

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 SAP 2000

SAP (*Structural Analysis Program*) adalah program aplikasi komputer yang digunakan untuk menganalisis dan merancang suatu struktur terutama pada bidang teknik sipil. Program ini merupakan riset suatu tim yang tergabung dalam *Computers and structures Inc* Universitas Avenue, Berkeley. Pada bidang teknik sipil, program SAP 2000 ini membantu dalam menganalisis dan merancang struktur dengan tingkat kesukaran tinggi (struktur kompleks atau bertingkat banyak). Dari analisis program, dapat diketahui gaya geser, momen lentur, momen torsi, dan simpangan. Program SAP 2000 dapat digunakan untuk merancang dua dimensi maupun tiga dimensi (*Manual SAP 2000*).

Langkah awal dalam pemakaian SAP 2000 adalah pemodelan struktur. Pemodelan struktur ini diusahakan mendekati kondisi struktur yang akan dianalisis atau mewakili perilaku struktur yang sebenarnya. Pemodelan struktur ini meliputi :

1. penentuan koordinat *joint* sebagai batas elemen,
2. penentuan orientasi elemen dalam koordinat struktur, dan
3. penentuan sifat penampang elemen dan elastisitas.

3.2 Massa Translasi (m_t), Massa Rotasi (m_r), dan Pusat Massa (CM)

3.2.1 Massa translasi (m_t) dan massa rotasi (m_r)

Massa translasi merupakan rasio berat struktur (W) dengan percepatan gravitasi (g), sedangkan massa rotasi merupakan massa yang berotasi pada sumbu Z akibat adanya beban gempa.

$$m_t = \frac{L_x \cdot L_y (W_D + W_{LR})}{g} \quad (3.1)$$

$$m_r = \frac{(L_x^2 + L_y^2) m_t}{12} \quad (3.2)$$

dengan :

W_D = beban mati,

W_{LR} = beban hidup tereduksi,

g = percepatan gravitasi.

3.2.2 Pusat massa (CM)

Pusat massa suatu benda merupakan tempat kedudukan titik berat benda. Pada suatu massa yang terbagi rata maka pusat massanya berimpit dengan pusat geometrinya. Sedangkan massa yang tidak terbagi rata pusat massa tidak berimpit dengan pusat geometrinya. Bila bagian massa itu mengalami percepatan horisontal maka terjadi gaya horisontal.

$$CM = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i} \quad (3.3)$$

dengan : $\sum x_i \cdot m_i$ = jumlah dari massa dikalikan jarak massa ke sisi acuan,

$\sum m_i$ = jumlah massa.

3.3 Perencanaan Pondasi Tiang

Pondasi sebagai struktur bawah (*sub structure*) memegang peranan yang sangat besar dalam perencanaan suatu bangunan. Pondasi mempunyai fungsi untuk memikul beban-beban yang terjadi untuk diteruskan ke dalam tanah.

Perencanaan tipe pondasi sangat dipengaruhi oleh:

1. fungsi bangunan,
2. besarnya beban yang harus dipikul,
3. kondisi tanah dasar,
4. tersedianya material, dan
5. kemudahan pelaksanaan pekerjaan dan biaya.

Dalam perencanaan pondasi untuk bangunan bertingkat yang dibangun pada kondisi tanah lunak atau lapisan tanah keras letaknya sangat dalam dapat digunakan pondasi tiang pancang.

3.3.1 Kriteria tiang

Kekuatan tiang tanpa ada momen lentur, perhitungan didasarkan pada Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) tahun 1987. Menurut PPBBI (1987) batang tekan digolongkan menjadi tiga, yaitu kolom pendek, kolom sedang, dan kolom langsing. Angka kelangsingan kolom dinyatakan sebagai berikut.

$$\lambda = \frac{L \cdot k}{i} \quad (3.4)$$

dengan :

L = panjang tekuk kolom,

k = faktor panjang tekuk,

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \text{momen inersia.}$$

Jenis kolom ditentukan berdasarkan kelangsingan kolom (λ) dan kelangsingan batas (λ_g) sebagai berikut.

$$\lambda = \frac{E}{0,7 \cdot f_c'} \quad (3.5)$$

dengan :

E = modulus elastis tiang,

f_c' = kuat desak beton.

Untuk menjamin stabilitas kolom, dalam segala hal kolom harus memenuhi syarat :

$$\omega \frac{P}{A} < \sigma_{ijin} \quad (3.6)$$

dengan :

ω = faktor tekuk,

P = gaya tekan aksial,

A = luas penampang,

σ_{ijin} = tegangan ijin kolom.

Rumus faktor tekuk kolom (ω) yang digunakan dalam PPBBI (1987) adalah sebagai berikut.

- Kolom pendek ($\lambda_s \leq 0,183$)

$$\omega = 1$$

- Kolom sedang ($0,183 < \lambda_s < 1$)

$$\omega = \frac{1,41}{1,593 - \lambda_s} \quad (3.7)$$

- Kolom langsing ($1 \leq \lambda_s$)

$$\omega = 2,381 \cdot \lambda_s^2 \quad (3.8)$$

dengan :

λ_s = nilai banding kelangsingan kolom (λ) dengan kelangsingan batas (λ_g)

3.3.2 Kapasitas dukung tiang

Kapasitas dukung pondasi tiang dapat dibedakan menjadi kapasitas dukung tiang tunggal dan kapasitas dukung kelompok tiang.

A. Kapasitas dukung tiang tunggal

Kapasitas dukung tiang terdiri dari kapasitas dukung ujung tiang (Q_p) dan kapasitas dukung selimut tiang (Q_s). Penentuan kapasitas dukung tiang dapat dilakukan dengan metode statik.

A.1 Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

Kapasitas dukung ujung tiang dapat ditentukan dengan cara Meyerhoff (1976) sebagai berikut (Sumber : Braja M Das).

a. Tanah pasir.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot 5 \cdot N_q \cdot \text{tg } \phi \quad (3.9)$$

dengan :

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang,

A_p = luas penampang ujung tiang (m^2),

q_p = kapasitas dukung batas,

N_q = faktor kapasitas dukung.

b. Tanah lempung.

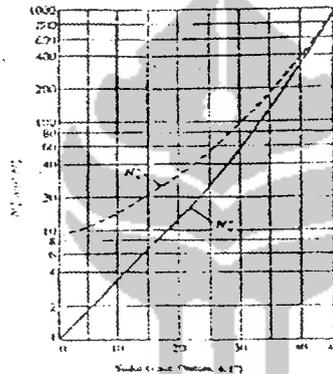
$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot C_u \cdot N_c \quad (3.10)$$

dengan :

C_u = kohesi tanah,

N_c = faktor kapasitas dukung tanah pada ujung tiang.

Harga N_c dan N_q dapat ditentukan sebagai fungsi dari sudut geser dalam tanah ϕ ($^\circ$) seperti ditunjukkan pada gambar 3.1 di bawah ini.



Gambar 3.1 Faktor kapasitas dukung ujung N_c dan N_q
(Sumber : Braja M Das)

A.2 Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

Kapasitas dukung selimut tiang dapat ditentukan berdasarkan rumus berikut ini. (Sumber : Braja M Das)

$$Q_s = \sum A_s \cdot f \quad (3.11)$$

dengan :

A_s = luas selimut tiang = $p \cdot \Delta L$,

p = keliling tiang,

ΔL = panjang segment tiang,

f = gesekan selimut.

Cara untuk menentukan gesekan selimut (f) adalah sebagai berikut.

a. Tanah pasir.

$$f = K \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg } \delta \quad (3.12)$$

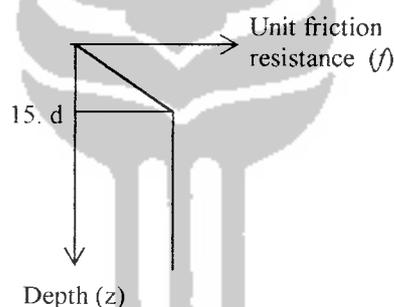
dengan :

K = konstanta,

σ'_v = tegangan vertikal efektif tanah, dianggap konstan setelah kedalaman 15.d (Meyerhoff),

Untuk pondasi tiang yang dibuat dari beton, harga $\delta_{\text{beton}} = \frac{3}{4} \phi$ dan $K = 2$

(Sumber : Tabel Tomlinson, 1986)



Gambar 3.2 Pengambilan nilai tegangan vertikal efektif σ'_v .

b. Tanah lempung.

Ada 3 metode yang dapat digunakan untuk menghitung nilai gesekan selimut (f) pada tanah lempung, yaitu (Sumber : Braja M Das) :

1. Metode Lambda (λ) dari Vijayvergiya dan Focht

$$f_{\text{ave}} = \lambda (\sigma'_{\text{ave}} + 2 \cdot C_{u\text{ave}}) \quad (3.13)$$

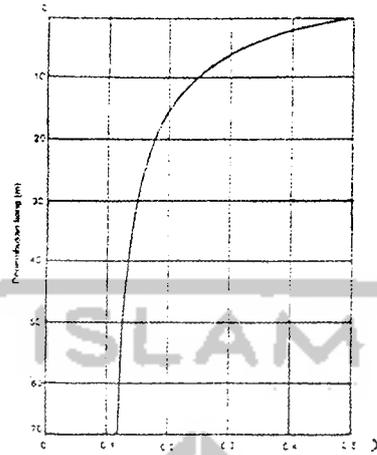
dengan :

f_{ave} = gesekan selimut rata-rata,

λ = konstanta (ditentukan berdasarkan gambar 3.3),

σ'_{ave} = tegangan vertikal efektif rata-rata,

$C_{u,ave}$ = kohesi tanah rata-rata.



Gambar 3.3 Koefisien λ Vijayvergiya dan Focht
(Sumber : Braja M Das)

Nilai $C_{u,ave}$ dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut.

$$C_{u,ave} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ui} \cdot L_i}{L} \quad (3.14)$$

dengan :

C_{ui} = kohesi tanah lapis ke i ,

L_i = panjang segment tiang lapis ke i ,

L = panjang tiang.

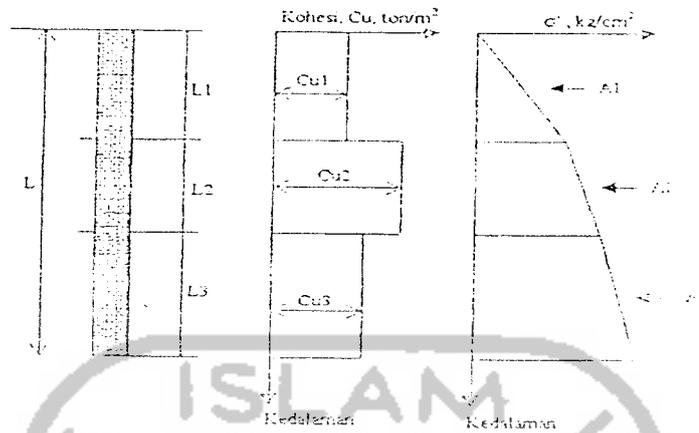
Nilai tegangan vertikal efektif rata-rata dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut.

$$\sigma'_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{L} \quad (3.15)$$

dengan :

A_i = luas diagram tegangan vertikal efektif (lihat gambar 3.4),

L = panjang tiang.



Gambar 3.4 Penentuan harga rata-rata C_u dan tegangan vertikal efektif (σ')
(Sumber : Manual Pondasi Tiang)

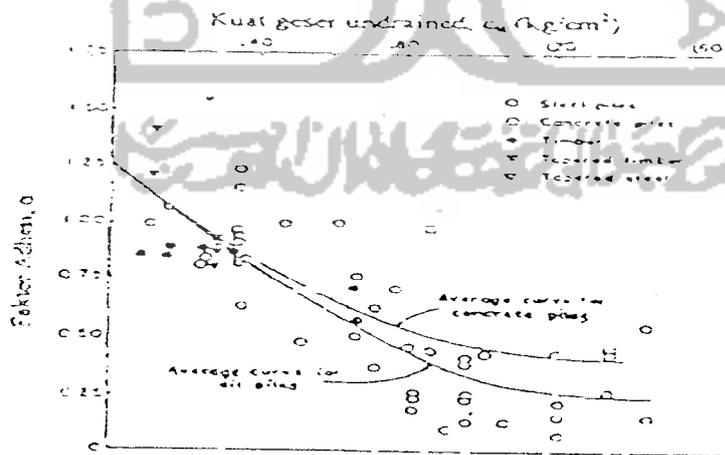
2. Metode alpha (α) dari Tomlinson

$$f = \alpha \cdot C_u \tag{3.16}$$

dengan :

α = konstanta (berdasarkan gambar 3.5),

C_u = kohesi tanah.



Gambar 3.5 Variasi nilai α terhadap nilai C_u
(Sumber : Manual Pondasi Tiang)

3. Metode beta / tegangan efektif (β)

$$f_{ave} = \beta \cdot \sigma' \quad (3.17)$$

dengan :

f_{ave} = gesekan selimut rata-rata,

β = $K \cdot \text{tg } \phi_r$,

ϕ_r = sudut geser tanah kondisi terdrainasi,

K = $1 - \sin \phi_r$ (untuk terkonsolidasi normal),

K = $1 - \sin \phi_r \sqrt{\text{OCR}}$ (untuk tanah over consolidated),

OCR = over consolidation ratio.

A.3 Kapasitas dukung ultimate tiang

Kapasitas dukung ultimate tiang (Q_u) ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.18)$$

dengan : W_p = berat tiang

Oleh karena berat tiang relatif kecil dan biasanya dapat diabaikan, sehingga persamaan menjadi :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.19)$$

A.4 Kapasitas dukung ijin tiang

Penentuan kapasitas dukung ijin (Q_a) diperoleh dengan membagi kapasitas dukung ultimate dengan faktor keamanan dengan menggunakan persamaan Tomlinson sebagai berikut.

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \text{ atau} \quad (3.20)$$

$$Q_a = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{1,5} \quad (3.21)$$

Pengambilan faktor keamanan untuk Q_s lebih rendah dari Q_p karena gerakan yang dibutuhkan untuk memobilisasi gesekan jauh lebih kecil daripada gerakan untuk memobilisasi tahanan ujung. Di Indonesia digunakan faktor keamanan $FK = 2$, untuk gesekan selimut dan $FK = 3$ untuk daya dukung ujung (Sumber : Braja M Das).

B. Kelompok tiang

B.1 Jumlah tiang

Penentuan jumlah tiang didasarkan pada beban tetap yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin tiang.

$$n = \frac{P}{Q_a} \quad (3.22)$$

dengan :

P = beban tetap yang bekerja,

Q_a = kapasitas dukung ijin tiang.

B.2 Jarak tiang

Menurut departemen PU (1987) pada buku pedoman mendirikan bangunan gedung SKBI-1987, jarak antar as tiang (s) adalah $2,5.d \leq s \leq 3.d$ dengan d adalah diameter tiang.

Menurut Sardjono (1991), jarak tiang terluar ke tepi *pile cap* biasanya diambil:

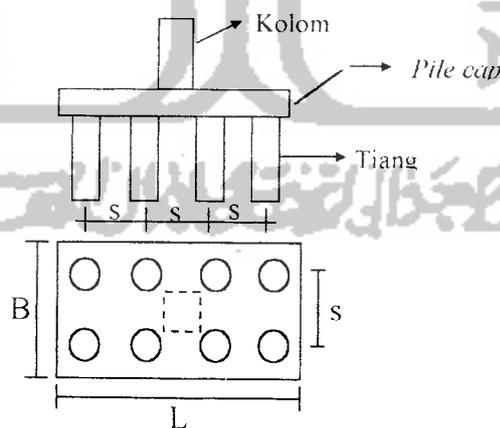
1. tiang pondasi berupa tiang cor ditempat (*cast in place pile*), maka jarak tiang terluar dengan tepi *pile cap* \geq diameter tiang atau diagonal tampang tiang,

2. tiang pondasi berupa tiang pancang, maka jarak tiang terluar dengan tepi *pile cap* 1,25 kali diameter tiang atau 1,25 kali diagonal tampang tiang.

B.3 Susunan tiang

Susunan tiang pancang sangat berpengaruh terhadap luas *pile cap*, yang secara tidak langsung tergantung dari jarak tiang. Bila jarak tiang terlalu lebar maka luas pile cap akan bertambah besar dan berakibat volume beton menjadi bertambah besar sehingga biaya konstruksi membengkak (Suryolelono, K. Basah. 1994).

Suryolelono (1994) mengemukakan bahwa agar diperoleh susunan tiang yang memberikan *pile cap* yang paling kecil, umumnya digunakan metode coba banding. Dalam hal ini perlu diperhatikan terhadap jarak antar tiang (diambil jarak minimum) dan disarankan agar susunan tiang ini mempunyai pusat kelompok tiang sentris terhadap letak resultante beban yang bekerja. Tujuannya adalah agar kelompok tiang bekerja bersama-sama dalam menerima beban, atau beban diterima oleh tiang secara merata.



Gambar 3.6 Susunan kelompok tiang

B.4 Efisiensi kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai :

$$E_g = \frac{\text{kapasitas dukung kelompok tiang}}{\text{jumlah tiang} \times \text{kapasitas dukung tiang tunggal}} \quad (3.23)$$

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada beberapa faktor berikut :

1. jumlah, panjang, diameter, pengaturan, dan jarak antar as antar tiang,
2. modus pengalihan beban (gesekan selimut atau tahanan ujung),
3. prosedur pelaksanaan konstruksi (tiang pancang atau tiang bor),
4. urutan instalasi tiang,
5. jangka waktu setelah pemancangan, dan
6. interaksi antara pile cap dan tanah di permukaan.

Persamaan untuk menghitung efisiensi diberikan oleh Converse – Labarre sebagai berikut ini.

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{90^\circ \cdot m \cdot n} \quad (3.24)$$

dengan :

m = jumlah baris,

n = jumlah kolom,

θ = $\text{arc tg } \frac{d}{s}$ (dalam derajat),

s = jarak antar as tiang.

B.5 Kapasitas dukung kelompok tiang

1. Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah pasir.

- a. Pada pondasi tiang baik pada tiang tahanan gesek maupun tahanan ujung dengan $s \geq 3d$, maka kapasitas dukung kelompok tiang diambil sama besarnya dengan jumlah kapasitas dukung tiang tunggal ($E_g = 1$).

$$Q_{pg} = n \cdot Q_u \quad (3.25)$$

- b. Pada tiang pancang tahanan gesek dengan $s < 3d$, maka faktor efisiensi ikut menentukan.

$$Q_{pg} = n \cdot E_g \cdot Q_u \quad (3.26)$$

2. Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah lempung

Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah lempung dihitung sebagai berikut (Sumber : Braja M Das).

- a. Jumlah total kapasitas kelompok tiang

$$\sum Q_u = m \cdot n \cdot (Q_p + Q_s) \quad (3.27)$$

$$= m \cdot n \cdot (A_p \cdot 9 \cdot C_u + \sum p \cdot \Delta L \cdot \alpha \cdot C_u) \quad (3.28)$$

- b. kapasitas berdasarkan blok ($L_g \cdot B_g \cdot L_D$)

$$\sum Q_u = L_g \cdot B_g \cdot N_c' \cdot C_u + \sum 2 \cdot L_D \cdot C_u \cdot \Delta L \quad (3.29)$$

dengan :

L_g = panjang blok,

B_g = lebar blok,

L_D = tinggi blok,

p = keliling blok,

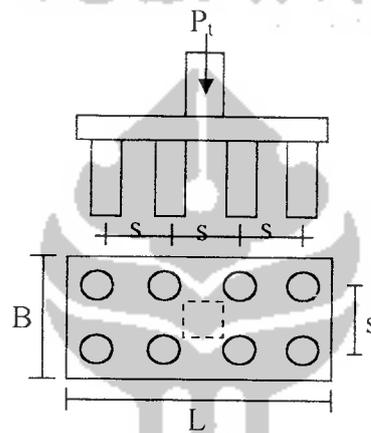
ΔL = panjang segmen tiang.

Dari kedua besaran di atas dibandingkan nilainya dan diambil nilai yang terkecil.

B.6 Perhitungan pembagian tekanan pada kelompok tiang pancang

6.1 Beban normal sentris

Masing-masing tiang memikul sejumlah beban yang sama besarnya untuk beban aksial yang terpusat pada *pile cap*, atau sejumlah n tiang yang memikul beban total (P_t).

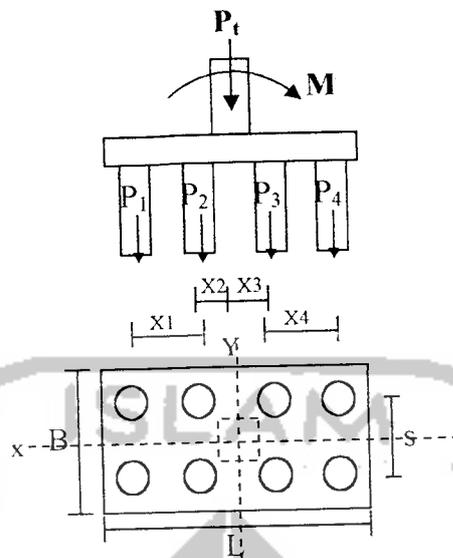


Gambar 3.7 Beban normal sentris

Beban yang diterima oleh tiap tiang pancang adalah :

$$P_i = \frac{P_t}{n} \quad (3.30)$$

6.2 Beban normal dan momen



Gambar 3.8 Beban normal dan momen

Di dalam kelompok tiang gaya luar yang bekerja pada kepala tiang (kolom) didistribusikan pada kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas sebagai berikut.

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \quad (3.31)$$

dengan :

M_x, M_y = momen masing-masing di sumbu x dan y,

x, y = jarak dari sumbu x dan y ke tiang,

$\sum x^2, \sum y^2$ = momen inersia dari kelompok tiang.

B.7 Pile cap

Menurut Bowles (1991), *pile cap* diperlukan untuk menyebarkan beban vertikal, horisontal, dan momen ke setiap tiang dalam satu kelompok tiang pancang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Dalam mendesain *pile cap*, harus

dipertimbangkan beban-beban kolom dan momen, berat tanah di atas *pile cap* jika *pile cap* berada di bawah permukaan tanah, serta berat sendiri dari *pile cap* tersebut.

Hal yang perlu diperhatikan dalam desain *pile cap* adalah pengaturan tiang dalam satu kelompok. Pada umumnya susunan tiang dibuat simetris sehingga pusat berat kelompok tiang dan pusat berat *pile cap* terletak pada satu garis vertikal. Jarak antar tiang diusahakan sedekat mungkin untuk menghemat *pile cap*, tetapi jika pondasi memikul beban momen, maka jarak tiang perlu diperbesar yang berarti menambah atau memperbesar tahanan momen.

Anggapan umum yang digunakan dalam desain *pile cap* tiang pancang adalah sebagai berikut.

1. Masing-masing tiang memikul sejumlah beban yang sama besarnya untuk beban aksial yang terpusat pada *pile cap*, atau sejumlah n tiang yang memikul beban total P_t , beban per satuan tiang adalah :

$$P_i = \frac{P_t}{n}$$

2. Persamaan tegangan kombinasi yang berlaku pada *pile cap* dengan beban eksentris atau dibebani dengan beban aksial P_t dan momen adalah :

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

dengan :

M_x, M_y = momen masing-masing di sumbu x dan y ,

x, y = jarak dari sumbu x dan y ke tiang,

$\sum x^2, \sum y^2$ = momen inersia dari kelompok tiang,

7.1 Geser (*Shear*)

Geser pada *pile cap* ditinjau berdasarkan geser satu arah dan dua arah seperti pada telapak sebar setempat (SNI 03 2487 1997 pasal 3.4.11), dengan ketentuan khusus SNI 03 2487 1997 pasal 3.8.5 butir 3. Jika *pile cap* tanpa penulangan geser, maka sebagai dasar perencanaan kuat geser adalah $V_u \leq \phi V_c$.

a. Geser satu arah :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d' \quad (3.32)$$

b. Geser dua arah :

V_c diambil nilai terkecil dari persamaan di bawah ini.

$$\bullet V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d' \quad (3.33)$$

$$\bullet V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s \cdot d'}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d' \quad (3.34)$$

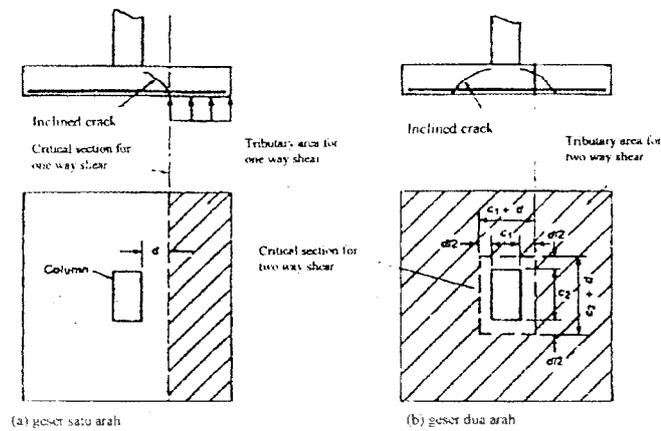
$$\bullet V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d' \quad (3.35)$$

dengan :

β_c = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat yang bekerja atau bidang reaksi,

α_s = faktor untuk jenis kolom,

b_o = panjang keliling penampang kritis geser dua arah.



Gambar 3.9 Bagian kritis untuk geser

7.2 Lentur (Flexure)

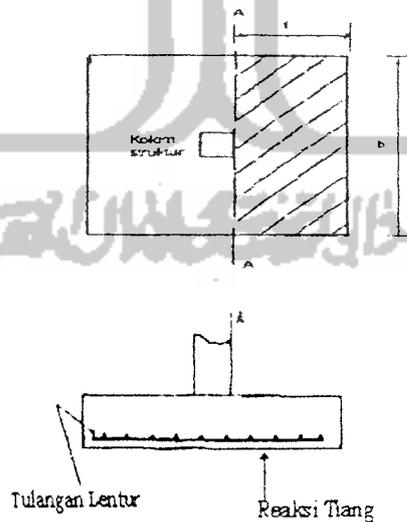
Momen ultimate yang harus ditahan oleh tulangan adalah sebagai berikut.

$$M_u = (\sum P_i) \cdot x \tag{3.36}$$

dengan :

$\sum P_i$ = jumlah gaya reaksi dari setiap tiang yang berada di bawah bagian *pile cap*,

x = lengan momen (jarak dari pusat reaksi tiang ke muka kolom)



Gambar 3.10 Area untuk momen pada potongan A - A

3.3.3 Penurunan pondasi tiang

Penurunan (*settlement*) pada pondasi tiang dapat dibedakan menjadi penurunan pada pondasi tiang tunggal dan penurunan pada kelompok tiang.

A. Penurunan pondasi tiang tunggal

1. Tanah pasir

Penurunan yang terjadi pada tiang sangat dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban, sehingga penyelesaian untuk perhitungan penurunan dapat digunakan dua buah cara yaitu metode semi empiris dan metode empiris.

a. Metode semi empiris

Penurunan pondasi tiang tunggal.

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \quad (3.37)$$

dengan :

S = penurunan total,

S_s = penuruna akibat deformasi aksial tiang,

S_p = penurunan dari ujung tiang,

S_{ps} = penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang.

Penurunan akibat deformasi aksial tiang.

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.38)$$

dengan :

Q_p = beban yang didukung ujung tiang,

Q_s = beban yang didukung selimut tiang,

L = panjang tiang,

A_p = luas penampang tiang,

E_p = modulus elastis tiang,

α = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang tiang. Menurut *Vesic* (1977), $\alpha = 0,33 - 0,50$

Penurunan dari ujung tiang

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{d \cdot q_p} \quad (3.39)$$

dengan :

Q_p = perlawanan ujung dibawah beban kerja,

q_p = daya dukung batas diujung tiang,

d = diameter,

C_p = koefisien empiris.

Tabel 3.1 Nilai koefisien C_p

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir	0,02 - 0,04	0,09 - 0,18
Lempung	0,02 - 0,03	0,03 - 0,06
Lanau	0,03 - 0,05	0,09 - 0,12

(Sumber *Vesic*, 1977)

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang.

$$S_{ps} = \left(\frac{P_t}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{d}{E_s} \cdot (1 - \nu_s^2) \cdot l_{ws} \quad (3.40)$$

dengan :

$\frac{P_t}{p \cdot L}$ = gesekan rata-rata yang bekerja sepanjang tiang,

p = keliling tiang,

L = panjang tiang tertanam,

d = diameter tiang,

E_s = modulus elastisitas tanah,

ν_s = *poisson's ratio* tanah,

I_{ws} = faktor pengaruh,

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{d}}$$

b. metode empiris

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.41)$$

2. Tanah lempung

Penurunan pondasi tiang pada tanah kohesif terdiri atas dua komponen, yaitu penurunan seketika (*immediate settlement*) yang terjadi setelah beban bekerja dan penurunan jangka panjang (*consolidation settlement*) yang terjadi secara berangsur-angsur bersamaan dengan disipasi tekanan air pori.

B. Penurunan kelompok tiang

1. Tanah pasir

Penurunan yang terjadi pada kelompok tiang pada umumnya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal. Hal tersebut dikarenakan pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Beberapa metode hasil penelitian dapat digunakan untuk menghitung penurunan kelompok tiang.

a. metode *Vesic* (1977)

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d}} \quad (3.42)$$

dengan :

S = penurunan pondasi tiang tunggal,

S_g = penurunan kelompok tiang,

B_g = lebar kelompok tiang,

d = diameter tiang tunggal.

b. metode *Meyerhoff* (1976)

1. Berdasarkan N- SPT

$$S_g = 2 q \sqrt{\frac{B_g \cdot I}{N}} \quad (3.43)$$

dengan : $I = \left(1 - \frac{L}{8 B_g}\right) \geq 0,5$

q = tekanan pada dasar pondasi,

B_g = lebar kelompok tiang,

N = harga rata-rata N pada kedalaman $\pm B_g$ dibawah kaki pondasi tiang.

Pada pasir kelanauan, harga S_g harus dikalikan 2.

2. Berdasarkan data sondir

$$S_g = \frac{q \cdot B_g \cdot I}{2 q_c} \quad (3.44)$$

dengan : $I = \left(1 - \frac{L}{8 B_g}\right) \geq 0,5$

q = tekanan pada dasar pondasi,

B_g = lebar kelompok tiang,

q_c = daya dukung ujung.

2. Tanah lempung

Perhitungan penurunan dengan cara penurunan seketika dan penurunan konsolidasi.

a. Penurunan elastis atau seketika

Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaersli dirumuskan sebagai berikut.

$$S_i = \frac{\mu_i \cdot \mu_o \cdot q_n \cdot B_g}{E_u} \quad (3.45)$$

dengan : μ_i, μ_o = faktor yang berpengaruh,

q_n = tekanan netto pondasi ($\frac{P}{A}$),

B_g = lebar tiang pancang kelompok,

E_u = modulus deformasi pada kondisi *undrained*.

b. Penurunan konsolidasi

$$S_c = \mu_g \cdot S_{oed} \quad (3.46)$$

dengan : μ_g = faktor geologi,

S_{oed} = settlement oedometer = $\mu_d \cdot m_v \cdot \sigma_z \cdot H'$

μ_d = faktor kedalaman,

$$m_v = \text{koefisien pemampatan tiap lapis tanah} = \frac{e_1 - e_2}{(1 + e_1) \cdot \Delta}$$

e_1 = angka pori pada tekanan tanah efektif P_o ,

e_2 = angka pori pada $P_o + \Delta_p$,

σ_z = tekanan vertikal rata-rata pada lapisan pendukung,

H' = ketebalan lapisan tanah pendukung