

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan dalam bidang transportasi darat baik konstruksi utama maupun sarana pendukung lainnya merupakan salah satu program utama pemerintah untuk mendorong pertumbuhan ekonomi suatu wilayah. Pertumbuhan ekonomi yang disertai peningkatan jumlah penduduk, peningkatan jumlah kendaraan, peningkatan lalu lintas angkutan barang/jasa dan sebagainya, perlu diimbangi dengan penambahan dan perbaikan sarana prasarana.

Kota Binjai dikenal sebagai salah satu daerah dari 33 Kabupaten / Kota di Provinsi Sumatera Utara. Kondisi lahan persungai-an di Kota Binjai membuat banyak bahu jalan dan badan jalan yang mengalami longsor. Pemerintah Kota Binjai memiliki daerah rawan longsor pada beberapa ruas jalan kec.binjai, terutama pada jalan didataran tinggi seperti di wilayah Kecamatan Binjai Utara. Geografis Binjai Utara terletak pada $3^{\circ}3'40''$ LU dan $98^{\circ}27'3''$ BT. Jalan tersebut melalui punggung bukit dengan jurang di tepi kiri dan kanan. Rawan longsor disebabkan tergerusnya daerah milik jalan (DMJ) oleh kikisan air sungai Bingai atau saluran drainase saat musim hujan atau curah hujan tinggi, sehingga menyebabkan erosi atau setengah dari badan jalan tersebut amblas. Terjadinya kelongsoran pada ruas jalan kabupaten ini tentu sangatlah berakibat pada kelancaran lalu lintas jalur transportasi, perekonomian masyarakat bahkan berdampak terhadap sosial dan keamanan masyarakat.

Longsoran pada umumnya terjadi jika tanah sudah tidak mampu menahan berat lapisan tanah di atasnya, karena ada penambahan beban pada permukaan lereng dan berkurangnya daya ikat antara butiran tanah (Syahwaner, et al., 2019). Kelongsoran lereng terjadi akibat peningkatan tekanan air pori pada lereng, penurunan kuat geser tanah (c), dan sudut geser dalam (ϕ). Oleh karena itu diperlukan suatu struktur tembok penahan yang berfungsi untuk menahan tanah longsor tersebut.

Penentuan tipe pondasi yang relevan dengan beban dan kondisi lapisan tanah di bawahnya. Tembok penahan tanah adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menahan tanah lepas atau alami dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Pembangunan dinding penahan tanah di kecamatan situluori menggunakan pondasi utama yaitu pondasi *bored pile*. Jenis pondasi yang digunakan ini dipilih berdasarkan kondisi lapisan tanah yang ada di daerah tersebut. Pondasi *bored pile* yang digunakan untuk memikul dinding penahan tanah perlu dilakukan Analisa kapasitasnya supaya dapat diketahui apakah pondasi tersebut aman untuk digunakan.

Analisis kapasitas pondasi yang aman terhadap beban-beban yang bekerja di atasnya. Pondasi merupakan struktur bagian bawah dari konstruksi bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan berfungsi sebagai pemikul beban bangunan dari atas dan akan menyalurkannya ke dalam tanah. Pondasi yang kuat adalah pondasi yang mampu menahan beban di atasnya baik beban vertical maupun horizontal dan menyalurkan beban ke dalam tanah serta mampu untuk menahan gaya-gaya yang berasal dari luar seperti angin maupun gempa bumi (Hulu, 2015).

Skripsi ini menguraikan analisis pondasi yang memikul beban dinding penahan tanah dan beban tanah yang ada di belakang dinding penahan. Karakteristik tanah di belakang dinding penahan ditentukan berdasarkan hasil pengujian laboratorium dan analisis pondasi menggunakan data sondir yang diperoleh dari lapangan. Hasil yang diharapkan adalah analisis kapasitas pondasi *bored pile* yang mampu menahan beban di atasnya dan gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang yang telah dipaparkan, maka diambil beberapa rumusan masalah sebagai berikut:

1. Penentuan tipe pondasi yang relevan dengan beban dan kondisi lapisan tanah di bawahnya.
2. Analisis kapasitas pondasi yang aman terhadap beban-beban yang bekerja di atasnya (tekanan aktif dan tekanan pasif)..

1.3 Batasan Masalah

Beberapa batasan-batasan permasalahan dalam penulisan skripsi ini adalah:

1. Analisis tembok penahan digunakan untuk menentukan pembebanan pada pondasi *bored pile* tiang kelompok.
2. Karakteristik tanah di belakang dinding penahan tanah diuji di laboratorium.
3. Kapasitas tiang kelompok pada *bored pile* ditentukan berdasarkan data sondir.
4. Keamanan pondasi *bored pile* ditentukan berdasarkan beban-beban dari tembok penahan tanah.

1.4 Tujuan Penulisan

Adapun tujuan penulisan skripsi ini adalah:

1. Mengetahui nilai daya dukung pondasi *bored pile*.
2. Mengetahui daya dukung tiang kelompok pada pondasi *bored pile*.

1.5 Manfaat Penulisan

Manfaat dari penulisan skripsi ini adalah:

1. Sebagai referensi untuk merencanakan dinding penahan tanah yang ditopang oleh pondasi *bored pile*.

1.6 Metodologi Penulisan

Metodologi yang dilakukan dalam penulisan skripsi ini berupa studi kasus, yaitu :

1. Bab I Pendahuluan, yang dimana bab ini terdiri dari latar belakang, maksud dan tujuan penelitian, rumusan dan batasan masalah, manfaat penelitian, metodologi penelitian, dan metodologi penulisan.
2. Bab II Tinjauan pustaka, yang dimana bab ini terdiri dari landasan teori yang berisi tentang pembahasan dari dinding penahan tanah, pengertian tanah, dan beban dinamis.
3. Bab III Penyajian data, yang dimana dalam bab ini terdiri dari peta lokasi pelaksanaan proyek, data teknis dinding penahan tanah, metode pengumpulan data, data sondir, tahap permasalahan, dan juga alur skema diagram penulisan.
4. Bab IV Hasil analisis dan pembahasan, di bab ini terdiri dari dimensi dan pembebanan yang bekerja pada dinding penahan tanah, dan juga data pada dinding penahan tanah tipe kantilever.
5. Bab V Kesimpulan dan saran, yang dimana dalam bab ini berisi kesimpulan dan saran dari seluruh penelitian yang telah dilakukan. Kesimpulan dapat dikemukakan masalah yang ada pada penelitian tersebut. Sedangkan saran berisi mencantumkan jalan keluar untuk mengatasi masalah tersebut.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pengertian Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menahan tanah lepas atau alami dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Tanah yang tertahan memberikan dorongan secara aktif pada struktur dinding sehingga struktur cenderung akan terguling atau akan tergeser.

2.1.1 Fungsi Dinding Penahan Tanah

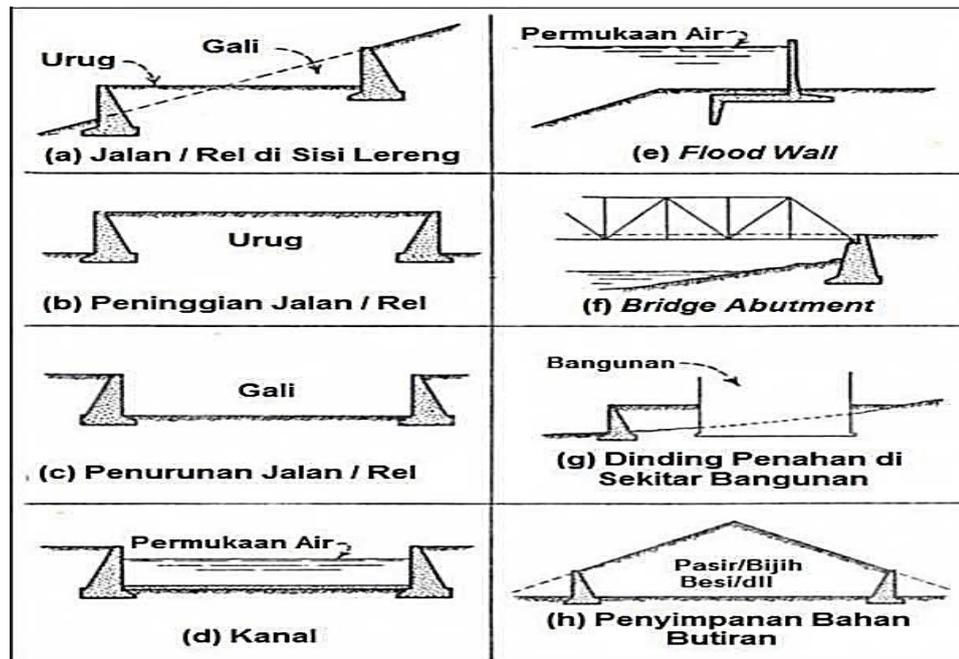
Dinding penahan tanah berfungsi untuk menyokong tanah serta mencegahnya dari bahaya kelongsoran. Baik akibat beban air hujan, berat tanah itu sendiri maupun beban yang bekerja di atasnya.

2.1.2 Kegunaan Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah sudah digunakan secara luas dalam hubungannya dengan jalan raya, jalan kereta api, jembatan, kanal dan lainnya. Aplikasi yang umum menggunakan tembok penahan tanah antara lain sebagai berikut:

- a. Jalan raya atau jalan kereta api yang dibangun di daerah lereng.
- b. Jalan raya atau jalan kereta api yang ditinggikan untuk mendapatkan perbedaan elevasi.
- c. Jalan raya atau jalan kereta api yang dibuat lebih rendah agar didapat perbedaan elevasi.
- d. Dinding penahan tanah yang menjadi batas pinggir kanal.
- e. Dinding khusus yang disebut *flood walls*, yang digunakan untuk mengurangi/menahan banjir dari sungai.
- f. Dinding penahan tanah yang digunakan untuk menahan tanah pengisi dalam membentuk suatu jembatan. Tanah pengisi ini disebut *approach fill* dan tembok penahan disebut *abutments*.
- g. Dinding penahan yang digunakan untuk menahan tanah disekitar bangunan atau gedung-gedung.

- h. Dinding penahan tanah yang digunakan sebagai tempat penyimpanan material seperti pasir, biji besi, dan lain-lain.



Gambar 2.1 Aplikasi Dinding Penahan Tanah

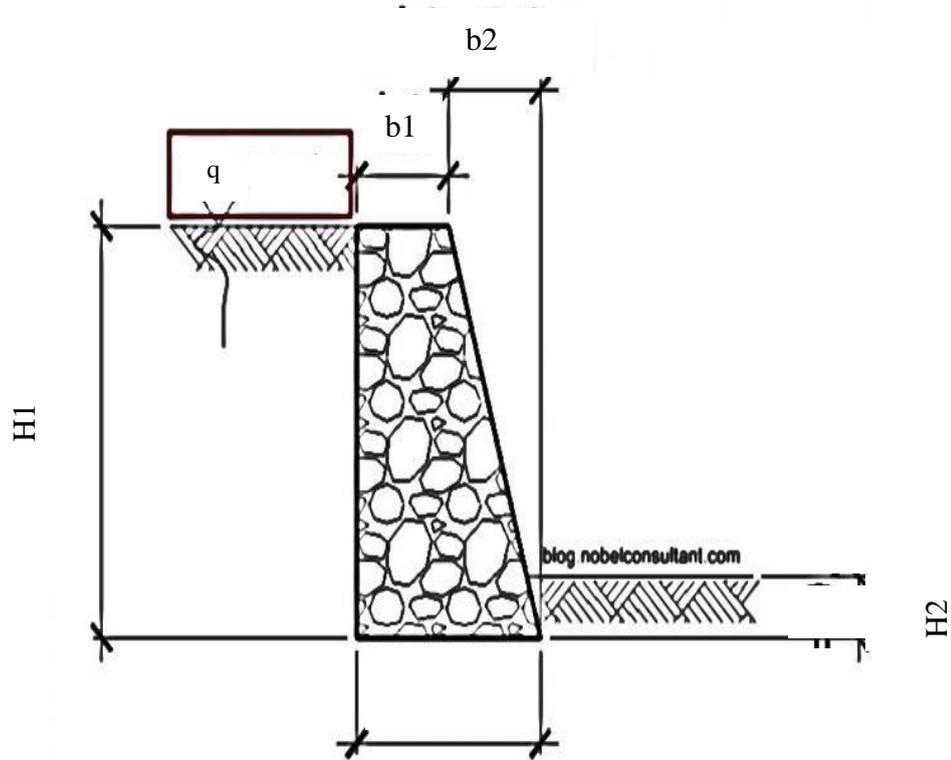
(sumber: Huntington, 1991)

2.1.3 Jenis-Jenis Dinding Penahan Tanah

Berdasarkan untuk mencapai stabilitasnya, maka dinding penahan tanah dapat digolongkan dalam beberapa jenis yaitu Dinding Penahan Gravitasi, Dinding Penahan Kantiliver, Dinding Penahan Kontravot, Dinding Penahan Butters. Beberapa jenis dinding penahan tanah antara lain :

1. Dinding Penahan Tanah Type Gravitasi (*Gravity Wall*)

Dinding ini dibuat dari beton tidak bertulang atau pasangan batu, terkadang pada dinding jenis ini dipasang tulangan pada permukaan dinding untuk mencegah retakan permukaan akibat temperatur. Seperti pada Gambar 2.2

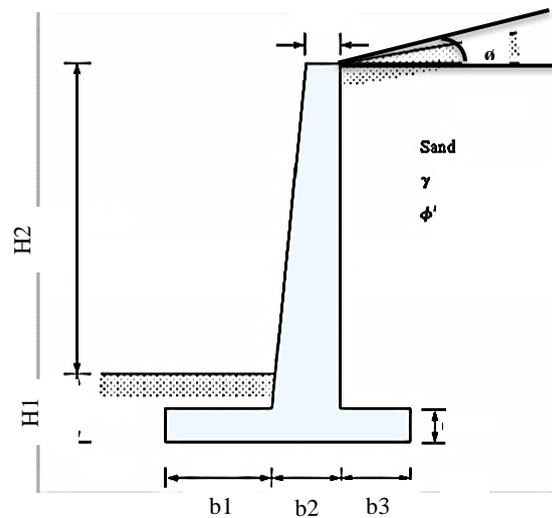


Gambar 2.2 Dinding Penahan Tanah Type Gravitasi (*gravity wall*)

(Sumber: Hardiyatmo,2011)

2. Dinding Penahan Tanah Type Kantilever (*Cantilever Retaining Wall*)

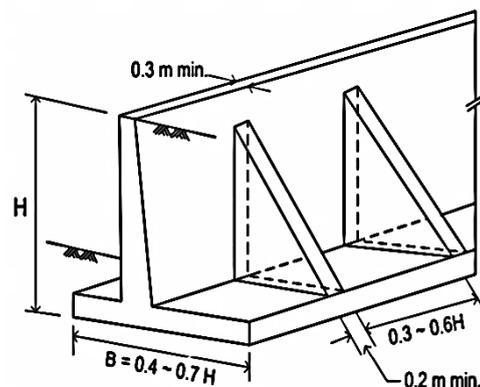
Dinding ini terdiri dari kombinasi dinding dengan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Ketebalan dari kedua bagian relatif tipis dan secara penuh diberi tulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja pada dinding tersebut. Stabilitas konstruksinya diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan tanah diatas tumis tapak (*hell*). Biasanya ketinggian dinding ini tidak lebih dari 6-7 meter. Seperti Gambar 2.3



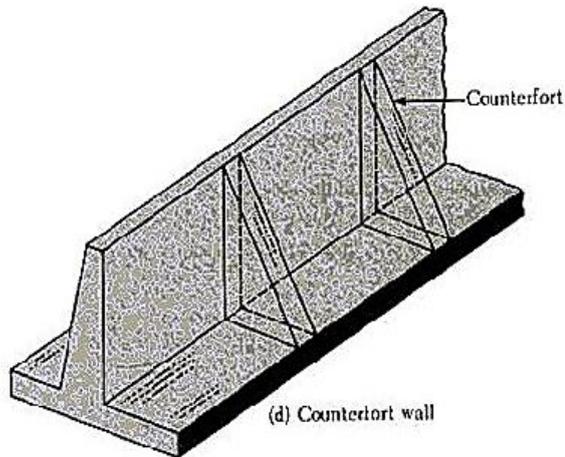
Gambar 2.3 Dinding Penahan Tanah Type Kantilever (*Cantilever retaining wall*)
(Sumber: Hardiyatmo,2011)

3. Dinding Penahan Tanah Type Counterfort (*Counterfort Wall*)

Dinding ini terdiri dari dinding beton bertulang tipis yang dibagian dalam dinding pada jarak tertentu didukung oleh pelat/dinding vertical yang disebut counterfort (dinding penguat). Ruang di atas pelat pondasi diisi dengan tanah urug. Apabila tekanan tanah aktif pada dinding vertikal cukup besar, maka bagian dinding vertikal dan tumit perlu disatukan (kontrafort). Kontrafort berfungsi sebagai pengikat tarik dinding vertikal dan ditempatkan pada bagian timbunan dengan interfal jarak tertentu. Dinding kontrafort akan lebih ekonomis digunakan bila ketinggian dinding lebar dari 7 meter. Seperti pada Gambar 2.4



Gambar 2.4 Dinding Penahan Tanah Type Kounterfort (*counterfort wall*)
(Sumber: Hardiyatmo,2011)



Gambar 2.5 Dinding Penahan Tanah Type Kounterfort 3 Dimensi(*counterfort wall*)

(Sumber: Hardiyatmo,2011)

Perencanaan dimensi dinding penahan tanah sistem kontrafort yaitu lebar 0,45 H s/d 0,60 H, dengan tebal tidak kurang dari 20 cm. Tinggi kontrafort sebaiknya sama dengan tinggi dinding vertikal, tetapi bila diinginkan ketinggian yang lebih kecil, dapat dikurangi dengan 0,12 H s/d 0,24 H.

2.1.4 Metode Perhitungan Dinding Penahan Tanah

a. Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Terhadap Kaki Depan

Dalam melakukan perhitungan gaya vertikal dan momen terhadap kaki depan perlu dihitung menggunakan rumus :

$$W = A \times \gamma_{\text{beton}} \dots \dots \dots (2.1)$$

$$M = W \times L \dots \dots \dots (2.2)$$

Dengan :

- W : Berat (kN)
- A : Luas penampang (m²)
- γ_{beton} : Berat isi beton (kN/m³)
- M : Momen (kN)
- L : Jarak (m)

b. Tekanan Tanah (*earth pressure*)

Pada kondisi tekanan tanah aktif, hampir semua dinding penahan tanah mengalami pergerakan akibat tekanan tanah. Gerakan dinding ini adalah dasar dari teori tekanan tanah lateral dan dianggap bahwa gerakan dinding menjadikan seluruh tahanan geser pada tanah terkerahkan. Asumsi ini terjadi apabila permukaan dinding halus, sesuai dengan teori Rankine yang menganggap permukaan dinding halus sehingga tidak terjadi gesekan vertikal maupun horizontal. Namun ada bagian tanah yang tertekan secara lateral akibat Bergeraknya dinding. Tekanan maksimum yang yang dapat ditahan oleh tanah disebut dengan tekanan tanah pasif.

Apabila teori Rankine tidak dapat digunakan karena konstruksi yang rumit maka dapat digunakan teori tekanan tanah dari Coulomb yaitu dengan menggunakan cara grafis. Perbedaan dengan teori Rankine, teori Coulomb memperhitungkan besar gaya geser antara dinding dan tanah .

Berikut ini beberapa persamaan tekanan tanah aktif dan pasif untuk kondisi tanah tidak berkohesi dan berkohesi :

Tekanan Tanah Aktif Tidak Berkohesi

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \dots \dots \dots (2.3)$$

Tekanan Tanah Aktif Berkohesi

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2 c K_a H \dots \dots \dots (2.4)$$

Tekanan Tanah Pasif Tidak Berkohesi

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \dots \dots \dots (2.5)$$

Tekanan Tanah Pasif Berkohesi

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2 c K_p H \dots \dots \dots (2.6)$$

Dengan:

P_a = tekanan tanah aktif (t/m)

P_p = tekanan tanah pasif (t/m)

K_a = koefisien tanah aktif

K_p = koefisien tanah pasif

γ = berat volume tanah (t/m³)

H = ketinggian tanah (m)

c = nilai kohesi tanah (t/m²).

Nilai koefisien tanah aktif menurut Rankine

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2(45 - \frac{1}{2}\phi) \dots \dots \dots (2.7)$$

Nilai koefisien tanah pasif menurut Rankine

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \tan^2(45 + \frac{1}{2}\phi) \dots \dots \dots (2.8)$$

Nilai koefisien tanah aktif menurut Coulomb.

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \phi) / \sin\alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right] \dots \dots \dots (2.9)$$

Nilai koefisien tanah pasif menurut Coulomb

$$K_p = \left[\frac{\sin(\alpha + \phi) / \sin\alpha}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right] \dots \dots \dots (2.10)$$

Dengan :

K_a = koefisien tanah aktif

K_p = koefisien tanah pasif

φ = sudut geser tanah

β = sudut kemiringan tanah

α = sudut antara dinding penahan dengan tanah yang ditahan

δ = arah sudut gaya P yang bekerja pada dinding.

2.1.5 Kestabilan Geser Dinding Penahan Tanah

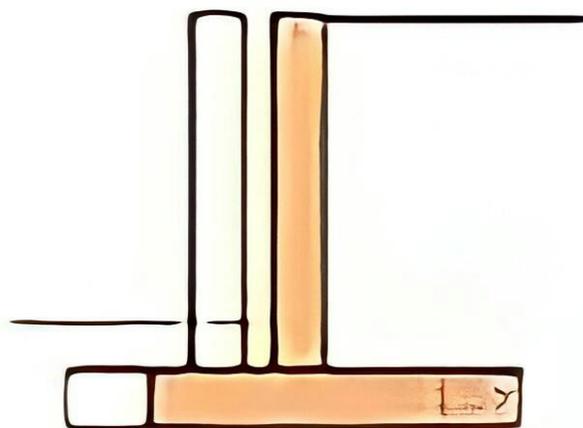
Untuk memberikan kekuatan yang cukup melawan geseran horizontal, dasar dinding penahan harus memiliki kedalaman minimum 3 ft (1m) di bawah muka tanah. Untuk dinding permanen, kekuatan tersebut harus stabil tanpa adanya struktur penahan pasif di bagian kaki dinding. Jika syarat kekuatan diatas tak mencukupi, dapat ditambahkan pengunci geser di bawah telapak pondasi atau tiang pancang untuk menahan geseran.

Dinding tanah distabilisasi secara mekanis (*Mechanically Stabilized Earth Wall*), MSE dibuat dari beberapa elemen bahan yang dimaksudkan untuk penguatan dan perbaikan tanah dengan menggunakan plat baja (*steel strip*) atau bahan grid polimer (*polymeric grid*), geotekstil yang kuat menahan tarikan dan beban bahan di atasnya. Keuntungan dinding ini dibandingkan dinding konvensional dari bahan pasangan dan beton bertulang adalah:

1. Fleksibel terhadap adanya kemungkinan penurunan
2. Cukup murah
3. Cukup efisien terhadap waktu pemasangan
4. Kapabilitas yang cukup baik untuk terjadinya drainase (*drainage*)

Terhadap dua macam produk, produk yang dapat mulur (*extensible product*), dan produk yang tak dapat mulur (*inextensible product*). Produk yang dapat meregang memungkinkan berubah bentuk akibat beban tanpa mengalami putus karena kekuatannya telah dirancang melebihi kekuatan tanah. Dinding ini diselenggarakan untuk keperluan semi permanen dan atau jika lapangan menyulitkan membangun dinding penahan dari bahan pasangan.

Akibat tekanan tanah aktif horisontal yang kuat, maka Retaining wall akan tergeser atau terdorong. Gaya geser ini akan dilawan oleh berat sendiri retaining wall, berat tanah di atas tumit dan tekanan tanah pasif.



Gambar 2.6 Dinding Penahan Tanah Tergeser

(Sumber : Ir Suyono Sosrodarsono, 2000)

Menghitung Stabilitas Terhadap Penggeseran :

$$FS_{geser} = \frac{\sum Rh}{\sum Ph} \geq 1,5 \dots \dots \dots (2.11)$$

Dimana :

$\sum Rh$ = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran ($cd \cdot B + W \tan \delta b$)

$\sum Ph$ = Jumlah tekanan horizontal

cd = Adhesi antara tanah dan dasar

B = Lebar pondasi (m)

W = Berat total dinding penahan dan tanah diatas plat pondasi

δb = Sudut geser antara tanah dan dasar pondasi.

Faktor aman terhadap penggeseran dasar fondasi (Fgs), diambil 1,5. Bowles(1977) menyarankan : $Fgs \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler dan $Fgs \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif.

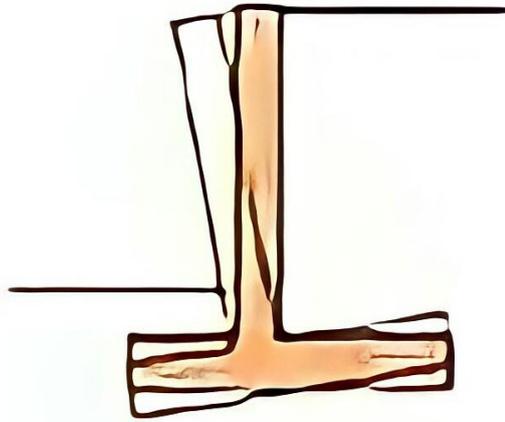
Tabel 2.1 Koefisien gesek ($\tan \delta$) antara dasar fondasi dan tanah dasar

No	Jenis tanah dasar fondasi	$\tan \delta$
1	Tanah granuler kasar tak mengandung lanau atau lempung	0,55
2	Tanah granuler kasar mengadung lanau	0,45
3	Tanah lanau tak berkohesi	0,35
4	Batu keras permukaan kasar	0,60

(Sumber : Hardiyatmo,2014)

2.1.6 Stabilitas Terhadap Guling

Akibat tekanan tanah aktif horisontal yang kuat, maka retaining wall akan terguling pada titik guling. Kestabilan struktur terhadap kemungkinan terguling (overtuning stability) dihitung dengan membandingkan jumlah momen-momen yang menyebabkan guling dengan jumlah momen perlawanan guling. Gaya guling ini akan dilawan oleh berat sendiri retaining wall, berat tanah di atas tumit dan tekanan tanah pasif.



Gambar 2.7 Dinding Penahan Tanah Terguling

(Sumber : Ir Suyono Sosrodarsono, 2000)

Persamaan dibawah ini berlaku untuk dinding gravitasi dimana momen penyebab guling berasal dari tekanan-tekanan tanah, dan momen perlawanan guling berasal dari berat sendiri konstruksi. Menurut PPIURG 1987, Faktor stabilitas guling diambil sebesar 2.

$$\text{Stabilitas guling} = \frac{\sum M \text{ lawan}}{\sum M \text{ guling}} \geq 2 \dots \dots \dots (2.12)$$

Dimana :

($\sum M$ lawan) : Jumlah momen perlawanan guling

($\sum M$ guling) : Jumlah momen penyebab guling

Faktor aman terhadap guling dasar fondasi (Fgl), diambil 2 Bowles (1977) menyarankan : $Fgl \geq 2$

2.2. Pengertian Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan berfungsi menahan seluruh beban baik beban hidup ataupun beban mati yang berada di atasnya dan gaya-gaya luar. Pondasi juga berfungsi meneruskan beban menuju lapisan tanah pendukung di bawahnya. Menurut (Bowles, 1997) menyatakan bahwa pondasi merupakan bagian dari suatu sistem

rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri kepada dan ke dalam tanah atau batuan yang terletak di bawahnya.

(Gunawan, 1983) pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang berfungsi meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structure/super structure*) ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya.

Perencanaan pondasi yang baik harus memenuhi kriteria berikut:

1. Pondasi harus cukup dalam sehingga tidak terganggu oleh perubahan musim, kerusakan oleh pembangunan di sekitarnya, atau juga kerusakan oleh aliran air permukaan tanah.
2. Pondasi harus kuat menahan patah / bearing capacity failure.
3. Penurunan pada struktur harus berada pada batas-batas yang diizinkan.

2.2.1 Dasar-Dasar Penentuan

Jenis Pondasi Dalam pemilihan bentuk maupun jenis pondasi yang cocok maka perlu adanya pertimbangan yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut. Hal ini dikarenakan tidak semua jenis pondasi cocok di semua tempat. Misalnya pemilihan jenis pondasi tiang pancang di tempat padat penduduk tentu tidak tepat walaupun secara teknik cocok dan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya.

Ada beberapa hal yang perlu dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi, yaitu:

- 1) Keadaan tanah yang akan dipasang pondasi
 - a. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2 - 3 meter di bawah permukaan tanah, maka pondasi yang dipilih sebaiknya pondasi dangkal dan pondasi strauss.
 - b. Bila tanah keras terletak pada kedalaman 10 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai yaitu pondasi tiang minipile atau pondasi tiang pancang atau pondasi tiang apung untuk memperbaiki tanah pondasi.

- c. Bila tanah keras terletak pada kedalaman 20 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai yaitu pondasi tiang pancang atau pondasi bore pile.
 - d. Bila tanah keras terletak pada kedalaman 30 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai yaitu pondasi kaisan terbuka tiang baja atau pondasi bore pile.
 - e. Bila tanah keras terletak pada kedalaman 40 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai yaitu pondasi tiang baja dan pondasi bore pile.
- 2) Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (*upper structure*)
- Kondisi struktur yang berada di atas pondasi juga perlu diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi. Kondisi struktur tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan bangunan, jenis bahan bangunan yang dipakai (mempengaruhi berat bangunan yang dipikul pondasi) dan seberapa besar penurunan yang diizinkan terjadi pada pondasi.
- 3) Faktor lingkungan
- Faktor lingkungan merupakan faktor yang dipengaruhi oleh kondisi lingkungan di lokasi pembuatan pondasi. Misalnya, di lingkungan yang penduduknya padat dan banyak bangunan direncanakan suatu pondasi dengan jenis pondasi tiang pancang maka pada waktu pelaksanaan pemancangan akan menimbulkan suara yang mengganggu penduduk sekitar dan bisa saja bangunan di sekitarnya akan rusak akibat getaran yang terjadi saat pemancangan. Oleh karena itu saat menyusun metode pelaksanaan pekerjaan harus diperhatikan juga lingkungan di sekitar lokasi pekerjaan.
- 4) Waktu Perjalanan
- Waktu pelaksanaan pekerjaan pondasi juga harus diperhatikan agar tidak mengganggu kepentingan umum. Pemakaian pondasi tiang pancang di lokasi pekerjaan pada jalan raya dalam kota yang memerlukan banyak alat berat sebaiknya dipertimbangkan lagi karena bisa saja menyebabkan kemacetan lalu lintas yang luar biasa.

5) Biaya

Disamping pondasi yang direncanakan harus memiliki kekuatan dan stabilitas yang baik, ada aspek lain juga yang perlu dipertimbangkan yaitu biaya. Analisis jenis pondasi yang tepat dan sesuai dengan kondisi tanah juga bisa menekan biaya konstruksi. Misalnya konstruksi yang akan dibangun pada lokasi dengan kondisi tanah bagus dan cukup kuat bila menggunakan pondasi telapak saja tidak perlu direncanakan menggunakan pondasi tiang. Penggunaan pondasi tiang pancang *jens precast* yang membutuhkan biaya yang tinggi dalam bidang pelaksanaan dan transportasi bisa diganti dengan pondasi tiang yang dicor di tempat (*bore pile*) dengan spesifikasi pondasi yang sama untuk menekan biaya.

Standar daya dukung tanah menurut Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung tahun 1983 adalah:

- a. Tanah keras (lebih dari 5 kg/cm²)
- b. Tanah sedang (2 - 5 kg/cm²)
- c. Tanah lunak (0,5 - 2 kg/cm²)
- d. Tanah amat lunak (0 – 0,5 kg/cm²).

2.2.2 Jenis-jenis Pondasi Tiang

Berdasarkan jenisnya pondasi tiang terdapat beberapa jenis diantaranya:

1. Tiang Pancang

Sebuah tiang yang dipancang kedalam tanah sampai kedalaman yang cukup untuk menimbulkan tahanan gesek pada selimutnya atau tahanan ujungnya disebut pondasi tiang pancang. Pемancangan tiang dapat dilakukan dengan memukul kepala tiang dengan palu atau getaran atau dengan penekanan secara hidrolis.

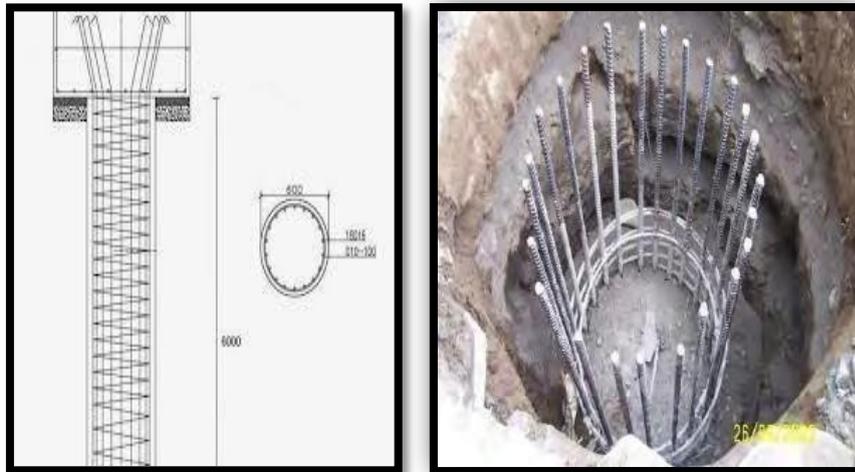
2. Tiang Bor / Borepile

Sebuah tiang bor dikonstruksikan dengan cara penggalian sebuah lubang bor yang kemudian diisi dengan material beton dengan memberikan penulangan terlebih dahulu. Kedua jenis tiang diatas dibedakan karena mekanisme

pemukulan beban yang relatif tidak sama dan konsekuensinya secara empirik menghasilkan daya dukung yang berbeda, pengendalian mutu secara berbeda dan cara evaluasi yang tersendiri untuk masing-masing jenis tiang tersebut (Rahardjo, 2000).

Jika tiang pancang dipasang dengan cara dipukul ke dalam tanah, tiang bor dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian dimasukkan tulangan yang telah dirangkai ke dalam lubang bor dan kemudian dicor beton (Hardiyatmo, 2015). Pondasi tiang bor mempunyai karakteristik khusus karena cara pelaksanaannya yang dapat mengakibatkan perbedaan perilakunya di bawah pembebanan dibandingkan dengan tiang pancang. Hal-hal yang mengakibatkan perbedaan tersebut diantaranya:

- a. Tiang bor dilaksanakan dengan menggali lubang bor dan mengisinya dengan material beton, sedangkan tiang pancang dimasukan ke tanah dengan mendesak tanah disekitarnya (*displacement pile*).
- b. Beton dicor dalam keadaan basah dan mengalami masa curing di bawah tanah.
- c. Kadang-kadang digunakan casing untuk kestabilan dinding lubang bor dan dapat pula casing tersebut tidak dicabut karena kesulitan lapangan.
- d. Kadang-kadang digunakan slurry untuk kestabilan lubang bor yang dapat membentuk lapisan lumpur pada dinding galian yang mempengaruhi mekanisme gesekan tiang dengan tanah.
- e. Cara penggalian lubang bor disesuaikan dengan kondisi tanah (Rahardjo 2000).



Gambar 2.8 Pondasi Bore Pile

Sumber: (Rahardjo 2000).

Keuntungan dalam pemakaian tiang bor dibandingkan dengan tiang pancang adalah:

1. Pemasangan tidak menimbulkan gangguan suara dan getaran yang membahayakan bangunan sekitarnya.
2. Mengurangi kebutuhan beton dan tulangan *dowel* pada pelat penutup tiang (*pile cap*). Kolom dapat secara langsung di letakkan dipuncak tiang bor.
3. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
4. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.
5. Tiang bor dapat dipasang menembus batuan, sedang tiang pancang akan kesulitan bila pemancangan menembus lapisan batu.
6. Diameter tiang memungkinkan dibuat besar, bila perlu ujung bawah tiang dapat dibuat lebih besar guna mempertinggi kapasitas dukungnya.
7. Tidak ada risiko kenaikan muka air tanah.
8. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

Sedangkan kerugian menggunakan pondasi bore pile yaitu:

1. Pengecoran tiang bor dipengaruhi kondisi cuaca.
2. Pengecoran beton agak sulit bila dipengaruhi timbunan lumpur karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. Mutu beton hasil pengecoran bila tidak terjamin keseragamannya di sepanjang badan tiang bor mengurangi kapasitas dukung tiang bor, terutama bila tiang bor cukup dalam.
4. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupasir atau tanah yang berkerikil.
5. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tiang (Hardiyatmo, 2015:398).

Sebagai konsekuensi dari keandalan yang ditawarkan oleh pondasi tiang bor, perhatian yang lebih besar harus dicurahkan pada detail pelaksanaannya dan pengaruh yang potensial terhadap perilaku serta biayanya. Hal ini dapat menuntut investasi lanjut misalnya untuk memperoleh data penyelidikan tanah yang lebih akurat dan engineer yang berpengalaman untuk pekerjaan inspeksi (Rahardjo, 2000).

a. Penggunaan Pondasi Tiang Bor

Karena kedalaman dan diameter dari tiang bor dapat divariasikan dengan mudah, maka jenis pondasi ini baik untuk beban ringan maupun untuk struktur berat seperti bangunan bertingkat tinggi dan jembatan.

Dalam dekade terakhir ini pemakaian pondasi tiang bor semakin luas seperti diantaranya:

- a. Pondasi jembatan
- b. Menara transmisi listrik
- c. Soldier pile (kontruksi penahan tanah pada suatu galian yang terdiri dari barisan bored pile yang terbuat dari beton yang di cor di tempat
- d. Kestabilan lereng
- e. Dinding penahan tanah

- f. Pondasi bangunan ringan pada tanah lunak
- g. Pondasi bangunan tinggi
- h. Struktur yang membutuhkan gaya lateral yang cukup besar, dan lain-lain
(Rahardjo, 2000).

b. Perancangan Pondasi Tiang Bor

Daya dukung pondasi tiang bor mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan selimut tiang. Sebagaimana formula umum dapat dinyatakan dalam bentuk :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(2.13)$$

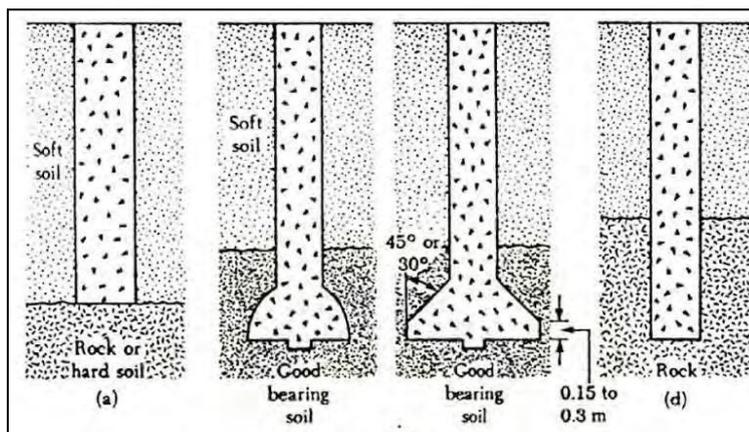
Dimana :

- Q_u = Daya dukung ultimit tiang (ton).
- Q_p = Daya dukung ultimit ujung tiang (ton).
- Q_s = Daya dukung ultimit selimut tiang (ton).

c. Jenis-Jenis Pondasi Tiang Bor

Jenis – jenis pondasi borepile terbagi menjadi 4 yaitu:

- a. Bore pile lurus untuk tanah keras;
- b. Bore pile yang ujungnya diperbesar berbentuk bel;
- c. Bore pile yang ujungnya diperbesar berbentuk trapezium;
- d. Bore pile lurus untuk tanah berbatu-batuan.



Gambar 2.9 Jenis-Jenis Pondasi Bore Pile

Sumber : (Rahardjo 2000)

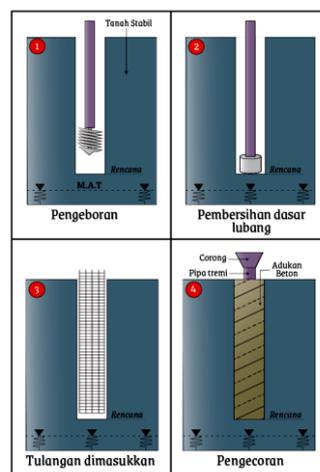
2.2.3. Macam-Macam Metode Pelaksanaan Bore Pile

Metode pembuatan lubang bor yang digunakan biasanya ditentukan oleh kontraktor dengan mempertimbangkan berbagai faktor yaitu kondisi lokasi proyek terutama lokasinya di air atau di darat, jenis tanah, metode transfer beban yang diinginkan (*skin friction*, *end bearing* atau kombinasi) dari konstruksi pondasi. Ada tiga metode pelaksanaan pembuatan lubang bor yang umum digunakan yaitu :

1) Metode Kering

Metode ini cocok digunakan pada tanah yang muka air tanahnya rendah yang ketika dibor dinding lubangnya tidak longsor seperti lempung kaku homogen. Metode kering juga dapat dilakukan pada tanah - tanah di bawah muka air tanah jika tanahnya memiliki permeabilitas rendah sehingga ketika dilakukan pengeboran air tidak masuk ke dalam lubang bor saat lubang masih terbuka.

Pada metode ini, tanah dibor tanpa diberi pipa pelindung (*casing*) pada dinding lubang. Setelah itu dasar lubang yang kotor oleh rontokan tanah dibersihkan. Tulangan yang telah dirangkai dimasukkan ke dalam lubang bor dan kemudian dicor beton. Keuntungan dari metode ini adalah kehilangan nilai *friction* akibat pengeboran dapat diminimalkan, sehingga daya dukung yang didapat akan maksimal.



Gambar 2.10 Ilustrasi metode bor kering

Sumber: (Rahardjo 2000).

FLOW CHART METODE BOR KERING



Gambar 2.11 Flow chart pelaksanaan *bored pile* metode kering
Sumber: (Rahardjo 2000).

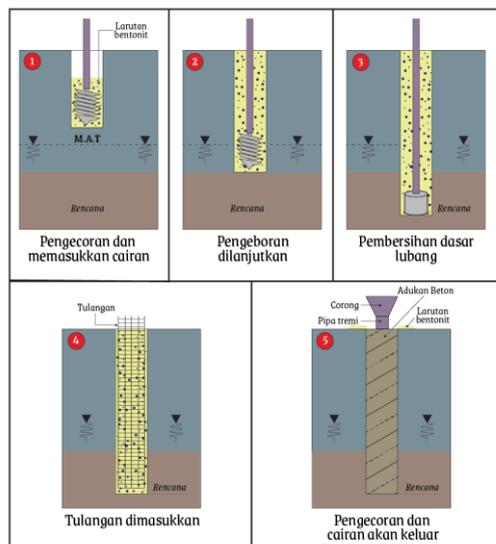
2) Metode Basah

Metode basah umumnya digunakan bila pengeboran melewati muka air tanah dan tidak memungkinkannya dipasang *casing* sehingga lubang bor selalu longsor bila dindingnya tidak ditahan.

Agar lubang tidak longsor, di dalam lubang diisi dengan *slurry*. *Slurry* dapat berupa air saja, atau campuran antara bentonite dan air bersih yang disebut *mineral slurry* atau campuran antara polimer dengan air bersih yang disebut *polymer slurry*. Penggunaan *polymer slurry* semakin umum karena cocok dengan lingkungan dan dapat digunakan kembali lebih sering dibandingkan dengan *bentonite*.

Pengaruh penggunaan *slurry* terhadap daya dukung tiang ditentukan oleh jenis *slurry* serta lamanya *slurry* berada di dalam lubang pondasi. Secara umum, *mineral slurry* yang menempel pada dinding lubang akan terdesak naik oleh beton sehingga lubang menjadi bersih. Akan tetapi jika *mineral slurry* berada dalam lubang terlalu lama, maka akan terbentuk lapisan yang disebut *filter cake* yang tebal dan sulit dihilangkan. *Slurry* yang menempel di dinding lubang akan mengurangi daya dukung friksi, sedangkan *slurry* yang bercampur dengan beton akan menyebabkan beton menjadi lemah. Untuk menghilangkan lapisan *filter cake* dapat dilakukan *circulating slurry*, seperti yang telah dilakukan oleh “Caltrans (*California Department of Transportation*)”.

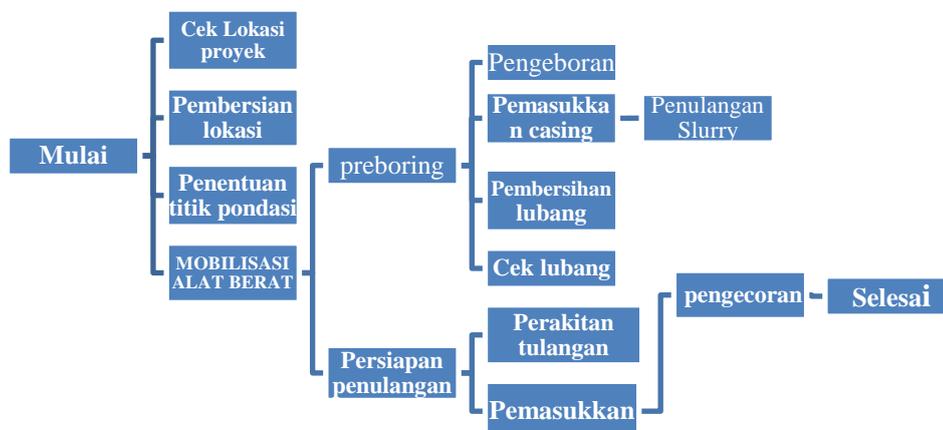
Jadi, metode ini pengeborannya dilakukan di dalam larutan. Jika kedalaman yang direncanakan telah tercapai, lubang bor dibersihkan dan tulangan yang telah dirangkai dimasukkan ke dalam lubang bor yang masih berisi larutan. Setelah itu adukan beton dimasukkan ke dalam lubang bor dengan pipa *tremie*. Larutan akan terdesak keluar lubang oleh adukan beton. Larutan yang keluar dari lubang bor ditampung dan digunakan lagi untuk pengeboran di lokasi selanjutnya.



Gambar 2.12 Ilustrasi metode bor basah

Sumber: (Rahardjo 2000).

FLOWCHART METODE BOR BASAH



Gambar 2.13 Flow chart pelaksanaan *bored pile* metode basah

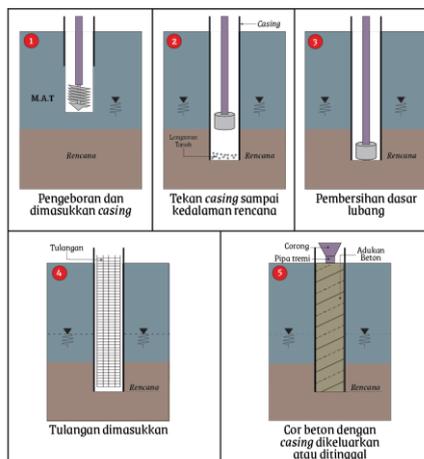
Sumber: (Rahardjo 2000).

3) Metode *Casing*

Metode ini digunakan bila lubang bor sangat mudah longsor, misalnya tanah di lokasi proyek adalah pasir bersih di bawah muka air tanah. Untuk menahan agar lubang tidak longsor digunakan *casing*. Pada umumnya *casing* berupa pipa baja dengan diameter dalam sama dengan atau lebih besar dari diameter lubang yang direncanakan. *Casing* tersebut dapat berupa *casing* permanen atau *casing* sementara. Akan tetapi karena keberadaan *casing* dapat mengurangi daya dukung friksi, ada baiknya jika *casing* bersifat sementara.

Pemasangan *casing* ke dalam lubang bor dilakukan dengan cara memancang, menggetarkan atau menekan *casing* sampai kedalaman yang ditentukan. Sebelum sampai menembus muka air tanah, *casing* dimasukkan. Tanah di dalam *casing* dikeluarkan saat penggalian atau setelah *casing* sampai kedalaman yang diinginkan. Setelah *casing* sampai pada kedalaman yang diinginkan, lubang bor dibersihkan dan tulangan yang telah dirangkai dimasukkan ke dalam lubang bor. Adukan beton dimasukkan ke dalam lubang dengan menggunakan pipa *tremie*. Setelah pengecoran selesai, *casing* dikeluarkan dari lubang, namun kadang-kadang *casing* ditinggalkan di tempat.

Keberadaan *casing* juga berfungsi sebagai *guidance* pengeboran, memberi perlindungan terhadap pekerja dan mencegah keruntuhan tanah ke dalam lubang. Akan tetapi kedalaman masuknya *casing* terbatas dan *casing* yang permanen relatif mahal.



Gambar 2.14 Ilustrasi metode bor casing

Sumber: (Rahardjo 2000).

FLOWCHART METODE CASING



Gambar 2.15 Flow chart pelaksanaan *bored pile* metode *casing*

Sumber: (Rahardjo 2000).

2.3. Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah diperlukan untuk menentukan pilihan jenis pondasi, daya dukungnya, dan untuk menentukan metode konstruksi yang efisien. Karakteristik tanah amat bervariasi dan dapat berubah drastis hanya dalam jarak berapa meter. Tujuan langsung dari penyelidikan tanah adalah untuk menentukan stratigrafi atau pelapisan tanah, menentukan sifat-sifat fisis dan teknis tanah, khususnya kuat geser dan sifat kemampatannya.

Adapun tujuan penyelidikan tanah ini pada umumnya mencakup maksudmaksud sebagai berikut :

1. Untuk menentukan kondisi alamiah dan lapisan-lapisan tanah di lokasi ditinjau.
2. Untuk mendapatkan sampel tanah asli (*undisturbed*) dan tidak asli (*disturbed*) untuk mengidentifikasi tanah tersebut secara visual dan untuk keperluan pengujian di laboratorium.
3. Untuk menentukan kedalaman tanah keras.
4. Untuk melakukan uji lapangan seperti uji rembesan, uji geser vane dan uji penetrasi baku.
5. Untuk mengamati kondisi pengaliran air dari lokasi tanah tersebut.
6. Untuk mempelajari kemungkinan timbulnya masalah perilaku bangunan yang sudah ada di sekitar lokasi pembangunan tersebut.

Ada dua jenis penyelidikan tanah yang biasa dilakukan, yaitu penyelidikan dilapangan dan penyelidikan di laboratorium. Adapun jenis penyelidikan di lapangan, seperti pengeboran, *Standart Penetration Test* (SPT), *Cone Penetrometer Test* (sondir), *Dynamic Cone Penetrometer*, dan *Sand Cone Test*. Sedangkan jenis penyelidikan di laboratorium terdiri dari uji index properties tanah (*Atterberg limit*, *Water Content*, *Spesifik Gravity*, *Sieve Analysis*) dan engineering properties tanah (*direct shear test*, *triaxial test*, *consolidation test*, CBR test, dan lain-lain). Program penyelidikan ini harus direncanakan sedemikian rupa hingga jumlah informasi maksimum dapat diperoleh dengan biaya minimum.

Standart Penetration Test (SPT) merupakan uji penetrasi standar untuk memperoleh informasi jenis dan kekuatan tanah dari suatu lapisan bawah permukaan tanah. SPT sering digunakan untuk mendapatkan daya dukung tanah secara langsung di lokasi. Pengujian *Standard Penetration Test* dilakukan setiap interval kedalaman pemboran 2 meter. Percobaan ini dilakukan dalam satu lubang bor dengan memasukkan tabung sampel yang berdiameter 35 mm sedalam 304,5 mm dengan memakai suatu beban penumbukan seberat 63 kg dan dijatuhkan dengan ketinggian 750 mm. Banyak pukulan palu untuk memasukkan tabung sampel sedalam 304,5 mm dinyatakan sebagai nilai N.

Tujuan percobaan *Standard Penetration Test* (SPT) ini adalah untuk menentukan kepadatan relative lapisan dari tanah dengan pengambilan contoh tanah dengan tabung, sehingga jenis tanah dan ketebalan setiap lapisan tanah dapat diketahui untuk memperoleh data yang kumulatif pada perlawanan penetrasi tanah dan menetapkan kepadatan dari tanah yang tidak berkohesi yang biasanya sulit diambil sampelnya.

Adapun keuntungan dan kekurangan dari penggunaan SPT adalah Keuntungan :

1. Dapat digunakan untuk mengidentifikasi jenis tanah secara visual.
2. Dapat digunakan untuk mendapatkan parameter secara kualitatif melalui korelasi empiris.
3. Test ini dapat dilakukan dengan cepat dan operasinya relatif sederhana.

4. Biaya yang digunakan relatif murah (pada saat pengeboran langsung dilakukan pengujian SPT).
5. Prosedur pengujian sederhana dapat dilakukan secara manual.
6. Dapat digunakan pada sembarang jenis tanah dan batuan lunak.
7. Sampel tanah terganggu dapat diperoleh untuk indentifikasi jenis tanah.
8. Uji SPT pada pasir, hasilnya dapat langsung digunakan untuk memprediksi kerapatan relatif dan kapasitas daya dukung tanah.

Kekurangan :

1. Profil kekuatan tanah tidak menerus.
2. Perlu ketelitian dalam pelaksanaan test ini.
3. Hasil yang didapat merupakan contoh tanah tak terganggu.
4. Interpretasi hasil SPT bersifat empiris.
5. Ketergantungan pada operator dalam menghitung.

Percobaan *Standard Penetration Test* (SPT) dilakukan dengan prosedur sebagai berikut :

1. Siapkan peralatan *Standard Penetration Test* (SPT) yang diperlukan, seperti: mesin bor, batang bor, split Barrel, hammer, dan lain-lain.
2. Lakukan pengeboran sampai kedalaman uji, lubang dibersihkan dari kotoran hasil pengeboran, split barrel segera dipasang pada bagian dasar lubang bor.
3. Bersihkan tanah pada batang setiap 15 cm dengan total 45 cm
4. Dengan bantuan mesin bor, tumbuklah batang bor dengan hummer seberat 63 kg dan ketinggian jatuh 75 cm, setiap kedalaman 15 cm, catatlah berapa jumlah pukulannya dan lakukan terus sampai mencapai kedalaman 45 cm.
5. Hasil pengambilan contoh tanah dari tabung tersebut dibawa ke permukaan untuk diidentifikasi jenis tanahnya meliputi komposisi, struktur, warna, konsistensi. Kemudian masukkan sampel tanah tersebut kedalam plastic tanpa dipadatkan, lalu ke care box.
6. Gambarkan grafik hasil percobaan SPT. Catatan : pengujian dihentikan apabila nilai $SPT \geq 50$ untuk empat kali interval. Hasil uji penetrasi

lapangan dengan SPT dilaporkan menjadi satu dengan log bor dari hasil pengeboran dalam bentuk formulir seperti diperlihatkan dalam lampiran, biasanya digabung dengan bore log.

2.4. Teori Daya Dukung

Menurut Hardiyatmo (1996), analisis daya dukung mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya. Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi adalah:

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung harus dipenuhi. Dalam hitungan daya dukung, umumnya digunakan faktor aman 3.
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Untuk terjaminnya stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada peletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi risiko erosi permukaan, gerusan, kembang susut tanah, dan gangguan tanah di sekitar pondasi lainnya.

Analisis-analisis daya dukung dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan bersifat plastis. Konsep ini pertama kali diperkenalkan oleh Prandtl (1921), yang 31 kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhoff (1955), De Beer dan Vesic (1958).

2.4.1. Persamaan Terzaghi

Terzaghi (1943) menganalisis daya dukung tanah dengan beberapa anggapan, yaitu:

1. Pondasi memanjang tak terhingga.
2. Tanah didasar pondasi memanjang Berat tanah diatas dasar pondasi dapat digantikan dengan beban terbagi rata sebesar $P_o = D_f \cdot \gamma$, dengan D_f adalah kedalaman dasar pondasi dan γ adalah berat volume tanah di atas dasar pondasi.
3. Tahanan geser tanah di atas dasar pondasi diabaikan.
4. Dasar pondasi kasar.
5. Bidang keruntuhan terdiri dari lengkung spiral logaritmis dan linier.
6. Baji tanah yang terbentuk di dasar pondasi dalam kedudukan elastic dan bergerak bersama-sama dengan dasar pondasinya.
7. Pertemuan antara sisi baji dan dasar pondasi membentuk sudut sebesar sudut gesek dalam tanah ϕ .
8. Berlaku prinsip super posisi atau prinsip penggabungan
9. Berat tanah di atas dasar pondasi digantikan dengan beban terbagi rata.

Menurut Terzaghi, daya dukung ultimit (*ultimate bearing capacity*) (q_u) didefinisikan sebagai beban maksimum persatuan luas dimana tanah masih dapat mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan. Pada Analisa daya dukung Terzaghi, bentuk pondasi diamsusikan sebagai beban terbagi rata q_u . Beban total pondasi per satuan panjang P_u merupakan beban terbagi rata q_u yang dikalikan dengan lebar pondasi B . Karena adanya beban total tersebut, pada tanah yang terletak tepat dibawah pondasi akan membentuk suatu baji tanah yang menekan tanah ke bawah.

Tabel 2.2 Nilai-Nilai Faktor Daya Dukung Terzaghi

(ϕ)	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9

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

Sumber : Hardiyatmo,1996.

2.4.2. Persamaan Daya Dukung Vesic

Berdasarkan prinsip super posisi, Vesic (1973) menyarankan faktor-faktor daya dukung yang diperoleh dari beberapa peneliti Reissner (1924) telah menunjukkan bahwa: “Persamaan daya dukung yang disarankan Vesic (1973) sama dengan persamaan Terzaghi, hanya persamaan faktor-faktor daya dukungnya yang berbeda” . Persamaan daya dukung diatas belum memperhatikan pengaruh tahanan geser tanah yang berkembang diatas dasar fondasi, karena beerat tanah diatas dasar fondasi digantikan dengan $Po = Df \cdot \gamma$, Untuk memperhitungkan faktor tahanan geser tersebut,maka harus digunakan faktor-faktor kedalaman dan faktor bentuk fondasi.

Tabel 2.3. Faktor – Faktor Daya Dukung (Vesic 1973)

Φ°	Nc	Nq	N γ		Φ°	Nc	Nq	N γ
0	5,14	1	0		26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07		27	23,94	13,2	14,47
2	5,63	1,2	0,15		28	25,8	14,72	16,72
3	5,9	1,31	0,24		29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34		30	30,14	18,4	22,4
5	6,49	1,57	0,45		31	32,67	20,63	25,99
6	6,81	1,72	0,57		32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71		33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86		34	42,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03		35	46,12	33,3	48,03
10	8,35	2,47	1,22		36	50,59	37,75	56,31
11	8,8	2,71	1,44		37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69		38	61,35	48,93	78,03

13	9,81	3,26	1,97		39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29		40	75,31	64,2	109,41
15	10,98	3,94	2,65		41	83,86	73,9	130,22
16	11,63	4,34	3,06		42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53		43	105,11	99,02	186,54
18	13,1	5,26	4,07		44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,8	4,68		45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,4	5,39		46	152,1	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,2		47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13		48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,2		49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,6	9,44		50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88					

Sumber : Hardiyatmo,1996

2.4.3. Persamaan Meyerhof

Persamaan kapasitas dukung Meyerhof (1955) menganggap sudut baji β (sudut antara bidang AD atau BD terhadap arah horizontal) tidak sama dengan ϕ , tapi $\beta > \phi$. Akibatnya, bentuk baji lebih memanjang ke bawah bila dibandingkan 34 dengan analisis Terzaghi. Zona keruntuhan berkembang dari dasar pondasi, ke atas sampai mencapai permukaan tanah. Jadi, tahanan geser tanah di atas dasar pondasi diperhitungkan. Karena $\beta > \phi$, nilai factor-faktor kapasitas dukung Meyerhof lebih rendah daripada yang disarankan oleh Terzaghi.

Namun, karena Meyerhof mempertimbangkan factor pengaruh kedalaman pondasi, kapasitas dukungnya menjadi lebih besar. Meyerhof (1963) menyarankan persamaan kapasitas dukung dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah di atas pondasinya. Nilai-nilai faktor kapasitas dukung Meyerhof untuk dasar pondasi kasar yang berbentuk memanjang dan bujursangkar ditunjukkan dalam sedang tabel (2.3) menunjukkan nilai-nilai faktor-faktor kapasitas dukung tanah untuk pondasi memanjang dari usulan-usulan Meyerhof (1963), dan sekaligus peneliti-peneliti yang lain, seperti: Brinch Hansen (1961), dan Vesic (1973) (Hardiyatmo, 2014).

Tabel 2.4. faktor-faktor kapasitas dukung Meyerhof (1963)

Φ°	Nc	Nq	$N\gamma$		Φ°	Nc	Nq	$N\gamma$
0	5,14	1	0		26	22,25	11,85	8,00
1	5,38	1,09	0,00		27	23,94	13,2	9,46
2	5,63	1,2	0,01		28	25,8	14,72	11,19
3	5,9	1,31	0,02		29	27,86	16,44	13,24
4	6,19	1,43	0,04		30	30,14	18,4	15,67
5	6,49	1,57	0,07		31	32,67	20,63	18,56
6	6,81	1,72	0,11		32	35,49	23,18	22,02
7	7,16	1,88	0,15		33	38,64	26,09	26,17
8	7,53	2,06	0,21		34	42,16	29,44	31,15
9	7,92	2,25	0,28		35	46,12	33,3	37,15
10	8,35	2,47	0,37		36	50,59	37,75	44,43
11	8,8	2,71	0,47		37	55,63	42,92	53,27
12	9,28	2,97	0,60		38	61,35	48,93	64,07
13	9,81	3,26	0,74		39	67,87	55,96	77,33
14	10,37	3,59	0,92		40	75,31	64,2	93,69
15	10,98	3,94	1,13		41	83,86	73,9	113,32
16	11,63	4,34	1,37		42	93,71	85,38	139,32
17	12,34	4,77	1,66		43	105,11	99,02	171,14
18	13,1	5,26	2,00		44	118,37	115,31	211,41
19	13,93	5,8	2,40		45	133,88	134,88	262,74
20	14,83	6,4	2,87		46	152,1	158,51	328,73
21	15,82	7,07	3,42		47	173,64	187,21	414,33
22	16,88	7,82	4,07		48	199,26	222,31	526,45
23	18,05	8,66	4,82		49	229,93	265,51	674,92
24	19,32	9,6	5,72		50	266,89	319,07	873,86
25	20,72	10,66	6,77					

Sumber: Hardiyatmo, 2014

2.5. Kapasitas Daya Dukung Dari Hasil Pengujian di Lapangan

2.5.1. Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Dari Hasil Sondir

Sondir adalah suatu alat berbentuk silindris dengan ujungnya berupa suatu konus. Dalam uji sondir, alat ini ditekan ke dalam tanah dan kemudian perlawanan tanah terhadap ujung sondir (tanah ujung) dan gesekan pada selimut silinder diukur.

Uji sondir saat ini merupakan salah satu uji lapangan yang telah diterima oleh para praktisi dan pakar geoteknik. Uji sondir ini telah menunjukkan manfaat untuk pendugaan profil atau pelapisan (*stratifikasi*) tanah karena jenis perilaku tanah telah dapat diidentifikasi dari kombinasi hasil pembacaan tahanan ujung dan gesekan selimutnya (Rahardjo, 2000).

Alat ini telah lama populer di Indonesia dan telah digunakan hampir pada setiap penyelidikan tanah pada pekerjaan-pekerjaan sipil karena relatif mudah pemakaiannya, cepat dan sangat ekonomis. Menurut Bowles (1997), pengujian ini tidak diterapkan pada tanah berkerikil dan lempung kaku/keras. Pengujian ini dilakukan dengan mendorong kerucut baku (menurut ASTM D 3441 mempunyai ujung 60° dan diameter dasar = 35,7 mm dengan luas irisan lintang 10 cm²) ke dalam tanah dengan kecepatan 10 sampai 20 mm/detik.

Dewasa ini terdapat paling sedikit lima bentuk kerucut yang dipakai:

1. Mekanis, jenis paling dini dinamakan “kerucut belanda” karena berasal dari negeri Belanda.
2. Gesekan listrik, modifikasi pertama memakai pengukur regangan untuk mengukur qc dan qs .
3. Piezo listrik, suatu modifikasi atas kerucut gesek untuk memungkinkan pengukuran tekanan air pori pada ujung kerucut.
4. Piezo/gesek listrik, modifikasi lanjutan untuk mengukur gesekan selongsong tahanan ujung dan tekanan pori.
5. Kerucut seismic, sebuah modifikasi tambahan baru-baru ini untuk mencakup pengambilan getaran agar memperoleh data guna menghitung kecepatan

gelombang geser dari suatu kejut permukaan sehingga modulus geser dinamikanya dapat diukur.

Penggunaan uji sondir yang makin luas terutama disebabkan oleh beberapa faktor:

1. Cukup ekonomis dan dapat dilakukan ulang dengan hasil yang konsisten.
2. Korelasi empirik semakin andal.
3. Perkembangan yang semakin meningkat khususnya dengan ada penambahan sensor pada sondir listrik seperti batu pori dan stress cell untuk mengukur respon tekanan lateral tanah.
4. Kebutuhan untuk pengujian di lapangan (*insitu test*) dimana sampel tanah tidak dapat diambil (tanah lembek dan pasir).
5. Dapat digunakan untuk menentukan daya dukung tanah dengan baik (Rahardjo, 2000).

Diantara perbedaan tes dilapangan, sondir atau *cone penetration test* (CPT) seringkali sangat dipertimbangkan berperanan, ekonomis dan tes tersebut dapat dipercaya dilapangan dengan pengukuran terus-menerus dari permukaan tanah dasar. CPT atau sondir ini dapat juga mengklasifikasikan lapisan tanah dan dapat memperkirakan kekuatan dan karakteristik dari tanah. Didalam perencanaan pondasi bore pile data tanah sangat diperlukan dalam merencanakan kapasitas daya dukung (*bearing capacity*) dari tiang sebelum pembangunan dimulai, guna menentukan kapasitas daya dukung ultimit dari tiang bor. Untuk menghitung daya dukung bore pile berdasarkan data hasil pengujian sondir dapat dilakukan dengan menggunakan metode Meyerhof.

2.5.2. Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Dari Hasil SPT

Standart Penetration Test (SPT) telah memperoleh popularitas dimanamana sejak tahun 1927 dan telah diterima sebagai uji tanah rutin di lapangan . SPT dapat dilakukan dengan cara yang relatif mudah sehingga tidak membutuhkan keterampilan khusus dari pemakainnya. Metode pengujian tanah dengan SPT termasuk cara yang cukup ekonomis untuk memperoleh informasi

mengenai kondisi di bawah permukaan tanah dan diperkirakan 80% dari desain pondasi untuk gedung bertingkat menggunakan cara ini. Karena banyaknya data SPT, korelasi empiris telah banyak memperoleh kemajuan.

Alat uji ini terdiri dari beberapa komponen yang sederhana, mudah ditransportasikan, dipasang dan mudah memeliharanya. Pandangan para ahli masih sama yaitu bahwa alat ini akan terus dipakai untuk penyelidikan tanah rutin karena relative masih ekonomis dan dapat diandalkan (Rahardjo, 2000).

Standart Penetration Test (SPT) adalah sejenis percobaan dinamis dengan memasukan suatu alat yang dinamakan split spoonke dalam tanah. Dengan percobaan ini akan diperoleh kepadatan relative (relative density), sudut geser tanah (θ) berdasarkan nilai jumlah pukulan (N). Perkiraan kapasitas daya dukung pondasi bore pile pada tanah pasir dan silt didasarkan pada data uji lapangan SPT, ditentukan dengan perumusan Meyerhoff.

Data tanah sangat diperlukan dalam merencanakan kapasitas daya dukung (*bearing capacity*) dari tiang sebelum pembangunan dimulai. Tahanan ujung ultimit tiang (Q_b) dihitung dengan persamaan:

$$Q_b = A_b \cdot f_b \dots\dots\dots(2.14)$$

Tahanan gesek dinding tiang (Q_s) dihitung dengan persamaan:

$$Q_s = A_s \cdot f_s \dots\dots\dots(2.15)$$

Kapasitas daya dukung ultimit tiang (Q_u) adalah jumlah dari tahanan ujung ultimit tiang (Q_b) dan tahanan gesek dinding tiang (Q_s) antara sisi tiang dan tanah di sekitarnya dinyatakan dalam persamaan berikut ini (Hardiyatmo, 2010) :

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b \cdot f_b + A_s \cdot f_s \dots\dots\dots(2.16)$$

Dimana:

- Q_b = Tahanan ujung ultimit tiang
- Q_s = Tahanan gesek dinding tiang
- A_b = Luas ujung tiang bawah
- A_s = Luas selimut tiang
- f_b = Tahanan ujung satuan tiang
- f_s = Tahanan gesek satuan tiang

1. Berdasarkan Metode Meyerhoof:

Kapasitas dukung ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT.

- a. Tahanan ujung tiang berdasarkan data pengujian SPT dihitung dengan persamaan Meyerhoff (Bowles, 1993), yaitu:

$$Q_b = 40 \cdot N_b \cdot A_b \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana:

Q_b = Tahanan ujung ultimit tiang

N_b = Nilai rata-rata statistik dari bilangan-bilangan SPT dalam daerah kira-kira 8B di atas sampai dengan 4B di bawah titik tiang.

A_b = Luas penampang pile.

- b. Tahanan gesek selimut tiang berdasarkan data pengujian SPT dihitung dengan persamaan Meyerhoff (Bowles, 1993), yaitu:

$$Q_s = X_m \cdot N \cdot SPT \cdot P \cdot L_i \dots\dots\dots(2.18)$$

Dimana:

Q_s = Tahanan gesek dinding tiang

X_m = 0,2 untuk borepile

L_i = Panjang lapisan tanah (m)

P = Keliling tiang (m)

N = Banyaknya perhitungan pukulan rata-rata statistik.

- c. Perhitungan daya dukung pondasi tapak berdasarkan data pengujian SPT di hitung dengan persamaan Meyerhoff (Bowles, 1968), yaitu:

$$q_a = 20 \cdot N \cdot k_d \dots\dots\dots(2.19)$$

Dimana :

$$k_d = 1 + \frac{0,33 \cdot D}{B}$$

B = Lebar pondasi (m)

D = Kedalaman pondasi (m)

2. Berdasarkan Metode Reese & Wright:

Kapasitas daya dukung pondasi tiang pada tanah pasir dan silt didasarkan pada data SPT, ditentukan dengan perumusan berikut :

a. Daya dukung ujung tiang (*and bearing*), (Reese & Wright, 1977)

$$Q_p = q_p \cdot A_p \dots\dots\dots(2.18)$$

Dimana:

A_p = Luas penampang tiang bor (m^2)

q_p = Tahanan ujung per satuan luas, (ton/ m^2)

Q_p = Daya dukung ujung tiang (ton)

Untuk tanah kohesif:

$$q_p = 9 \cdot C_u \dots\dots\dots(2.20)$$

Untuk tanah non-kohesif:

Untuk $N \leq 60$ maka, $q_p = 7N (t/m^2) < 400 (t/m^2)$

Untuk $N > 60$ maka, $q_p = 400 (t/m^2)$

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

b. Daya dukung selimut (*skin friction*), (Reese & Wright, 1977)

$$Q_s = f \cdot Li \cdot P \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana:

f = Tahanan satuan skin friction, (ton/m^2)

Li = Panjang lapisan tanah (m)

P = Keliling tiang (m)

Q_s = Daya dukung selimut tiang (ton)

Pada tanah kohesif:

$$f = \alpha \cdot C_u \dots\dots\dots(2.22)$$

dimana:

α = faktor adhesi (berdasarkan penelitian Reese & Wright (1977) $\alpha = 0,55$)

C_u = kohesi tanah (ton/m^2)

Pada tanah non kohesif:

$N < 53$ maka, $f = 0,32 N (ton/m^2)$

$$53 < N \leq 100 \text{ maka, } f = \left(\frac{N-53}{450} \right) \times \left(\frac{1}{0,3048^2} \right)$$

$$C_u = \frac{2}{3} \cdot N_{SPT} \cdot 10 \dots\dots\dots(2.23)$$

3. Metode Aoki dan De Alencar

Aoki dan Alencar mengusulkan untuk memperkirakan kapasitas dukung ultimit dari sondir. Kapasitas daya dukung aksial (Q_u) diperoleh sebagai berikut:

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b A_b + F \cdot A_s \dots \dots \dots (2.24)$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas daya dukung aksial ultimit tiang pancang.

Q_b = Kapasitas tahanan ujung tiang.

Q_s = Kapasitas tahanan kulit.

q_b = Kapasitas daya dukung di ujung tiang persatuan luas.

A_b = Luas ujung tiang.

F = Satuan tahanan kulit persatuan luas.

A_s = Luas kulit tiang pancang.

Dalam menentukan kapasitas daya dukung aksial ultimit (Q_u) menggunakan metode Aoki dan De Alencar.

Aoki dan Alencar mengusulkan untuk memperkirakan kapasitas dukung ultimit dari data sondir. Kapasitas dukung ujung persatuan luas (q_b) diperoleh sebagai berikut :

$$Q_b = \frac{Q_{ca} (base)}{f_b} \dots \dots \dots (2.25)$$

Dimana ;

$Q_{ca} (base)$ = Perlawanan rata-rata 1,5D diatas ujung tiang, 1,5D dibawah ujung tiang.

f_b = Faktor empirik tergantung pada tipe tanah.

Tahanan kulit persatuan luas (f) diprediksi sebagai berikut :

$$F = Q_c (side) \frac{a_s}{f_s} \dots \dots \dots (2.26)$$

Dimana ;

$Q_{ca} (side)$ = Perlawanan konus rata-rata pada lapisan sepanjang tiang.

F_s = Faktor empirik yang tergantung pada tipe tanah.

F_b = Faktor empirik yang tergantung pada tipe tanah.

Tabel 2.5 Faktor empirik F_b dan F_s

Tipe Tiang Pancang	F_b	F_s
Tiang Bor	3,5	7,0
Baja	1,75	3,5
Beton Pratekan	1,75	3,5

(Sumber : Titi & Farsakh, 1999)

Tabel 2.6 Faktor empirik F_b dan F_s

Tipe tanah	α_s (%)	Tipe tanah	α_s (%)	Tipe tanah	α_s (%)
Pasir	1,4	Pasir berlanau	2,2	Lempung berpasir	2,4
Pasir kelanuan	2,0	Pasir berlanau dengan lempung	2,8	Lempung berpasir dengan lanau	2,8
Pasir kelanuan dengan lempung	2,8	Lanau	3,0	Lempung berlanau dengan pasir	3,0
Pasir berlempung dengan lanau	3,0	Lanau berlempung dengan pasir	3,0	Lempung berlanau	4,0
Pasir berlempung	3,0	Lanau berlempung	3,4	lempug	6,0

(Sumber : Titi & Farsakh, 1999)

Pada Umumnya nilai α_s untuk pasir = 1,4 persen, nilai α_s untuk lanau = 3,0 persen dan nilai α_s untuk lempung = 6,0 persen.

2.6. Faktor Aman

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka kapasitas ultimit tiang dibagi dengan faktor aman tertentu. Fungsi faktor aman adalah:

- a. Untuk memberikan keamanan terhadap ketidakpastian dari nilai kuat geser dan kompresibilitas yang mewakili kondisi lapisan tanah.
- b. Untuk meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam diantara tiang-tiang masih dalam batas-batas toleransi.
- c. Untuk meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja.
- d. Untuk meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang masih dalam batas-batas toleransi.
- e. Untuk mengantisipasi adanya ketidakpastian metode hitungan yang digunakan.

Dari hasil banyak pengujian-pengujian beban tiang, baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600 mm), penurunan akibat beban kerja (*working load*) yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk faktor aman yang tidak kurang dari 2,5 (Tomlinson, 1977). Besarnya beban kerja (*working load*) atau kapasitas dukung tiang ijin (Q_a) dengan memperhatikan keamanan terhadap keruntuhan adalah nilai kapasitas ultimit (Q_u) dibagi dengan faktor aman (F) yang sesuai (Hardiyatmo, 2015).

Tomlinson (1977) menyarankan faktor aman untuk tiang bor:

Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter < 2 m:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \dots\dots\dots(2.27)$$

Untuk tiang tanpa pembesaran dibagian bawahnya:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} \dots\dots\dots(2.28)$$

Bila diameter tiang (d) lebih dari 2 m, kapasitas tiang ijin perlu dievaluasi dari pertimbangan penurunan tiang. Selanjutnya, penurunan struktur harus pula dicek terhadap persyaratan besar penurunan toleransi yang masih diijinkan. Faktor aman (F) untuk tiang bor juga bergantung terutama pada informasi dari hasil uji beban statis, keseragaman kondisi tanah, dan ketelitian program penyelidikan tanah (Hardiyatmo, 2015).

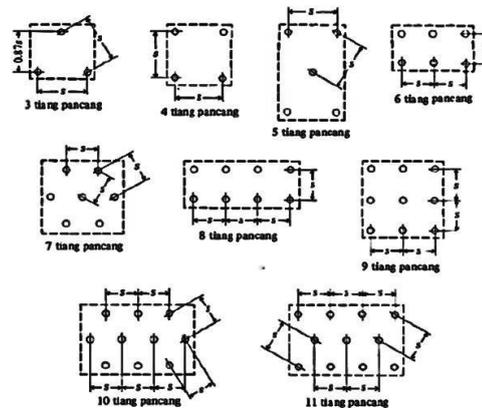
Reese dan O'Neill (1989) menyarankan pemilihan faktor aman (F) untuk perancangan pondasi tiang yang dipertimbangkan faktor-faktor sebagai berikut:

- a. Tipe dan kepentingan dari struktur.
- b. Variabilitas tanah (tanah tidak uniform).
- c. Ketelitian penyelidikan tanah.
- d. Tipe dan jumlah uji tanah yang dilakukan.
- e. Ketersediaan data di tempat (uji beban tiang).
- f. Pengawasan/control kualitas di lapangan.
- g. Kemungkinan beban desain aktual yang terjadi selama beban layanan struktur (Hardiyatmo, 2015).

2.7. Pondasi Tiang Kelompok (*Pile Group*)

Pada umumnya jarang pondasi bore pile digunakan sebagai tiang tunggal, melainkan berupa gabungan dari beberapa tiang yang disebut dengan tiang kelompok (*pile group*). Di atas pile group biasanya diletakan suatu konstruksi poer (*footing*) yang mempersatukan kelompok tiang tersebut. Dalam perhitungan-perhitungan poer dianggap/dibuat kaku sempurna, sehingga:

1. Bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menimbulkan penurunan maka setelah penurunan bidang poer tetap akan merupakan bidang datar.
2. Gaya-gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang- tiang tersebut.



Gambar 2.16 Pola-Pola Kelompok Tiang

Sumber: Hardiyatmo, 2015

2.8. Kapasitas Kelompok Tiang dan Effisiensi Bore Pile

2.8.1. Kapasitas Kelompok Tiang

Kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Stabilitas kelompok tiang tergantung dari 2 hal, yaitu:

- a. Kapasitas dukung tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang dalam mendukung beban total struktur.
- b. Pengaruh penurunan konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang (Hardiyatmo, 2015).

Pada tiang tunggal, interaksi yang terjadi hanyalah tiang dengan tanah, sedangkan pada kelompok tiang akan ada interaksi antara tiang dengan tanah dan tiang dengan tiang yang lainnya. Interaksi ini akan lebih besar jika jarak tiang semakin dekat. Jika pada salah satu tiang pada kelompok tiang didesak sehingga terjadi penurunan, maka tiang disekitarnya akan ikut turun akibat tertarik oleh tanah disekitar tiang yang dibebani. Berdasarkan kondisi tersebut, maka akan terjadi penurunan tiang akibat beban yang didukung tiang didekatnya, walaupun tiang tersebut tidak terbebani. Hal ini akan mengakibatkan kapasitas dukung tiang menjadi berkurang jika dibandingkan dengan kondisi tiang tunggal. Analisis ini dikembangkan dengan menganggap tidak ada pile cap.

2.8.2. Efisiensi Tiang Bore Pile

Efisiensi kelompok tiang didefenisikan sebagai :

$$\text{Eff} = \frac{\text{Daya dukung kelompok tiang}}{\text{Jumlah tiang x daya dukung tiang tunggal}} \dots\dots\dots(2.29)$$

$$\text{Eff} = \text{Efisiensi tiang kelompok}$$

Meskipun beberapa formula sering dipergunakan untuk menentukan nilai efisiensi ini, tetapi belum ada suatu peraturan bangunan yang secara khusus menetapkan cara tertentu untuk menghitungnya. Laporan terakhir ASCE Committee on Deep Foundation (1984), menganjurkan untuk tidak menggunakan efisiensi kelompok untuk mendeskripsikan aksi kelompok tiang (group action).

Laporan yang dihimpun berdasarkan studi dan publikasi sejak 1963 itu menganjurkan bahwa tiang tahanan gesek pada tanah pasiran dengan jarak tiang sekitar 2,0 – 3,0 D, akan memiliki daya dukung lebih besar daripada jumlah total daya dukung individual tiang, sedangkan untuk tiang tahanan gesek pada tanah kohesif, geser blok disekeliling kelompok tiang ditambah dengan daya dukung ujung besarnya tidak boleh melebihi jumlah total daya dukung masing-masing tiang.

Efisiensi kelompok tiang bergantung pada beberapa faktor, diantaranya:

- a. Jumlah tiang, panjang, diameter, pengaturan dan terutama jarak antara tiang.
- b. Modus pengalihan beban (gesekan selimut atau tahanan ujung).
- c. Prosedur pelaksanaan konstruksi (tiang pancang atau tiang bor).
- d. Urutan instalasi tiang.
- e. Waktu setelah pemasangan tiang.
- f. Interaksi antara pelat penutup tiang (*pile cap*) dengan tanah.
- g. Arah dari beban yang bekerja (Rahardjo, 2000).

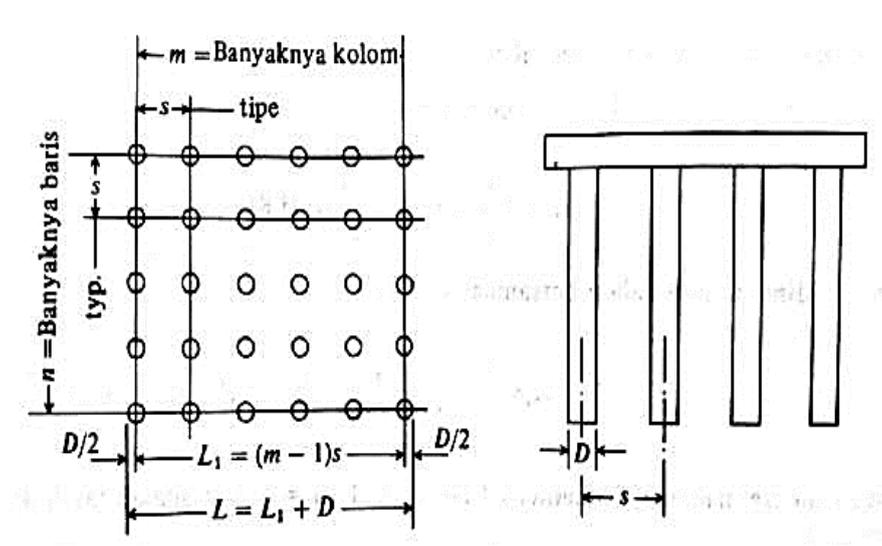
Beberapa persamaan untuk menghitung efisiensi kelompok tiang adalah sebagai berikut:

- a. Metode Converse-Labarre Formula

$$Eff = 1 - \theta \dots \dots \dots (2.30)$$

Dimana :

- Eg = Efisiensi kelompok tiang
- θ = Arc tan d/s m = Jumlah baris
- n = Jumlah tiang dalam 1 baris
- d = Diameter tiang
- s = Jarak pusat ke pusat tiang



Gambar 2.17 Efisiensi Kelompok Tiang

Sumber: Rahardjo, 2000

b. Metode Los Angeles Group

$$E_g = 1 - [m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1) \sqrt{2}] \dots \dots \dots (2.31)$$

2.8.3. Kapasitas Ijin Kelompok Tiang

Kapasitas dukung ultimit kelompok tiang dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_g = \text{Eff. } n \cdot Q_u \dots \dots \dots (2.32)$$

Dimana:

Q_g = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan

Eff = Efisiensi kelompok tiang.

n = Jumlah tiang dalam kelompok.

Q_u = Beban maksimum tiang tunggal.