapi bisa juga oleh gaya horisontal di atas pondasi tiang. Dalam kasus ini poer dianggap kaku sempurna dalam arti poer cukup tebal, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak mengakibatkan "pile cap" melengkung atau mengalami deformasi.

Berdasar anggapan ini maka penurunan yang terjadi di setiap titik berbanding linier dengan beban yang bekerja pada pondasi tersebut.





Gambar 2.10. Analisis gaya-gaya yang bekerja pada tiang akibat momen.

Berdasarkan gambar di atas, ditinjau terhadap titik O, sehingga diperoleh momen reaksi sebesar :

$$M = p_1 \cdot x_1 + p_2 \cdot x_2 + p_3 \cdot x_3 + p_4 \cdot x_4; \text{ atau}$$

$$M = \sum_{i=1}^n p_i \cdot x_i$$

"Pile cap" dianggap kaku sempurna, maka akibat beban yang bekerja pada tiang akan memberikan perbandingan penurunan secara linier sehingga diperoleh :

$$p_1 : x_1 = p_2 : x_2 = p_3 : x_3 = p_n : x_n ; \text{ atau}$$

$$p_2 = \frac{x_2}{x_1} \cdot p_1 ; p_3 = \frac{x_3}{x_1} \cdot p_1 ; p_n = \frac{x_n}{x_1} \cdot p_1$$

Momen reaksi menjadi :

$$M = p_1 \cdot \frac{x_1^2}{x_1} + p_1 \cdot \frac{x_2^2}{x_1} + \dots + \frac{p_1 \cdot x_n^2}{x_1}$$

$$M = p_1 \cdot \frac{\sum_{j=1}^n x_j^2}{x_1} ; \text{ atau } p_1 = \frac{M \cdot x_1}{\sum_{j=1}^n x_j^2} \dots\dots\dots$$

Sehingga akibat adanya kombinasi antara beban vertikal dan momen, diperoleh beban pada setiap tiang sebagai berikut,

$$p_1 = \frac{V}{n} \pm \frac{M \cdot x_1}{\sum x^2} \dots\dots\dots$$

Jika momen yang terjadi pada pondasi bekerja pada 2 arah/ sumbu (x dan y), maka dengan analisis seperti pada momen satu arah, beban yang diterima oleh tiang ke-i adalah sebagai berikut,

$$P_1 = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_1}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_1}{\sum y^2} \dots\dots\dots (2.18)$$

dengan:

P_1 = beban pada tiang ke-i (ton),

V = resultante beban vertikal (ton),

n = jumlah tiang pancang,

M_x = momen pada arah sumbu x (ton),

M_y = momen pada arah sumbu y (ton),

x_1 = absis pusat tiang ke-i (m),

y_1 = ordinat pusat tiang ke-i (m),

$\sum x^2 = n_I \cdot x_I^2 + n_{II} \cdot x_{II}^2 + n_{III} \cdot x_{III}^2$ (m²),

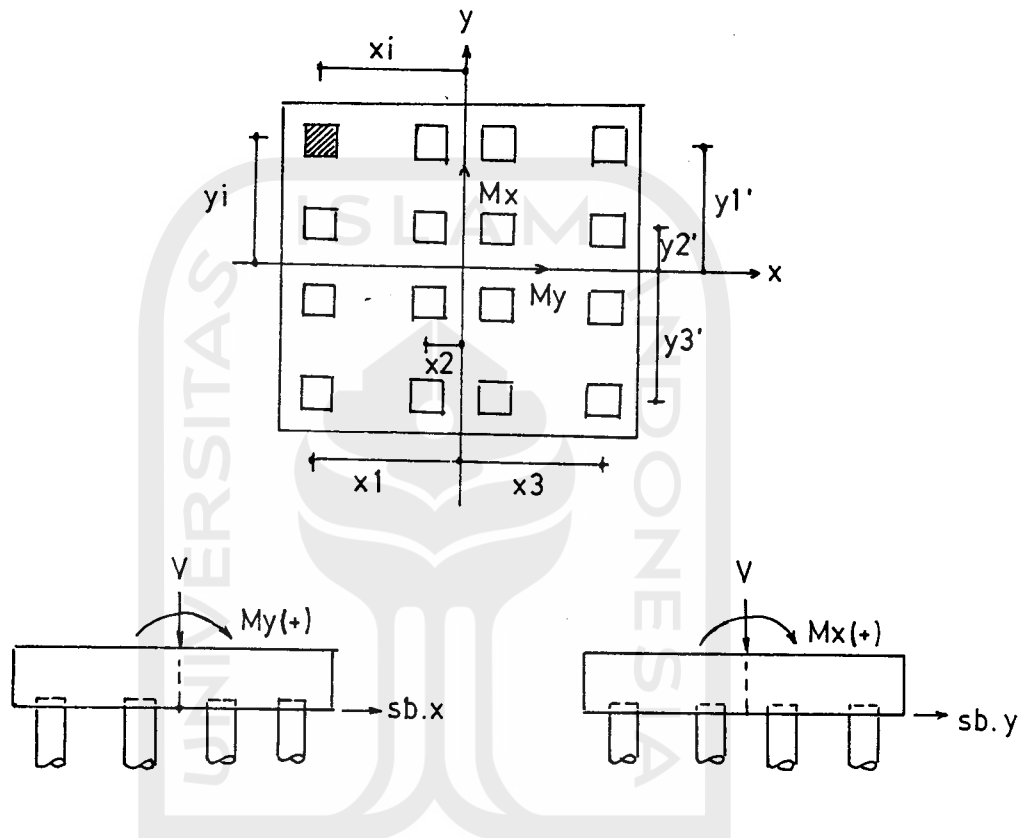
n_I, n_{II}, n_{III} = jumlah tiang pada baris I, II dan III,

x_I, x_{II}, x_{III} = jarak pusat tiang pada arah sumbu x terhadap titik pusat berat kelompok tiang O (m)

$\sum y^2 = n_A \cdot y_1^2 + n_B \cdot y_2^2 + n_C \cdot y_3^2$ (m²),

n_A, n_B, n_C = jumlah tiang pada baris A, B, C,

y_1, y_2, y_3 = jarak pusat tiang pada arah sumbu y terhadap pusat berat kelompok tiang O (m).



Gambar 2.11. Beban terpusat vertikal sentris (V) terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O) dan momen (M).

Apabila momen yang terjadi hanya satu arah saja (misal M_x), maka momen arah y (M_y) adalah nol.

3) Distribusi gaya lateral pada kelompok tiang pancang

Perhitungan distribusi gaya yang diterima oleh setiap tiang pancang pada kelompok tiang dilakukan dengan cara membagi antara gaya lateral yang bekerja dengan jumlah

tiang pancang yang ada pada kelompok tiang tersebut.

b. Analisis kapasitas dukung kelompok tiang

Analisis kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya-gaya aksial ditinjau dengan dua cara.

1. Analisis kapasitas dukung kelompok tiang yang terdiri dari sejumlah tiang (n) dapat dilakukan dengan mengalikan antara jumlah tiang dengan kapasitas dukung satu tiang.

$$P_{tot} = n \times P_a \dots\dots\dots (2.19)$$

dengan:

P_{tot} = kapasitas dukung aksial kelompok tiang (ton),

n = jumlah tiang pancang,

P_a = kapasitas dukung aksial satu tiang (ton).

2. Kelompok tiang dianggap merupakan suatu blok (gambar 2.12), maka diperoleh luas kelompok tiang (A) dan keliling tiang (K), bila B dan L adalah sisi-sisi terjauh dari kelompok tiang. Beban yang bekerja pada kelompok tiang berupa beban vertikal (V), berat poer, dan berat tanah di antara tiang-tiang itu sendiri di-tambah berat sendiri tiang. Umumnya untuk berat tiang diambil sebagai berat tanah kelompok tiang. Kapasitas dukung kelompok tiang (P_k) dapat dihitung sebagai berikut,

$$P_k = P_p + P_s \dots\dots\dots (2.20)$$

$$P_p = (A \cdot q_c) / SF_1$$

$$P_s = (K \cdot q_f) / SF_2$$

dengan:

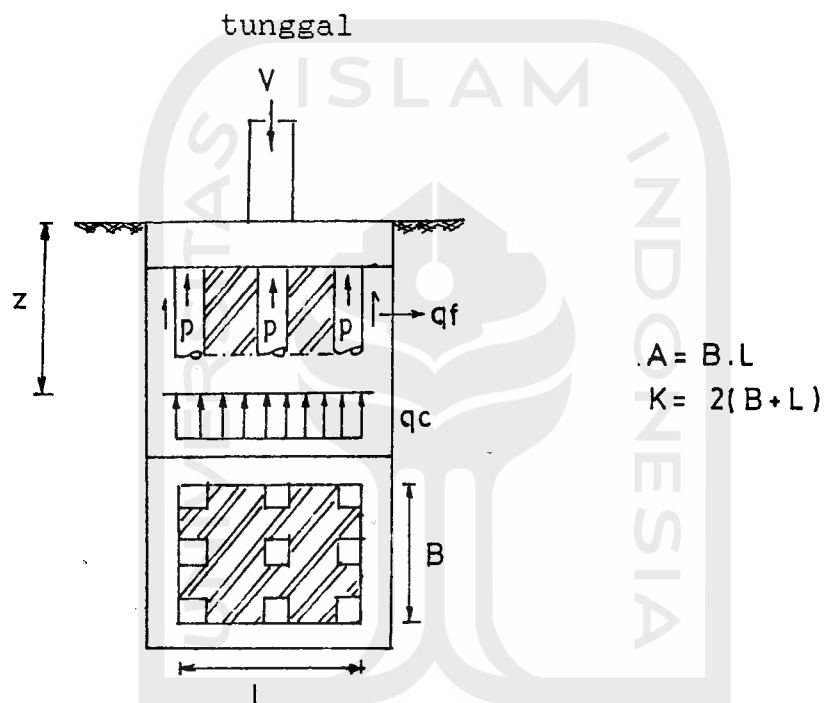
P_p = daya dukung ujung (ton)

P_s = daya dukung lekatan (ton)

q_c = nilai perlawanan ujung konis (t/m²)

q_f = nilai gesekan atau lekatan setempat (t/m)

SF1 dan SF2 = sama dengan nilai pada perhitungan tiang



Gambar 2.12. Kapasitas dukung aksial kelompok tiang

Perhitungan yang dilakukan untuk menentukan kapasitas dukung kelompok tiang akibat gaya lateral sama seperti pada perhitungan kapasitas dukung aksial, yaitu dengan cara mengalikan antara kapasitas dukung satu tiang dengan jumlah tiang. Kapasitas kelompok tiang tersebut harus dikalikan lagi dengan nilai efisiensi yang didasarkan pada perbandingan antara jarak antar tiang (S) dan lebar pondasi (B) yang dapat dilihat pada tabel (2.1) dan (2.2).

$$H_{tot} = n \times H_a \times E_f \dots\dots\dots (2.20)$$

dengan:

H_{tot} = kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral (ton),

H_a = kapasitas dukung tiang tunggal terhadap gaya lateral (ton),

E_f = efisiensi.

Untuk menentukan nilai efisiensi, Oteo (1972) memberikan tabel nilai efisiensi kelompok berdasarkan jenis tanah kohesif dan non kohesif.

Tabel 2.1. Nilai efisiensi kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral untuk tanah non kohesif.

| S/B | E_f |
|-----|-------|
| 3 | 0,5 |
| 4 | 0,6 |
| 5 | 0,68 |
| 6 | 0,7 |

Tabel 2.2. Nilai efisiensi kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral untuk tanah kohesif.

| S/B | E_f |
|-----|-------|
| 3 | 0,4 |
| 3,5 | 0,45 |
| 4 | 0,5 |
| 4,5 | 0,55 |
| 5 | 0,55 |
| 6 | 0,65 |
| 8 | 1 |