

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Pondasi**

Pondasi merupakan elemen penting dalam struktur bangunan yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur atas ke lapisan tanah yang memiliki daya dukung yang memadai. Fungsi utama pondasi adalah memastikan agar beban yang diterima dari bangunan atas dapat disalurkan secara merata dan aman ke tanah, sehingga tidak menimbulkan penurunan diferensial yang dapat membahayakan kestabilan bangunan. Letak pondasi yang berada di bawah permukaan tanah menjadikannya sebagai bagian dari sistem substruktur yang sangat menentukan kinerja keseluruhan struktur bangunan (Hardiyatmo, 2004).

Pondasi tidak hanya berperan sebagai elemen struktural yang menyalurkan beban ke tanah, tetapi juga harus memiliki kapasitas untuk menahan berbagai jenis beban, seperti beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), serta gaya lateral yang timbul akibat angin dan gempa. Kemampuan pondasi dalam menghadapi kombinasi beban-beban tersebut menjadikannya sebagai komponen vital dalam menjamin stabilitas dan keselamatan bangunan secara keseluruhan. Oleh karena itu, proses perencanaannya harus didasarkan pada evaluasi menyeluruh terhadap kondisi tanah, daya dukung tanah, dan karakteristik pembebanan yang terjadi selama umur layan struktur (Gunawan, 1983).

Secara umum, pondasi diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*). Pemilihan jenis pondasi didasarkan pada kedalaman lapisan tanah keras serta kondisi geoteknik di lokasi proyek. Pondasi dangkal dipilih ketika lapisan tanah yang kuat berada cukup dekat dengan permukaan tanah, sementara pondasi dalam, seperti tiang pancang atau tiang bor, digunakan jika lapisan tanah keras berada pada kedalaman yang cukup jauh, sehingga diperlukan elemen struktur yang mampu menyalurkan beban secara vertikal dan lateral secara efektif (Bowles, 2015).

### 2.1.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal merupakan jenis pondasi yang mentransfer beban struktur ke lapisan tanah keras yang terletak relatif dekat dengan permukaan tanah. Kriteria umum pondasi dangkal adalah kedalaman pondasi ( $Df$ ) kurang dari atau sama dengan lebar pondasi ( $B$ ), atau secara praktis memiliki kedalaman kurang dari 3 m dari permukaan tanah. Rasio  $Df/B$  pada pondasi dangkal umumnya kurang dari 4 m (Bowles, 2015).

Jenis pondasi dangkal meliputi pondasi telapak (*spread footing*) yang digunakan pada beban titik seperti kolom, pondasi jalur (*strip footing*) yang digunakan pada beban linier seperti dinding, dan Pondasi rakit (*raft foundation*) digunakan untuk mendistribusikan beban dari bangunan besar atau pada kondisi tanah yang lunak yang membutuhkan penyebaran beban secara merata (Hardiyatmo, 2004).

Kelebihan pondasi dangkal antara lain pelaksanaan konstruksi yang lebih sederhana, biaya yang lebih rendah, serta tidak memerlukan peralatan berat. Namun, pondasi ini hanya efektif digunakan jika tanah di bawah permukaan memiliki daya dukung yang cukup dan stabil. Pondasi dangkal umumnya digunakan untuk bangunan dengan beban ringan hingga menengah, seperti rumah tinggal atau bangunan bertingkat rendah (Hardiyatmo, 2004).

### 2.1.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam digunakan ketika lapisan tanah dengan daya dukung yang memadai terletak pada kedalaman yang cukup besar di bawah permukaan tanah. Pondasi ini diperlukan jika lapisan tanah atas tidak mampu menahan beban struktur. Kategori pondasi dalam mencakup kedalaman lebih dari 3 m atau rasio  $Df/B$  lebih dari 4 (Bowles, 2015).

Jenis pondasi dalam yang umum digunakan yaitu tiang pancang (*driven pile*), berupa tiang pracetak yang dipancang ke dalam tanah menggunakan alat pemukul atau tekanan, dan tiang bor (*bored pile*), yang dibuat dengan pengeboran tanah dan pengisian beton bertulang ke dalam lubang bor (Hardiyatmo, 2004).

Pondasi dalam mampu menyalurkan beban besar secara vertikal ke lapisan tanah keras, serta menahan gaya lateral akibat gempa dan angin. Sistem ini sangat

sesuai digunakan pada bangunan bertingkat tinggi, jembatan, pelabuhan, atau struktur yang berdiri di atas tanah lunak, rawa, maupun lempung berplastisitas tinggi. Meskipun biaya pelaksanaannya lebih tinggi dan memerlukan peralatan khusus, pondasi dalam memberikan performa struktural yang lebih unggul dibandingkan pondasi dangkal (Hardiyatmo, 2004).

## 2.2 Pondasi Tiang

Pondasi tiang merupakan salah satu jenis deep foundation yang digunakan ketika lapisan tanah dengan daya dukung memadai berada pada kedalaman yang tidak dapat dijangkau oleh pondasi dangkal. Sistem pondasi ini umum diterapkan pada konstruksi bangunan bertingkat tinggi, bangunan di atas tanah lunak, atau pada wilayah perairan, di mana struktur harus mampu menahan gaya vertikal ke atas (*uplift*), serta gaya penggulingan akibat beban lateral seperti angin dan gempa (Bowles, 1997).

Berdasarkan metode pemasangannya, pondasi tiang dapat dibedakan menjadi dua jenis utama, yaitu tiang pancang (*driven pile*) dan tiang bor (*bored pile*). Tiang pancang merupakan tiang pracetak yang dipancang ke dalam tanah menggunakan alat pemukul atau *hydraulic hammer*, sehingga dapat menembus lapisan tanah lunak hingga mencapai tanah keras. Tiang ini menimbulkan perpindahan tanah yang cukup besar selama proses instalasi. Sebaliknya, tiang bor dibuat dengan mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian mengisi lubang bor tersebut dengan beton bertulang. Pemasangan tiang bor tidak menimbulkan gangguan besar pada tanah di sekitarnya dan lebih cocok diterapkan di daerah padat bangunan atau lokasi yang sensitif terhadap getaran (Hardiyatmo, 2004).

Selain itu, pondasi tiang juga dapat diklasifikasikan berdasarkan besar kecilnya perpindahan tanah selama proses pemasangan. Klasifikasi tersebut adalah sebagai berikut (Hardiyatmo, 2008):

### 1. Tiang Perpindahan Besar (*Large Displacement Pile*)

Tiang jenis ini umumnya berbentuk pejal atau berlubang dengan ujung tertutup, yang dipancang ke dalam tanah sehingga menyebabkan perpindahan volume tanah dalam jumlah besar. Contoh dari tiang ini meliputi tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (baik pejal maupun berlubang), serta tiang baja bulat dengan ujung tertutup.

## 2. Tiang Perpindahan Kecil (*Small Displacement Pile*)

Karakteristik tiang ini hampir serupa dengan tiang perpindahan besar, namun volume tanah yang tergeser saat pemancangan lebih kecil. Contohnya meliputi tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja berbentuk H, tiang baja bulat ujung terbuka, dan tiang ulir.

## 3. Tiang Tanpa Perpindahan (*Non-Displacement Pile*)

Pada jenis ini, pemasangan dilakukan melalui proses penggalian atau pengeboran terlebih dahulu, sehingga tidak menimbulkan perpindahan tanah secara signifikan. Salah satu contohnya adalah tiang bor, yaitu tiang beton yang dicor langsung di dalam lubang hasil pengeboran setelah sebelumnya dimasukkan *casing* atau pipa baja ke dalamnya.

### 2.3 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang merupakan salah satu jenis pondasi dalam yang digunakan ketika lapisan tanah permukaan tidak memiliki daya dukung yang cukup untuk menahan beban bangunan. Tiang pancang dipancang ke dalam tanah hingga mencapai lapisan yang lebih keras dan stabil. Jenis pondasi ini umumnya digunakan pada bangunan bertingkat atau pada kondisi tanah dengan daya dukung rendah, seperti tanah berair, gambut, dan tanah lunak (Sardjono, 2009).

Perencanaan pondasi tiang pancang memerlukan perhitungan yang cermat, baik dari aspek kapasitas daya dukung maupun teknis pelaksanaannya di lapangan. Faktor-faktor yang harus diperhatikan meliputi panjang tiang, jenis material, kedalaman tanah keras, serta metode pemancangan yang digunakan. Kapasitas daya dukung tiang diperoleh dari interaksi antara tiang dengan tanah sekitarnya, dan biasanya dievaluasi melalui pengujian beban (*load testing*) setelah pemasangan di lapangan (Hardiyatmo, 2016).

Pemilihan metode perhitungan daya dukung juga berperan penting dalam perencanaan pondasi tiang pancang. Berbagai pendekatan dapat digunakan, seperti pengujian beban langsung maupun perhitungan teoritis berdasarkan prinsip elastisitas. Selain itu, proses perencanaan harus merujuk pada standar teknis yang berlaku, salah satunya adalah SNI 2833:2016 tentang perencanaan pondasi tiang pancang (Hardiyatmo, 2014).

Secara umum, perencanaan pondasi tiang pancang perlu mempertimbangkan kondisi tanah, dimensi tiang, metode pemancangan, serta faktor keamanan agar pondasi dapat bekerja secara optimal dan menjamin kestabilan struktur dalam jangka panjang.

## **2.4 Pembebanan Struktur**

Pembebanan merupakan salah satu aspek krusial dalam perencanaan struktur bangunan karena memengaruhi stabilitas dan integritas sistem struktur secara keseluruhan. Oleh karena itu, penting untuk mengidentifikasi jenis-jenis beban yang akan bekerja pada struktur, seperti beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Beban-beban ini menghasilkan gaya-gaya internal yang dapat berupa gaya aksial, momen lentur, atau geser, yang menyebabkan timbulnya tegangan dan regangan pada elemen-elemen struktur.

### **2.4.1 Beban Mati (*Dead Load*)**

Beban Mati merupakan beban permanen yang berasal dari berat sendiri seluruh elemen struktur dan non-struktur yang bersifat tetap selama umur layan bangunan. Komponen yang termasuk beban mati antara lain dinding, lantai, atap, plafon, tangga, lapisan *finishing*, serta peralatan atau mesin yang terpasang secara permanen pada bangunan (Pamungkas, 2013).

### **2.4.2 Beban Hidup (*Live Load*)**

Beban Hidup adalah beban yang berasal dari aktivitas manusia, perabotan, peralatan yang dapat dipindahkan, serta barang-barang sementara lainnya. Karena bersifat tidak tetap, beban hidup dapat berubah-ubah selama masa penggunaan bangunan, baik dalam besar maupun distribusinya, dan harus diperhitungkan secara cermat dalam desain struktur (Pamungkas, 2013).

### **2.4.3 Beban Gempa**

Beban gempa merupakan gaya yang ditimbulkan oleh getaran atau pergeseran tanah selama kejadian seismik, yang kemudian ditransmisikan ke struktur bangunan. Efek ini dimodelkan sebagai gaya dinamis horizontal yang bekerja pada sistem struktur dan dihitung berdasarkan standar perencanaan gempa sebagai earthquake load dalam tahap desain struktur (Pamungkas, 2013).

## 2.5 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan tahap awal yang krusial dalam perencanaan proyek-proyek teknik sipil, seperti pembangunan gedung, jembatan, jalan raya, bendungan, dan struktur teknik lainnya. Pada konstruksi bangunan gedung, kegiatan ini bertujuan untuk memperoleh data karakteristik tanah di lokasi proyek sebagai dasar perencanaan sistem pondasi. Informasi yang dikumpulkan meliputi jenis dan susunan lapisan tanah, muka air tanah, serta sifat-sifat fisik dan mekanik tanah. Tujuan utamanya adalah untuk mengetahui kapasitas daya dukung tanah agar dapat ditentukan jenis pondasi yang paling tepat dan aman, baik itu pondasi dangkal maupun pondasi dalam, sehingga struktur dapat berdiri secara stabil dan memiliki umur layan yang memadai (Hardiyatmo, 2014).

Tahapan dalam pelaksanaan penyelidikan tanah meliputi pengeboran atau penggalian lubang uji, pengambilan contoh tanah (sampling), serta pengujian tanah baik di laboratorium maupun di lapangan. Salah satu parameter utama yang sering digunakan dalam evaluasi tanah adalah nilai *Standard Penetration Test* (SPT-N), yaitu jumlah pukulan palu seberat 63,5 kg yang dijatuhkan dari ketinggian 76 cm untuk menembus tanah sejauh 30 cm. Nilai NSPT ini menjadi indikator kekerasan tanah dan digunakan untuk mengklasifikasikan kondisi tanah di lapangan. Secara umum, tanah dengan nilai NSPT kurang dari 4 dikategorikan sebagai tanah sangat lunak, nilai 4–10 sebagai tanah lunak, nilai 10–30 sebagai tanah sedang, nilai 30–50 sebagai tanah padat, dan lebih dari 50 sebagai tanah sangat padat atau keras. Kategori ini sangat berguna dalam menentukan jenis pondasi yang sesuai untuk mendukung struktur yang direncanakan (Das, 2010).

## 2.6 Daya Dukung Tiang Pancang

Kapasitas dukung tiang pancang adalah kemampuan sebuah tiang untuk menopang atau menahan beban vertikal dari struktur bangunan dan menyalurkannya ke lapisan tanah pendukung di bawah permukaan. Penentuan kapasitas daya dukung ini sangat penting untuk menjamin stabilitas dan keselamatan struktur secara keseluruhan. Secara umum, daya dukung tiang pancang terdiri atas dua komponen utama, yaitu daya dukung ujung dan daya dukung gesek (Das, 2011).

### 2.6.1 Daya Dukung Ijin Vertikal

Kasanggupan tiang dalam menopang beban hingga mencapai kondisi keruntuhan disebut sebagai daya dukung tiang. Daya ini dapat berupa gaya tekan maupun gaya tarik yang bekerja pada tiang, dan dievaluasi berdasarkan kekuatan izin material serta interaksi antara tiang dengan tanah sekitarnya. Secara umum, daya dukung vertikal izin suatu pondasi tiang ( $R_a$ ) dihitung dari penjumlahan kontribusi daya dukung ujung (*end bearing*) dan gesekan pada permukaan samping tiang (Bowles, 1997).

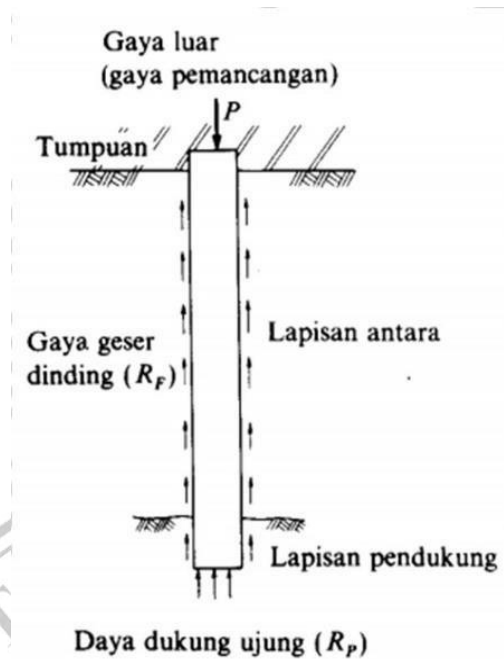
Persamaan 2.1 digunakan untuk menghitung daya dukung izin vertikal pondasi tiang, berdasarkan kontribusi daya dukung ujung dan gesekan sepanjang sisi tiang.

$$R_a = \frac{1}{n} \times R_u = \frac{1}{n} \times (R_p + R_f) \dots\dots\dots (2.1)$$

Keterangan;

- $R_a$  = Kapasitas vertikal ijin
- $n$  = Nilai Faktor keamanan
- $R_u$  = Kapasitas maksimum tanah pondasi
- $R_p$  = Daya dukung ujung tiang
- $R_f$  = Tahanan geser sisi tiang

Mekanisme kerja daya dukung tiang yang terdiri dari kontribusi daya dukung ujung dan gesekan sisi secara umum dapat dilihat pada **Gambar 2.1**.



**Gambar 2.1** Mekanisme daya dukung tiang  
(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 1988:99)

Faktor keamanan pada daya dukung izin vertikal dapat diklasifikasikan ke dalam beberapa kategori sebagaimana ditunjukkan pada **Tabel 2.1**.

**Tabel 2.1** Faktor-faktor keamanan pada daya dukung izin vertikal

	Jembatan - Jalan Raya		Jembatan Kereta Api	Konstruksi Pelabuhan	
	Tiang pendukung	Tiang geser		Tiang pendukung	Tiang geser
Beban statis	3	4	3	> 2,5	
Beban statis dan sementara	-	-	2	-	
Waktu gempa	2	3	1,5 (1,2)	> 1,5	> 2,0

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 1988:100)

Persamaan 2.2 disusun berdasarkan pendekatan dari Meyerhof dan Terzaghi, dengan bentuk rumus sebagai berikut.

- a) Jika berat tiang yang dirancang terlalu besar, maka tiang perlu dicor langsung di lapangan.

$$Ra = \frac{1}{n}(Ru - Ws) + Ws - W \dots \dots \dots (2.2)$$

- b) Jika tiang yang direncanakan memiliki berat normal atau ringan, maka dapat digunakan tiang pracetak jenis *spun pile* dengan perhitungan berat sendiri menggunakan rumus berikut.

$$Ra = \frac{1}{n} Ru \dots \dots \dots (2.3)$$

$$Ru = q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i \dots \dots \dots (2.4)$$

Keterangan:

$W_s$  = Massa tanah efektif (*ton*)

$W$  = Massa efektif tiang (*ton*)

$A$  = Luas ( $m^2$ )

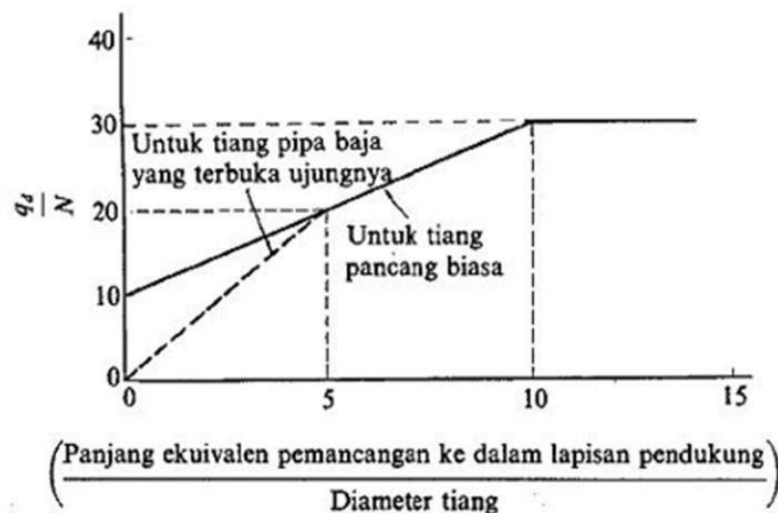
$l_i$  = Tebal lapisan tanah mengingat geseran dinding tiang

$f_i$  = Gaya geser maksimum lapisan tanah yang diperhitungkan dengan geseran dinding tiang ( $t/m^2$ )

$q_d$  = Kapasitas dukung ujung tiang (*ton*)

$U$  = Panjang keliling tiang (*m*)

Kaitan antara rasio  $L/D$  dan nilai  $qd/N$  yang menjadi dasar dalam estimasi daya dukung terpusat ditunjukkan pada **Gambar 2.2**.



**Gambar 2.2** Daya dukung *ultimate*  
(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 1988:101)

Persamaan 2.5 digunakan untuk menentukan  $N$ , yaitu gaya normal rata-rata yang bekerja pada ujung tiang. Nilai ini menjadi dasar dalam menentukan besarnya daya dukung terpusat ( $qd/N$ ), berdasarkan perbandingan dengan rasio  $L/D$ .

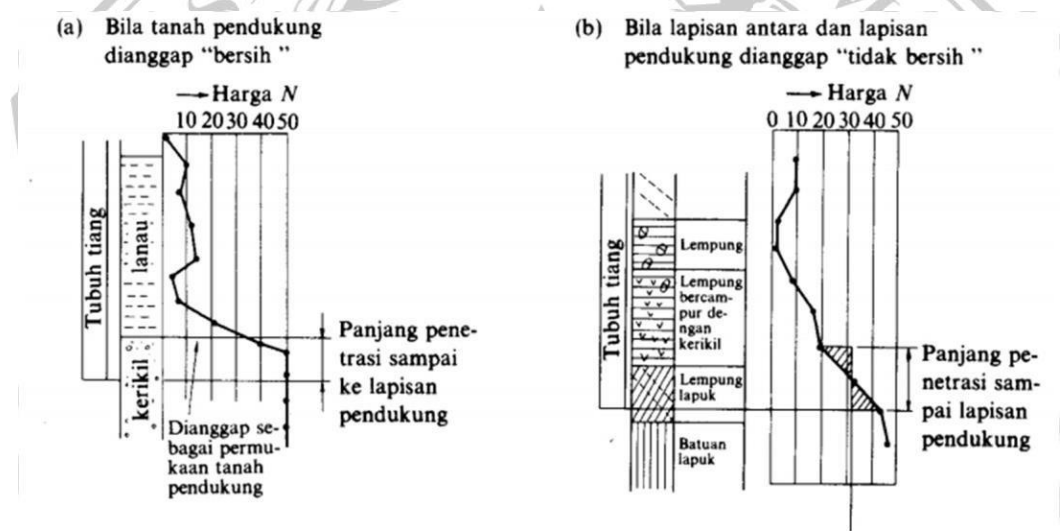
$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \dots \dots \dots (2.5)$$

Keterangan:

$N_1$  = besar  $N$  di ujung tiang

$\bar{N}_2$  = besar rata-rata nilai  $N$  dengan jarak  $4D$  dari ujung tiang

Penentuan panjang ekuivalen penetrasi hingga mencapai lapisan pendukung tidak hanya mempertimbangkan distribusi nilai  $N$ , tetapi juga memperhatikan tekstur tanah yang tercantum pada log boring. Kedua parameter tersebut digunakan sebagai dasar dalam memilih diagram (a) atau diagram (b) pada **Gambar 2.3**.



- (1) Harga  $N$  rencana dari tanah pondasi pada ujung tiang diperoleh dengan:

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (\bar{N} \leq 40)$$

$N_1$ : Harga  $N$  pada ujung tiang

$\bar{N}_2$ : Harga rata-rata pada jarak  $4D$  dari ujung tiang

- (2) Jarak dari titik di mana sebagian daerahnya sesuai dengan diagram distribusi harga  $N$  dari tanah pondasi dan garis  $N$  (bagian yang diarsir pada gambar) adalah sama untuk ujung tiang dan dianggap sebagai panjang penetrasi

**Gambar 2.3** Diagram Penentuan Panjang Ekuivalen Penetrasi Tiang

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 1988:100)

Besarnya gaya geser maksimum pada dinding tiang ( $f_i$ ) dihitung berdasarkan jenis tiang serta karakteristik tanah pondasi di sekitarnya. Nilai kohesi tanah ( $c$ ) untuk tanah kohesif sering diasumsikan sebesar 0,5 kali dari kuat tekan bebas tanah ( $q_u$  atau *unconfined compression strength*) (Das, 2011).

**Tabel 2.2** Intensitas gaya geser dinding tiang

Jenis tanah pondasi	Tiang Pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5(\leq 10)}$	$\frac{N}{2(\leq 12)}$
Tanah kohesif	$C$ atau $N (\leq 12)$	$\frac{C}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

(Sumber: KazutoNakazawa, 2000: 102)

Persamaan 2.6 digunakan untuk menghitung daya dukung izin tekan pondasi berdasarkan kekuatan tanah, dengan mempertimbangkan kontribusi dari ujung tiang dan gesekan sisi.

$$Q_a = \frac{Q_b}{FK_1} + \frac{Q_s}{FK_2} \dots \dots \dots (2.6)$$

Jika dihitung berdasarkan parameter geometrik dan daya dukung per satuan luas, maka digunakan persamaan 2.7.

$$Q_a = \frac{A_b \cdot Q_d}{FK_1} + \frac{\sum li \cdot fi \cdot A_{st}}{FK_2} \dots \dots \dots (2.7)$$

Jika menggunakan tiang berbentuk silinder penuh. Maka rumus yang digunakan adalah persamaan 2.8.

$$Q_a = \frac{(\frac{1}{4}\pi d^2 \cdot q_d)}{FK_1} + \frac{\sum li \cdot fi \cdot (\pi d)}{FK_2} \dots \dots \dots (2.8)$$

Keterangan:

- $Q_a$  = daya dukung izin total ( $kN$ )
- $Q_b$  = daya dukung dari ujung/*bottom* (*end bearing*)
- $Q_s$  = daya dukung dari gesekan sepanjang sisi tiang (*skin friction*)
- $FK_1$  = faktor keamanan untuk daya dukung ujung
- $FK_2$  = faktor keamanan untuk daya dukung gesek
- $A_b$  = luas ujung pondasi ( $m^2$ )
- $q_d$  = daya dukung ujung per satuan luas ( $kN/m^2$ )
- $li$  = panjang tiang pada lapisan ke-i ( $m$ )
- $fi$  = daya dukung gesek per satuan luas pada lapisan ke-i ( $kN/m^2$ )
- $A_{st}$  = luas permukaan sisi tiang ( $m^2$ )
- $d$  = diameter tiang ( $m$ )

### 2.6.2 Daya Dukung Ijin Tarik

Daya dukung izin tarik merupakan besarnya beban maksimum yang dapat diterima oleh tiang pondasi dalam kondisi tarikan vertikal, tanpa menyebabkan keruntuhan tanah, dengan mempertimbangkan faktor keamanan.

Persamaan 2.9 digunakan untuk menghitung nilai daya dukung izin tarik pada pondasi tiang.

$$P_{ta} = \left( \sum l_i \cdot f_i \cdot A_{st} \right) \cdot \frac{0,7}{FK_2} + W \dots \dots \dots (2.9)$$

Keterangan:

- $P_{ta}$  = daya dukung izin tarik ( $kN$ )
- $l_i$  = Panjang segmen tiang ( $m$ )
- $f_i$  = panjang elemen tanah yang berkontribusi terhadap gesekan ( $m$ )
- $A_{st}$  = luas permukaan samping tiang yang berinteraksi dengan tanah ( $m^2$ )
- $FK_2$  = faktor keamanan untuk gesekan tanah
- $W$  = berat tiang atau berat struktur yang menekan ke bawah ( $kN$ )

### 2.6.3 Daya Dukung Tiang Kelompok

Daya dukung kelompok tiang merupakan jumlah total daya dukung dari seluruh elemen tiang dalam satu sistem pondasi kelompok yang bekerja secara bersamaan untuk memikul beban dari struktur atas. Namun, akibat adanya interaksi antar tiang khususnya melalui bidang geser tanah di sekitarnya kapasitas total kelompok tidak selalu setara dengan hasil kali antara jumlah tiang dan daya dukung individual tiap tiang. Efisiensi kelompok tiang dipengaruhi oleh konfigurasi geometrik susunan tiang, jarak antar tiang, serta karakteristik tanah yang melingkupinya (Das, 2011).

Salah satu pendekatan umum untuk memperkirakan efisiensi kelompok tiang adalah metode *Converse-Labarre*, sebagaimana dirujuk dalam *Uniform Building Code (UBC)* dan *AASHTO*. Pendekatan ini mempertimbangkan sudut interaksi antar tiang serta jumlah baris dan kolom dalam kelompok tiang.

#### 2.6.3.1 Jumlah Tiang yang Diperlukan

Jumlah tiang yang diperlukan ditentukan dengan membagi total beban aksial yang bekerja pada kolom terhadap kapasitas daya dukung izin satu tiang.

Hasil pembagian ini kemudian dibulatkan ke atas agar menjamin faktor keamanan struktur tetap terpenuhi. Penentuan jumlah tiang sangat penting dalam desain pondasi karena akan memengaruhi dimensi *pile cap*, konfigurasi susunan tiang, dan distribusi beban ke tanah pendukung.

Persamaan 2.10 digunakan untuk menentukan jumlah tiang dalam satu kelompok tiang pancang yang dibutuhkan untuk menopang beban dari satu kolom.

$$n_p = \frac{P}{P_{all}} \dots\dots\dots (2.10)$$

Keterangan:

$n_p$  = jumlah tiang pancang yang dibutuhkan

$P$  = gaya aksial total dari kolom ( $kN$ )

$P_{all}$  = kapasitas daya dukung aksial izin dari satu tiang pancang ( $kN$ )

### 2.6.3.2 Sudut Interaksi Antar Tiang

Sudut interaksi antar tiang ( $\theta$ ) menggambarkan sejauh mana pengaruh satu tiang terhadap tiang lainnya dalam satu kelompok pondasi akibat tumpang tindih zona tegangan di antara tiang-tiang tersebut. Interaksi ini menyebabkan berkurangnya efisiensi daya dukung tiap tiang dalam kelompok, terutama jika jarak antar tiang terlalu rapat. Nilai sudut interaksi digunakan dalam perhitungan kapasitas kelompok tiang untuk menghindari *overestimasi* kekuatan pondasi.

Persamaan 2.11 digunakan untuk menghitung sudut interaksi antar tiang ( $\theta$ ) berdasarkan perbandingan antara diameter atau sisi tiang dengan jarak antar tiang, sehingga dapat menggambarkan tingkat interaksi antar tiang dalam satu kelompok pondasi.

$$\theta = \arctan \frac{d}{s} \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan:

$\theta$  = Sudut interaksi antar tiang (dalam derajat)

$d$  = Dimensi penampang tiang ( $m$ )

$s$  = Jarak antar tiang ( $m$ )

### 2.6.3.3 Efisiensi Tiang Kelompok

Efisiensi kelompok tiang merupakan rasio antara daya dukung kelompok tiang secara aktual terhadap jumlah tiang dikalikan dengan daya dukung satu tiang secara individual. Dalam perencanaannya, efisiensi kelompok tiang tidak selalu mencapai 100% karena adanya interaksi antar tiang, terutama jika jarak antar tiang terlalu rapat.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang dilakukan untuk mengetahui seberapa besar pengaruh interaksi antar tiang dalam satu kelompok terhadap daya dukung total. Interaksi antar tiang ditentukan melalui sudut interaksi  $\theta$ , yang dihitung dari perbandingan antara dimensi tiang dan jarak antar tiang. Setelah nilai  $\theta$  diperoleh, efisiensi kelompok tiang dihitung dengan persamaan 2.12.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \dots \dots \dots (2.12)$$

Keterangan:

- $E_g$  = Efisiensi kelompok tiang
- $m$  = Jumlah baris tiang
- $n$  = Jumlah kolom tiang
- $\theta$  = Sudut interaksi antar tiang (dalam derajat)

### 2.6.3.4 Daya Dukung Total Tiang Kelompok

Setelah efisiensi diketahui, daya dukung total kelompok tiang dapat dihitung dengan persamaan 2.13.

$$Q_g = E_g \cdot n_t \cdot R_a \dots \dots \dots (2.13)$$

Keterangan:

- $Q_g$  = Daya dukung total kelompok tiang ( $kN$ )
- $E_g$  = Efisiensi kelompok tiang
- $n_t$  = Jumlah total tiang dalam kelompok
- $R_a$  = Daya dukung aksial tiang tunggal ( $kN$ )

### 2.6.3.5 Beban Maksimum pada Tiang Kelompok

Dalam sistem pondasi kelompok tiang, distribusi beban vertikal tidak selalu merata pada seluruh tiang akibat eksentrisitas beban dan momen akibat gaya lateral. Oleh karena itu, penting untuk memperhitungkan beban terbesar (*max*) dan terkecil (*min*) yang mungkin terjadi disetiap tiang dalam kelompok.

Untuk memperkirakan beban terbesar (*max*) dan terkecil (*min*) pada tiang kelompok, digunakan Persamaan 2.14 yang memperhitungkan pengaruh beban aksial dan momen lentur dalam dua arah (sumbu-x dan sumbu-y).

$$P_{max}/P_{min} = \frac{P_u}{n_p} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \sum x^2} \dots \dots \dots (2.14)$$

Keterangan:

$P_{max}$  = Beban maksimum yang diterima oleh tiang (*kN*)

$P_{min}$  = Beban minimum yang diterima oleh tiang (*kN*)

$P_u$  = Total beban aksial yang bekerja pada kelompok tiang (*kN*)

$n_p$  = Jumlah total tiang dalam kelompok

$M_x$  = Momen terhadap sumbu-x (*kNm*)

$M_y$  = Momen terhadap sumbu-y (*kNm*)

$X_{max}$  = Jarak maksimum tiang terhadap pusat massa kelompok dalam arah-x (*m*)

$Y_{max}$  = Jarak maksimum tiang terhadap pusat massa kelompok dalam arah-y (*m*)

$n_x$  = Jumlah tiang dalam arah-x

$n_y$  = Jumlah tiang dalam arah-y

$\sum x^2$  = Jumlah kuadrat jarak masing-masing tiang terhadap sumbu pusat massa dalam arah-x

$\sum y^2$  = Jumlah kuadrat jarak masing-masing tiang terhadap sumbu pusat massa dalam arah-y

### 2.6.4 Daya Dukung Horizontal

Daya dukung horizontal pada sistem pondasi tiang sangat dipengaruhi oleh kondisi perlekatan ujung tiang terhadap kepala pelat tiang (*pile cap*). Berdasarkan kondisi ini, *pile cap* diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu:

1. Tiang ujung terjepit (*fixed-end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free-end pile*)

Tiang pancang dianggap sebagai tiang ujung tetap (terjepit) apabila ditanam ke dalam *pile cap* sedalam  $\geq 0,60 m$ . Sebaliknya, jika kedalaman penanaman kurang dari  $0,60 m$ , maka tiang dianggap sebagai ujung bebas.

#### 2.6.4.1 Pada Tanah Kohesif dengan Tiang Pendek dan Ujung Terjepit

Jika tanah bersifat kohesif dan tiang tergolong pendek serta ujungnya terjepit, maka daya dukung horizontal dapat dihitung menggunakan persamaan 2.15 dan persamaan 2.16.

$$H_u = 9 \cdot c_u \cdot D \left( L_p - \frac{3D}{2} \right) \dots \dots \dots (2.15)$$

$$M_{maks} = H_u \left( \frac{L_p}{2} - \frac{3D}{2} \right) \dots \dots \dots (2.16)$$

Keterangan:

$H_u$  = daya dukung ultimit horizontal ( $kN$ )

$M_{maks}$  = momen maksimum akibat gaya horizontal ( $kNm$ )

$c_u$  = kekuatan geser tak terdrainase tanah (*undrained shear strength*) ( $kN/m^2$ )

$D$  = diameter tiang ( $m$ )

$L_p$  = panjang tertanam tiang ( $m$ )

#### 2.6.4.2 Pada Tiang Sedang (tidak terlalu pendek maupun panjang)

Untuk tiang yang tergolong sedang (tidak terlalu pendek maupun panjang), maka menggunakan persamaan 2.17.

$$M_y = \left( \frac{9}{4} \right) c_u \cdot D \cdot g^2 - 9 \cdot c_u \cdot D \cdot f \left( \frac{3D}{2} - \frac{f}{2} \right) \dots \dots \dots (2.17)$$

Sedangkan panjang tertanam efektif dihitung dengan persamaan 2.18.

$$L_p = \frac{3D}{2} + f + \sqrt{g^2 + f^2} \dots \dots \dots (2.18)$$

Keterangan:

$M_y$  = momen akibat gaya horizontal ( $kNm$ )

$g, f$  = parameter geometri terkait kedalaman dan posisi titik resultan

$c_u$  = *undrained shear strength* tanah ( $kN/m^2$ )

$D$  = diameter tiang ( $m$ )

$L_p$  = panjang efektif tertanam ( $m$ )

### 2.6.4.3 Pada Tanah Kohesif dengan Tiang Panjang

Untuk kondisi tiang pada tanah kohesif yang tergolong panjang, perhitungan daya dukung horizontal dilakukan jika nilai momen maksimum aktual  $M_{maks}$  lebih besar dari momen batas  $M$ . Hal ini menunjukkan bahwa tiang termasuk dalam kategori tiang panjang, dan daya dukung horizontal dihitung menggunakan Persamaan 2.19.

$$H_u = \frac{M_y}{\left(\frac{3D}{2} - \frac{f}{2}\right)} \dots\dots\dots (2.19)$$

Menentukan Nilai  $f$

Nilai  $f$  dapat ditentukan melalui perhitungan menggunakan Persamaan 2.20 berikut.

$$f = \frac{H_u}{9 \cdot c_u \cdot D} \dots\dots\dots (2.20)$$

Hubungan antara Nilai  $c_u$  dan Nilai SPT

Untuk mengetahui nilai  $c_u$  (*undrained shear strength*), dapat digunakan hubungan empiris berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT), yaitu:

$$c_u = k \cdot N \dots\dots\dots (2.21)$$

Keterangan:

$H_u$  = daya dukung ultimit horizontal ( $kN$ )

$M_y$  = momen batas ( $kNm$ )

$D$  = diameter tiang ( $m$ )

$f$  = jarak dari permukaan tanah ke titik resultan tekanan tanah pasif ( $m$ )

$c_u$  = kekuatan geser tak terdrainase ( $kN/m^2$ )

$N$  = nilai SPT

$k$  = konstanta empiris (antara 3,5 hingga 6,5  $kN/m^2$  per nilai SPT)

$L_p$  = panjang tertanam tiang ( $m$ )

### 2.6.4.4 Pada Tiang Pendek dengan Tanah Non-Kohesif

Untuk tiang pendek dengan kondisi ujung terjepit yang ditanam pada tanah *non-kohesif*, daya dukung horizontal dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.22.

$$H_u = 0,5 \cdot D \cdot L^3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot (e + L) \dots\dots\dots (2.22)$$

Keterangan:

$H_u$  = daya dukung ultimit horizontal ( $kN$ )

$D$  = diameter tiang ( $m$ )

$L$  = panjang tertanam tiang ( $m$ )

$K_p$  = koefisien tekanan tanah pasif ( $t/m^2$ )

$\gamma$  = berat jenis tanah ( $t/m^3$ )

$e$  = jarak dari permukaan tanah ke titik resultan tekanan tanah pasif ( $m$ )

## 2.7 Penurunan Pondasi (*Settlement*)

Penurunan pondasi (*settlement*) merupakan pergerakan vertikal ke arah bawah yang dialami pondasi akibat beban yang dipindahkan ke tanah. Fenomena ini disebabkan oleh terjadinya pemadatan pada lapisan tanah di bawah pondasi sebagai reaksi terhadap pembebanan dari struktur di atasnya.

### 2.7.1 Penurunan Segera

Dalam perencanaan pondasi, penilaian terhadap penurunan tanah menjadi hal penting untuk menentukan kelayakan jenis dan ukuran pondasi yang akan digunakan. Salah satu bentuk penurunan yang perlu diperhatikan adalah penurunan segera, yaitu penurunan yang terjadi seketika setelah beban diterapkan tanpa memerlukan waktu yang lama. Penurunan ini disebabkan oleh deformasi langsung pada massa tanah akibat tekanan beban struktur, terutama pada jenis tanah berbutir halus yang tidak jenuh. Karena tidak melibatkan aliran air dari pori-pori tanah, jenis penurunan ini berlangsung cepat dan bersifat langsung.

Menurut Hardiyatmo (2002: 227), penurunan segera dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \cdot \frac{qB}{E_s} \dots \dots \dots (2.23)$$

Keterangan:

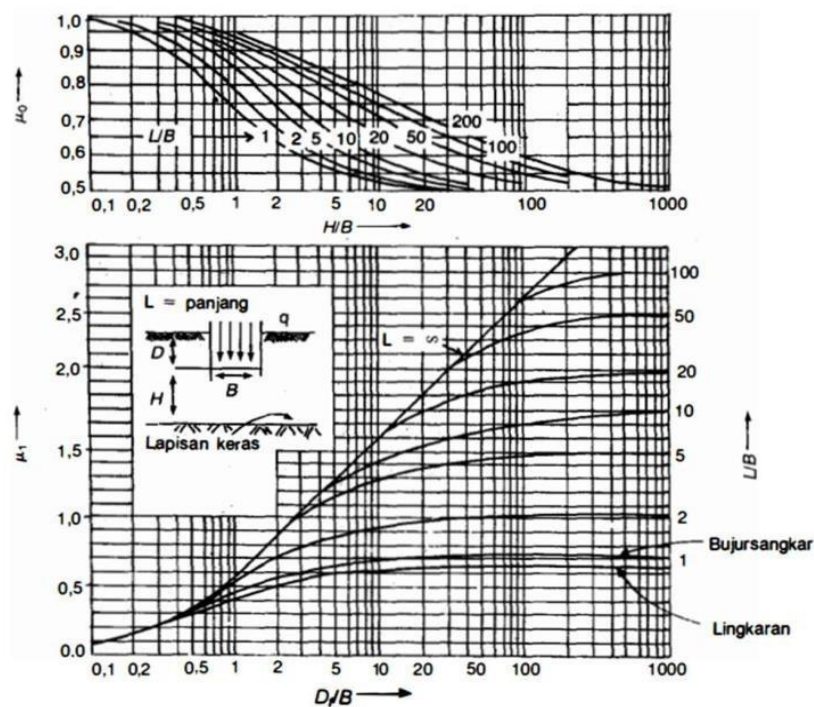
$S_i$  = Penurunan segera ( $m$ )

$\mu_1, \mu_0$  = Faktor koreksi tergantung bentuk pondasi dan kondisi tanah

$q$  = Tekanan yang bekerja di bawah pondasi ( $kN/m^2$ )

$B$  = Lebar pondasi ( $m$ )

$E_s$  = Modulus elastisitas tanah ( $kN/m^2$ )



**Gambar 2.4** Grafik untuk mencari nilai  $\mu_1$ ,  $\mu_0$ .  
(Sumber: Hardiyatmo, 2002: 234)

Sementara itu, Adapun kategori modulus elastisitas tanah ( $E_s$ ) dapat dirangkum dalam **Tabel 2.3**.

**Tabel 2. 3** Pengelompokan nilai  $E_s$  pada Tanah

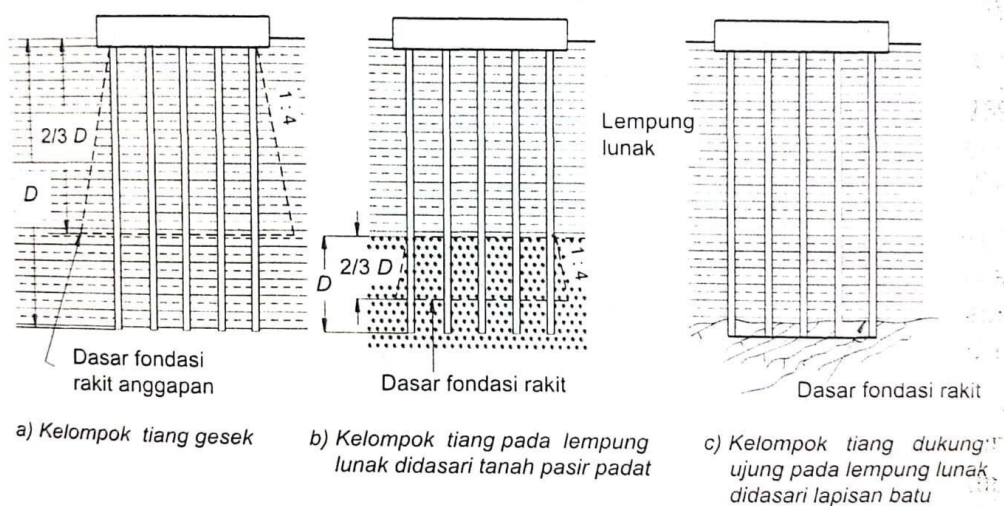
Jenis Tanah	$E_s$ ( $kN/m^2$ )
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

(Sumber: Bowles, 1977:125)

Untuk memperoleh nilai modulus elastisitas tanah ( $E_u$ ), salah satu metode yang dapat digunakan adalah uji sondir. Hasil uji ini menghasilkan kurva tegangan-regangan pada kondisi tanah tanpa pengekangan, yang dapat digunakan untuk menghitung nilai modulus deformasi tanah dan selanjutnya menentukan  $E_u$ . Uji sondir memberikan hasil yang relatif spesifik sehingga sering dijadikan acuan dalam analisis. Untuk jenis tanah pasir berbutir kasar, nilai  $E_u$  umumnya dihitung sebesar 3 kali nilai  $q_c$ , sedangkan untuk tanah lempung berada dalam kisaran 2 hingga 8 kali nilai  $q_c$  (Hardiyatmo, 2000).

Selain itu, pengujian penetrasi standar (SPT) juga dapat digunakan untuk memperoleh nilai modulus elastis. Mitchell dan Gardner (1975) menyarankan bahwa nilai modulus elastisitas dapat dikorelasikan dengan nilai N-SPT. Berdasarkan korelasi ini, didapatkan persamaan  $E = 10 (N + 15) (k/ft^2)$  untuk tanah jenis pasir, dan  $E = 6 (N + 5) (k/ft^2)$  untuk tanah jenis pasir berlempung.

Nilai modulus elastisitas ( $E$ ) umumnya bervariasi terhadap kedalaman dan karakteristik tanah. Sistem tanah berlapis sering disederhanakan menjadi lapisan fiktif yang berada di atas lapisan keras. Dalam proses perhitungan penurunan segera, tanah dibagi menjadi beberapa lapisan dengan ketebalan tertentu. Tegangan vertikal pada setiap lapisan dihitung, dan total penurunan ditentukan dari akumulasi kontribusi penurunan setiap lapisan berdasarkan distribusi tegangan yang terjadi. Diagram perhitungan penurunan segera per lapisan dapat dilihat pada **Gambar 2.5**.



**Gambar 2.5** Skema Perhitungan penurunan segera per lapisan  
(Sumber: Hardiyatmo, 2015: 269)

1. Lapisan 1

$$S_{i(1)} = \mu_1 \mu_0 \cdot \frac{qB}{E_u} \dots\dots\dots (2.24)$$

2. Lapisan 2

$$S_{i(2)} = \mu_1 \mu_0 \cdot \frac{qB}{E_u} \dots\dots\dots (2.25)$$

3. Lapisan 3

$$S_{i(3)} = \mu_1 \mu_0 \cdot \frac{qB}{E_u} \dots\dots\dots (2.26)$$

4. Penurunan Total

$$S_i = S_{i(1)} + S_{i(2)} + S_{i(3)} \dots\dots\dots (2.27)$$

Keterangan

$S_i$  = Penurunan segera ( $m$ )

$\mu_1$  = Faktor koreksi pada lapisan tanah yang ketebalannya terbatas

$\mu_0$  = Faktor koreksi pada kedalaman  $D_f$

$q$  = Tekanan yang bekerja di bawah pondasi ( $kN/m^2$ )

$B$  = Lebar pondasi ( $m$ )

$E_u$  = modulus elastisitas tanah pada lapisan yang bersangkutan

### 2.7.2 Penurunan Konsolidasi

Pada kondisi normal konsolidasi, penurunan konsolidasi menggambarkan perubahan vertikal permukaan tanah yang terjadi seiring dengan berkurangnya volume massa tanah akibat beban luar. Penurunan ini umumnya terjadi pada tanah berbutir halus seperti lempung, terutama jika tanah tersebut jenuh air.

Jika tebal lapisan tanah adalah  $H$ , maka penurunan konsolidasi dapat dihitung menggunakan dua pendekatan berikut:

1. Berdasarkan perubahan indeks rongga:

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \times H \dots\dots\dots (2.28)$$

2. Berdasarkan indeks kompresi:

$$S_c = \frac{H}{1 + e_0} \times C_c \times \log \left( \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \right) \dots\dots\dots (2.29)$$

Keterangan:

$S_c$  = penurunan konsolidasi ( $m$ )

$e_0$  = indeks rongga awal

$e$  = indeks rongga akhir

$H$  = tebal lapisan tanah ( $m$ )

$C_c$  = indeks kompresi (diperoleh dari uji konsolidasi laboratorium)

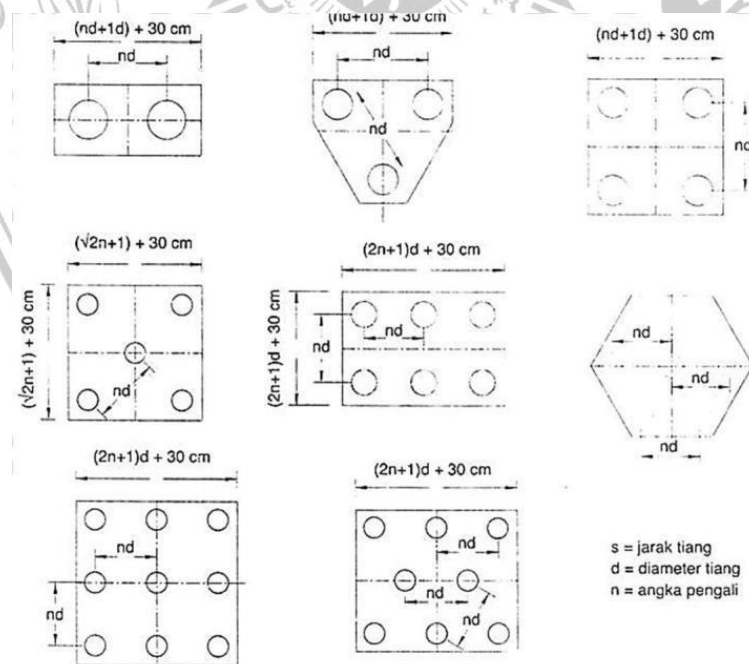
$P_0$  = tekanan efektif awal ( $kN/m^2$ )

$\Delta p$  = kenaikan tekanan akibat beban luar ( $kN/m^2$ )

## 2.8 Pelat Penutup Tiang (*Pile Cap*)

*Pile cap* merupakan elemen struktur yang berfungsi untuk mendistribusikan beban dari kolom ke kelompok tiang pancang di bawahnya, dan idealnya didukung oleh minimal tiga tiang. Apabila hanya terdapat dua tiang, maka *pile cap* perlu dikaitkan dengan *sloof* yang terintegrasi bersama kolom lain agar distribusi beban tetap aman (Bowles, 1997).

Konfigurasi penempatan tiang pancang dalam satu *pile cap* dirancang dengan mempertimbangkan geometri beban dan efisiensi penyaluran gaya ke tanah pendukung, sebagaimana ditunjukkan pada **Gambar 2.6**.



**Gambar 2.6** Desain tiang kelompok dalam *pile cap*  
(sumber: Hardiyatmo, 2015:284)

Perencanaan pelat penutup atau kaki tiang (*footing*) pada pondasi kelompok tiang dilakukan dengan beberapa pertimbangan teknis sebagai berikut:

1. Pelat penutup perlu memiliki kekuatan dan kekakuan yang memadai agar mampu menyalurkan beban secara merata tanpa menimbulkan lentur berlebih pada kepala tiang. Tanpa kekakuan yang cukup, *pile cap* yang berfungsi seperti struktur gantung di atas tiang dapat menyebabkan kerusakan lokal.
2. Karena kolom yang ditopang oleh *pile cap* umumnya pendek dan cukup lentur, maka distribusi tegangan dan deformasi dari *pile cap* ke tiang-tiang harus menyerupai bidang regangan rata (*plane strain*) untuk memastikan beban tersalurkan secara seragam dan stabil.

### 2.8.1 Dimensi Pelat Penutup (*Pile Cap*)

Pendimensian pelat penutup tiang ditentukan berdasarkan jumlah dan konfigurasi tiang dalam kelompok serta jarak antar tiang. Berdasarkan SNI 03-3847-2002, ketebalan minimum pile cap harus memperhatikan kekuatan struktur dan perlindungan tulangan. Ketebalan minimum pelat penutup adalah 300 mm di atas tulangan bawah untuk memastikan kekakuan yang cukup dalam mendistribusikan beban ke seluruh tiang. Selain itu, apabila pengecoran dilakukan langsung di atas tanah tanpa bekisting bawah, maka tebal selimut beton minimum yang disarankan adalah 75 mm, untuk melindungi tulangan terhadap pengaruh lingkungan dan mencegah korosi.

### 2.8.2 Penulangan Pelat Penutup (*Pile Cap*)

Desain penulangan pada *pile cap* atau pelat penutup tiang diasumsikan sebagai balok, sehingga perhitungannya mengikuti prinsip penulangan balok (Rusdianto, 2005).

Kebutuhan momen nominal dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.30.

$$K_{perlu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2.30)$$

Rasio penulangan dihitung berdasarkan Persamaan 2.31.

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \cdot \frac{K}{f'_c}}, \quad \rho = \omega \cdot \frac{f'_c}{f_y} \dots \dots \dots (2.31)$$

Nilai rasio penulangan maksimum ditentukan melalui Persamaan 2.32.

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right), \quad \rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \dots \dots \dots (2.32)$$

Jika nilai rasio penulangan tarik telah memenuhi ketentuan, maka luas tulangan dapat dihitung dengan Persamaan 2.33.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{rencana} \dots \dots \dots (2.33)$$

Selanjutnya, ukuran dan jarak antar tulangan ditentukan berdasarkan nilai luas tulangan yang telah dihitung. Tinggi efektif dapat diperiksa menggunakan Persamaan 2.34.

$$d_{pakai} = h - c_{nom} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \dots \dots \dots (2.34)$$

Keterangan:

$K_{perlu}$  = Rasio momen nominal yang diperlukan terhadap penampang beton

$M_u$  = Momen nominal ultimit atau momen terfaktor ( $kNm$ )

$b$  = Lebar penampang *pile cap* ( $m$ )

$d$  = Tinggi efektif *pile cap* (jarak dari serat tekan ke tulangan tarik)

$\omega$  = Koefisien rasio penulangan

$K$  = Rasio momen terhadap kapasitas beton

$f'_c$  = Kuat tekan beton karakteristik

$f_y$  = Kuat leleh baja tulangan

$\rho$  = Rasio penulangan tulangan tarik

$\rho_b$  = Rasio penulangan seimbang (balanced reinforcement ratio)

$\beta_1$  = Faktor distribusi tegangan tekan beton menurut SNI 2847

$\rho_{maks}$  = Rasio penulangan maksimum yang diizinkan

$A_s$  = Luas penampang tulangan tarik

$d_{rencana}$  = Tinggi Momen terhadap sumbu-x ( $kNm$ )

$d_{pakai}$  = Tinggi efektif aktual yang digunakan ( $m$ )

$h$  = Tinggi total *pile cap*

$c_{nom}$  = Selimut beton

$\emptyset$  = Diameter batang tulangan

### 2.8.3 Kontrol *Pile Cap* Terhadap Gaya Geser

Kontrol *Pile Cap* terhadap gaya geser merupakan bagian penting dalam perencanaan pondasi tiang pancang, khususnya pada pelat penutup (*pile cap*). Tujuannya adalah untuk memastikan bahwa *pile cap* cukup kuat menahan gaya geser yang timbul akibat beban dari kolom, agar tidak terjadi keruntuhan geser.

#### 2.8.3.1 Geser Satu Arah

Pemeriksaan terhadap gaya geser satu arah dilakukan dengan mempertimbangkan penampang kritis yang terletak sejauh  $d$  dari muka reaksi terpusat sepanjang seluruh lebar *pile cap*. Jika hanya terdapat gaya geser dan momen lentur, maka kapasitas geser beton dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.35.

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots \dots \dots (2.35)$$

Kekuatan geser nominal beton  $V_c$  harus melebihi atau setara gaya geser ultimit  $V_u$ , sesuai dengan persamaan 2.36.

$$V_u = \phi V_c + V_s \dots \dots \dots (2.36)$$

Keterangan:

- $V_c$  = Gaya geser yang dipikul beton
- $\lambda$  = Faktor beton ringan (1,0 untuk beton normal)
- $f'_c$  = Kuat tekan beton karakteristik
- $b_w$  = Lebar *pile cap*
- $d'$  = Selimut beton
- $d$  = Tinggi efektif *pile cap*
- $V_u$  = Gaya geser ultimit (terfaktor) pada jarak  $d$  dari kolom
- $\phi$  = Faktor reduksi kekuatan geser (0,75 sesuai SNI)
- $V_s$  = Gaya geser yang dipikul tulangan geser

#### 2.8.3.2 Geser Dua Arah (*Punching Shear*)

*Punching shear* terjadi di sekitar area pertemuan antara kolom dan *pile cap*, dan perlu dievaluasi pada bidang kritis yang berjarak setengah dari *effective depth* ( $d$ ) dari muka kolom. Kapasitas geser beton terhadap *punching shear* dihitung

berdasarkan persamaan tertentu, yang disesuaikan dengan jenis kolom dan konfigurasi pile cap yang digunakan.

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \dots\dots\dots (2.37)$$

Alternatif lain dari persamaan *punching shear* berdasarkan posisi kolom:

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{a_s \cdot d}{\beta_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \dots\dots\dots (2.38)$$

Atau nilai batas:

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \dots\dots\dots (2.39)$$

Keterangan:

- $V_c$  = Gaya geser yang dipikul beton
- $\beta_0$  = Rasio panjang terhadap lebar kolom  $\frac{h}{b}$
- $a_s$  = Koefisien posisi kolom: interior (40), tepi (30), sudut (20)
- $d$  = Tinggi efektif *pile cap*
- $\lambda$  = Faktor beton ringan (1,0 untuk beton normal)
- $f'_c$  = Kuat tekan beton karakteristik
- $b_0$  = Keliling area kritis di sekitar kolom

#### 2.8.4 Sambungan pada *Pile Cap*

Dalam struktur *pile cap*, aspek sambungan antara tiang pancang dan pelat penutup (*pile cap*) merupakan elemen yang sangat penting untuk memastikan kontinuitas dan integritas struktur. Beberapa jenis sambungan dapat digunakan untuk menghubungkan ujung tiang dengan tulangan *pile cap*. Salah satu pendekatan umum adalah dengan merancang beton pengisi (*grout*) termasuk ke dalam komponen sistem beton yang diperkuat baja tulangan, terutama pada penggunaan tiang pancang beton prategang yang tidak dirancang untuk menerima beban langsung melalui sambungan. Pendekatan ini bertujuan untuk menjamin distribusi beban yang efektif antara tiang dan *pile cap* serta meningkatkan performa struktural sambungan (Tomlinson, 1977).

### 2.8.4.1 Penulangan Sambungan

Perencanaan tulangan mengikuti standar SNI 2847:2013. Ketentuan luas tulangan dalam struktur beton bertulang adalah minimal sebesar  $0,01 \cdot A_g$  dan maksimal sebesar  $0,08 \cdot A_g$ , di mana  $A_g$  merupakan luas penampang beton. Luas tulangan utama (*longitudinal*) ditentukan dengan:

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{st}^2 \cdot n \dots\dots\dots (2.40)$$

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots (2.41)$$

Keterangan:

$A_{st}$  = Luas tulangan longitudinal ( $m^2$ )

$D_{st}$  = Diameter tulangan ( $m$ )

$n$  = Jumlah tulangan

$A_g$  = Luas penampang beton ( $m^2$ )

$D$  = Diameter beton ( $m$ )

### 2.8.4.2 Penampang Ekuivalen Beton Pengisi

Dalam kondisi eksentrisitas, penampang silinder dianggap sebagai persegi panjang ekuivalen:

1. Tebal ekuivalen

$$h_{eq} = 0,8 \cdot D \dots\dots\dots (2.42)$$

2. Lebar penampang ekuivalen:

$$b_{eq} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{0,8 \cdot D} \dots\dots\dots (2.43)$$

3. Luas tulangan saat dilapisi dua lapisan:

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2} \cdot A_{st} \dots\dots\dots (2.44)$$

4. Jarak antar lapisan tulangan:

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \cdot D_s \dots\dots\dots (2.45)$$

Keterangan:

$h_{eq}$  = Tebal ekuivalen

$b_{eq}$  = Lebar penampang ekuivalen

$A_s$  = Luas tulangan saat dilapisi dua lapisan

$A_{st}$  = Luas tulangan longitudinal ( $m^2$ )

$D_s$  = Tinggi penampang efektif ( $m$ )

#### 2.8.4.3 Perhitungan Keseimbangan Eksentrisitas

Perhitungan keseimbangan eksentrisitas bertujuan untuk mengevaluasi apakah suatu penampang beton bertulang mengalami keruntuhan tarik atau keruntuhan tekan, berdasarkan eksentrisitas beban yang bekerja. Eksentrisitas ini mencerminkan jarak antara garis kerja gaya tekan aksial dan pusat penampang.

##### 5. Eksentrisitas batas

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d_{eq} \dots \dots \dots (2.46)$$

$$A_b = \beta_1 \cdot C_b \dots \dots \dots (2.47)$$

##### 6. Regangan tulangan

$$\epsilon_s' = \frac{s_c \left( C_b - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right)}{C_b} \dots \dots \dots (2.48)$$

##### 7. Tegangan tulangan

$$F_s' = E_s \cdot \epsilon_s' \dots \dots \dots (2.49)$$

##### 8. Gaya tekan seimbang

$$P_{ub} = (0,85 \cdot f_c' \cdot A_b \cdot b_{eq}) + (A_s' \cdot f_s' - A_s \cdot f_y) \dots \dots \dots (2.50)$$

##### 9. Gaya tekan seimbang

$$M_{ub} = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_b \cdot b_{eq} \left( \frac{1}{2} h_{eq} - \frac{1}{2} A_b \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left( d_{eq} - \frac{1}{2} h_{eq} \right) \dots \dots \dots (2.51)$$

##### 10. Eksentrisitas

$$e = \frac{M_u}{P_u}, e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \dots \dots \dots (2.52)$$

Jenis keruntuhan pada penampang ditentukan berdasarkan nilai eksentrisitas, di mana keruntuhan tarik terjadi apabila gaya tekan ultimit  $P_u$  lebih kecil atau sama dengan gaya tekan batas  $P_b$ , atau eksentrisitas aktual  $e$  lebih besar atau sama dengan eksentrisitas batas  $e_b$ , sedangkan keruntuhan tekan terjadi apabila  $P_u \geq P_b$  atau  $e \leq e_b$ .

#### 2.8.4.4 Kontrol Kuat Tekan Nominal

Untuk memverifikasi apakah kapasitas tekan nominal cukup:

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \dots\dots\dots (2.53)$$

$$p_g = \frac{A_{st}}{A_g} \dots\dots\dots (2.54)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot h^2 \cdot \sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot e_b}{h} + \frac{p_g \cdot m \cdot D_s}{2,5h}\right) - \left(\frac{0,85 \cdot e_b}{h} - 0,38\right)} \dots\dots\dots (2.55)$$

### 2.9 Beton Pengisi

Panjang minimum beton pengisi:

$$L_1 = 50 \cdot \phi \dots\dots\dots (2.56)$$

Keterangan tambahan

$\beta_1$  = Koefisien blok tegangan (bergantung mutu beton)

$f_c'$  = Mutu beton (MPa)

$f_y$  = Mutu baja tulangan (MPa)

$E_s$  = Modulus elastisitas baja

$\phi$  = Diameter tulangan (mm)

$\phi$  = Faktor reduksi kekuatan (umumnya 0,70)

### 2.10 Jangkar (*anchorage length*)

Dalam kondisi tarik, panjang penyaluran tulangan (*anchorage length*) atau disebut  $l_d$  harus memenuhi persyaratan sesuai Persamaan 2.57 berdasarkan SNI 2847:2013

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{1}{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \left( \frac{c_b + K}{d_b} \right)} \right) \cdot d_b \dots\dots\dots (2.57)$$

Keterangan

$l_d$  = panjang penyaluran (mm)

$f_y$  = tegangan leleh baja tulangan (MPa)

$\lambda$  = faktor beton (1,0 untuk beton normal; 0,75 untuk beton ringan)

- $f_c'$  = kuat tekan beton (*MPa*)  
 $\psi_t$  = faktor kondisi tulangan (misal: tulangan polos atau ulir)  
 $\psi_e$  = faktor posisi penempatan tulangan  
 $\psi_s$  = faktor spasi dan penutup beton  
 $c_b$  = jarak dari pusat tulangan ke sisi beton terdekat (*mm*)  
 $K$  = jarak antar tulangan (*mm*)  
 $d_b$  = diameter tulangan (*mm*)

