

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1. Tinjauan Pustaka.

Referensi penelitian sebelumnya dapat dilihat sebagai acuan dalam penulisan tugas akhir ini yang berguna pada proses analisis baik itu hitungan secara konvensional dan analisis *software* dengan merujuk pada skripsi, tugas akhir, dan jurnal yang berkaitan dengan topik pembahasan.

Pada penelitian Livia dan Andryan Suhendra (2018) tentang studi kapasitas tiang bor berdasarkan metode *pile driving analyzer* (PDA) dan *load cell*, Jakarta menyatakan bahwa fondasi tiang bor adalah bagian dari struktur yang berfungsi menopang bangunan yang ada di atasnya untuk diteruskan secara merata ke lapisan tanah. Dalam merencanakan suatu fondasi, beban yang diterima oleh fondasi tidak boleh lebih besar dari pada kapasitas daya dukungnya. Untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang, terdapat banyak metode-metode yang dapat digunakan dan menghasilkan kapasitas yang berbeda. Tujuan penelitian ini bertujuan untuk mengetahui perbandingan nilai kapasitas daya dukung fondasi tiang bor menggunakan perhitungan manual (metode Reese dan Wright, Mayerhoff, Decourt, Kulhawy, Tomlinson) serta hasil tes PDA dan *Load Cell*.

Penelitian Hartono (2016) yaitu perencanaan fondasi rakit dan fondasi tiang dengan memperhatikan *differential settlement* (studi kasus gedung fasilitas umum pendidikan universitas 17 agustus 1945 Surabaya (UNTAG)), menyatakan Fondasi diperlukan untuk mendukung beban bangunan di atasnya. Fondasi tiang umumnya digunakan untuk bangunan sedang sampai tinggi. Namun apabila kedalaman tanah keras jauh dari permukaan penggunaan fondasi tiang dapat menjadi tidak ekonomis. Fondasi juga harus direncanakan dengan memperhatikan perbedaan penurunan (*differential settlement*) karena dapat menyebabkan retak-retak pada bangunan sehingga kenyamanan penghuni terganggu akibat adanya retak tersebut. Hasil dari penelitian ini yaitu membandingkan ke efisiensi pada fondasi dari dampak *differential settlement*nya.

Berdasarkan beberapa penelitian diatas yang digunakan sebagai acuan terhadap penelitian fondasi tiang bor yang akan di desain sebagai fondasi pada gedung Asrama ITERA Lampung Selatan. Dimana penelitian sebelumnya memiliki beberapa persamaan pada topik yang akan diambil, oleh karena itu dibutuhkan pengulangan kembali supaya permasalahan dan topik yang di ambil tidak sama dengan penelitian sebelumnya.

Penelitian ini melakukan perhitungan daya dukung tanah, penurunan fondasi, dimensi dan penulangan desain fondasi serta pilecap, dan rencana anggaran biaya. Tujuan dari analisa ini adalah mengetahui hasil perencanaan fondasi tiang bor sebagai fondasi gedung asrama itera dan mengetahui jumlah anggaran biaya yang dibutuhkan . Kesamaan dari penelitian sebelumnya adalah metode penelitian perencanaan fondasi tiang bor ini dilakukan secara manual dan dengan bantuan program. Sedangkan perbedaan pada penelitian sebelumnya adalah beban struktur yang didapat dari output Etabs, dan membahas rencana anggaran biaya.

2.2. Landasan Teori.

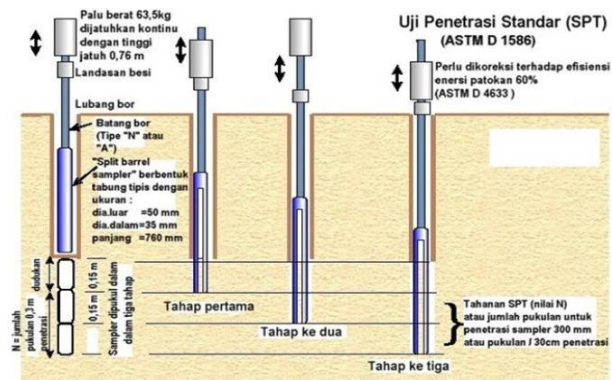
2.2.1. Parameter Tanah.

Penyelidikan tanah di lapangan dibutuhkan untuk data perancangan fondasi bangunan-bangunan, seperti: bangunan gedung, dinding penahan tanah, bendungan, jalan, dermaga, dan lain-lain. Penyelidikan tanah dapat dilakukan dengan *Satandard Penetration Test* (SPT), *Cone Penetration Test* (CPT), dan uji laboratorium. Pada penelitian ini, digunakan data berupa hasil pengujian lapangan yaitu uji SPT dan berikut penjelasan dari SPT dan korelasi empiris yang digunakan untuk menentukan parameter tanah.

2.2.1.1. Satandard Penetration Test

Satandard Penetration Test dilakukan karena sulitnya untuk memperoleh tanah tak terganggu pada tanah. Pada pengujian ini, sifat-sifat tanah ditentukan dari pengukuran kerapatan relatif secara langsung dilapangan. Selain itu uji *Satandard Penetration Test* dilakukan untuk mendapatkan nilai N untuk analisis daya dukung tanah yang di jelaskan dalam ASTM D-1586 yaitu :

1. Tabung SPT dipukul kedalam tanah sedalam 45 cm yaitu kedalaman yang diperkirakan akan terganggu oleh pengeboran.
2. Kemudian, setiap kedalaman 15 cm dicatat jumlah pukulan yang dibutuhkan. Jumlah pukulan untuk memasukkan *split spoon* 15 cm pertama dicata sebagai N1. Untuk pukulan 15 cm kedua adalah N2 dan untuk pukulan 15 cm ketiga adalah N3 jadi total kedalaman setelah pengujian SPT adalah 45 cm dan menghasilkan N1, N2 dan N3.
3. Nilai SPT ditetapkan dengan menjumlahkan 2 angka pukulan terakhir (N2+N3) pada setiap interval pengujian dan dicatat pada lembaran Bore Log
4. Nilai pada N1 tidak diperhitungkan karena masih kotor bekas pengeboran atau tanah yang terganggu. Bila nilai N lebih besar daripada 50 pukulan, hentikan pengujian.



Gambar 2.1. Skema Urutan *Standard Penetration Test*.
(Sumber : ASTM D 1586)

Menurut ASTM D-4633 alat uji SPT yang digunakan harus di kalibrasi tingkat efisiensi tenaganya dengan alat ukur *strain gauges* dan *accelerometer*. Pada praktek nya efisiensi *donut hammer* dan *safety hammer* sekitar 45%-85%, sementara efisiensi *automatic hammer* sekitar 80%-100%. Jika E_f yang diukur dari kalibrasi alat, nilai N harus dikoreksi terhadap efisiensi sebesar 60% .menurut Skempton (1986) dan Seed et al. (1985) rumus dari koreksi efisiensi N 60% sebagai berikut :

$$N_{60} = \frac{N \eta_H \eta_B \eta_S \eta_R}{60} \quad (2.1)$$

dimana,

N_{60} = Standar pentrasi N_{60} , koreksi untuk kondisi lapangan

η_H = Hammer efficiency

η_B = Correction for borehole diameter

η_S = Sampler correction

η_R = Rod length correction

Dari rekomendasi Skempton (1986), Seed et al. (1985) di dapat table variable η_H , η_B , η_S , η_R dengan mengasumsikan *hammer efficiency*, *correction for borehole diameter*, *sampler correction*, *rod length correction* yang digunakan. Berikut nilai variasinya:

Tabel 2.1. Variasi Nilai Hammer Efficiency (η_H) (Braja M. Das).

Negara	Tipe Hammer	Hammer Realease	η_H (%)
Jepang	Donut	Free Fall	78
	Donut	Rope and pulley	67
U.S	Safety	Rope and pulley	60
	Donut	Rope and pulley	45
Argentina	Donut	Rope and pulley	45
China	Donut	Free Fall	45
	Donut	Rope and pulley	60

Tabel 2.2. Variasi Nilai Correction For Borehole Diameter (η_B) (Braja M. Das).

Diameter (mm)	η_B
60 - 120	1
150	1,05
200	1,15

Tabel 2.3. Variasi Nilai Sampler Correction (η_S) (Braja M. Das).

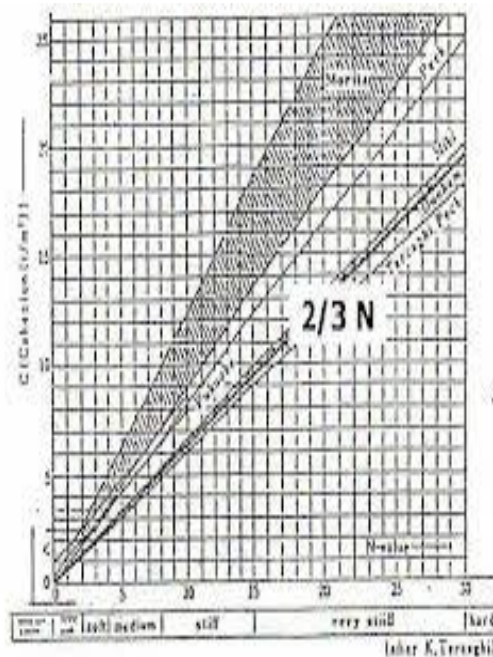
Variabel	η_S
Standard Sampler	1
With liner for dense sand and clay	0,8
With liner for loose sand	0,9

Tabel 1.4. Variasi Nilai Rod Length Correction (η_R) (Braja M. Das).

Rod Length (m)	η_R
>10	1
6 – 10	0,95
4 – 6	0,85
0 – 4	0,75

2.2.1.2. Korelasi N-SPT dengan *Undrained Shear Strength* (c_u).

Kohesi dibedakan menjadi kohesi tak terdrainase (c_u) yang digunakan untuk analisis jangka pendek dan kohesi terdrainase (c') yang digunakan untuk jangka panjang. Mengingat uji laboratorium sangat tergantung oleh sampel yang umumnya telah mengalami banyak gangguan, maka nilai kohesi juga ditentukan berdasarkan korelasinya dengan hasil uji lapangan seperti SPT atau sondir. Pada penelitian ini, nilai parameter c_u ditentukan berdasarkan korelasi empiris dari Terzaghi dan Peck (1967) yaitu:



Gambar 2.2. Korelasi antara Nilai N – SPT dan c_u
(Sumber : Terzaghi & Peck, 1967.)

$$c_u = \frac{2}{3} \times N\text{-SPT (ton/m}^2\text{)} \quad (2.2)$$

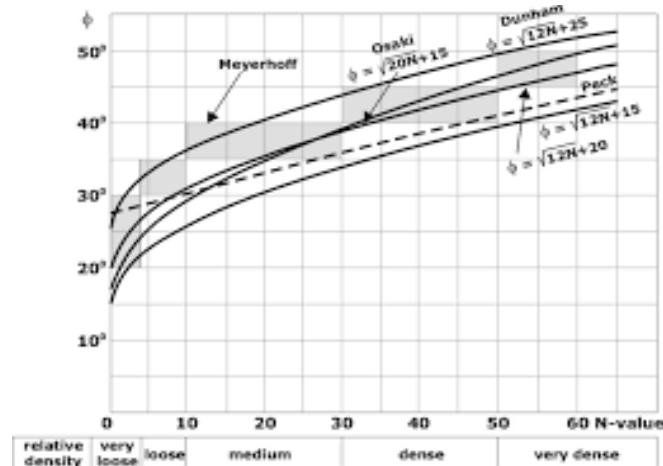
$$c_u = 6 \times N\text{-SPT (kN/m}^2\text{)} \quad (2.3)$$

Nilai kohesif efektif c' untuk tanah Oc menurut Sorensen dan Okkels (2013) bisa di dapat kan dari persamaan :

$$c' = 0,1 c_u \quad (2.4)$$

2.2.1.3. Korelasi untuk Nilai Sudut Geser Dalam (ϕ).

Kekukatan geser pada tanah pasir berasal dari gesekan antar butir-butir tanah yang nilai nya direpresentasikan dengan sudut geser dalam (ϕ). Berikut nilai parameter ditentukan berdasarkan korelasi empiris dari Terzaghi and Peck (1948) :



Gambar 2.3. Korelasi Nilai N- SPT Dengan ϕ untuk Tanah Non Kohesif
(Sumber: Geotechnical Engineering Center, 2013)

$$\phi = \sqrt{12 \times N\text{-SPT} + 15} \quad (2.5)$$

2.1.1.4. Korelasi N-SPT Terhadap Berat Volume Tanah (γ).

Korelasi N-SPT terhadap berat volume tanah (γ) pada pasir dan lempung dapat ditentukan melalui korelasi empiris sebagai berikut:

1. Tanah Pasir (Non-Kohesif).

Berikut korelasi berat jenis dari tanah pasir menurut Bowles, (1997).

Tabel 2.5. Korelasi Empiris γ untuk Pasir.

N-SPT (Blows per ft)	γ_{sat} (kN/m ³)
0-4	11 - 15.71
8.00-10	14.1 - 18.07
10.00-30	17.3 - 20.42
30-50	17.3 - 21.99
>50	20.4 - 23.56

2. Tanah Lempung (Kohesif)

Berikut korelasi berat jenis tanah lempung oleh Bowles (1997).

Tabel 2.6. Korelasi Empiris γ untuk Lempung.

N-SPT (Blows per ft)	γ_{sat}
0-4	15.7 - 18.9
4.00 - 8.00	17.3 - 20.4
8.00-32	18.9 - 22.0

2.2.1.5. Korelasi N-SPT Terhadap *Poisson's Ratio* Tanah (μ_s).

Nilai poisson rasio ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan permukaan lateral. Nilai poisson rasio dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti yang terlihat dalam tabel 2.7 dibawah ini:

Tabel 2.7. Hubungan Jenis Tanah dengan Angka Poison (Braja M.Das, 2002).

Jenis Tanah	Angka Poisson
Pasir lepas	0,2 – 0,4
Pasir sedang	0,25 – 0,4
Pasir padat	0,3 – 0,45
Pasir kelanauan	0,2 – 0,4
Lempung lunak	0,15 – 0,25
Lempung sedang	0,2 – 0,5

2.2.1.6. Korelasi Nilai Modulus Elastisitas Tanah (E_s).

Nilai modulus elastisitas tanah secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data uji.

Tabel 2.8. Korelasi Empiris Modulus Elastisitas Tanah (Coduto, 1994).

Soil	SPT (in kPa)	CPT
Sand (NC)	$E_s = 500 (N+15)$	$E_s = 2 \text{ to } 4 \text{ qc}$
	$E_s = (15000 \text{ sampai } 22000) \ln N$	
Sand (OC)	$E_s = 18000 + 750N$	$E_s = 6 \text{ to } 30 \text{ qc}$
Sand (Saturated)	$E_s = 250 (N+15)$	
Gravelly sand and gravel	$E_s = 1200 (N+6)$	
	$E_s = 600 (N+6); N \leq 15$	
	$E_s = 600 (N+6) + 2000; N \leq 15$	
Clayey Sand	$E_s = 320 (N+15)$	$E_s = 3 \text{ to } 6 \text{ qc}$
Silty Sand	$E_s = 320 (N+15)$	$E_s = 1 \text{ to } 2 \text{ qc}$
Soft Clay	-	$E_s = 3 \text{ to } 8 \text{ qc}$
Silty Clay	$E_s = 300 (N+6)$	
Clay	Using the undrained shear strength S_u	
	$I_p > 30$ or organic	$E_s = 100 \text{ to } 500 \text{ Su}$
	$I_p > 30$ or Stiff	$E_s = 100 \text{ to } 1500 \text{ Su}$
	$E_{s(OCR)} = E_{s(NC)} \cdot (OCR)^{1/2}$	

2.2.1.7. Korelasi Nilai Koefisien Modulus Tanah (k).

Korelasi nilai koefisien modulus tanah (k) dibutuhkan pada permodelan menggunakan program bantu GROUP v2016. Berikut ini adalah data korelasi nilai k yang digunakan berdasarkan korelasi empiris oleh Reese (2013):

Tabel 2.9. Nilai k Pada Tanah Pasir.

<i>Relative Density</i>	<i>Loose</i> (lb/in ²);(kN/m ²)	<i>Medium</i> (lb/in ²);(kN/m ²)	<i>Dense</i> (lb/in ²);(kN/m ²)
Submerged Sand	20	60	120
	5430	16300	33900
Sand Above WT	25	90	225
	6790	24430	61000

Tabel 2.10. Nilai k Pada Tanah Lempung.

<i>Clay Type</i>	<i>Average Undrained Shear Strength (c_u),</i> (kPa)	<i>Static Loading</i> (kPa/m)	<i>Cyclic Loading</i> (kPa/m)
Soft	12 - 24	8140	-
Medium	24 - 48	27150	-
Stiff	48 - 96	136000	54300
Very Stiff	96 -192	271000	108500
Hard	192 - 383	543000	217000

2.2.1.8. Korelasi Nilai Regangan Tanah Saat 50% Tegangan (ϵ_{50}) Pada Tanah Lempung.

Korelasi nilai regangan tanah saat 50% tegangan (ϵ_{50}) untuk tanah lempung dibutuhkan pada pemodelan menggunakan program bantu berupa GROUP v2016 berikut ini korelasi ϵ_{50} yang digunakan berdasarkan korelasi empiris Reese (2013) sebagai berikut:

Tabel 2.11. Korelasi Nilai ϵ_{50} Pada Tanah Lempung dengan c_u .

Soil Strain Parameter		
Jenis Tanah	<i>Undrained Shear Strength</i> (kPa)	Regangan Tanah Saat 50% Tegangan (ϵ_{50})
Soft Clay	$c_u = 12$ to 25	$\epsilon_{50} = 0,02$
Medium Clay	$c_u = 24$ to 48	$\epsilon_{50} = 0,01$
Stiff Clay	$c_u = 48$ to 96	$\epsilon_{50} = 0,007$
Very Stiff Clay	$c_u = 96$ to 192	$\epsilon_{50} = 0,005$
Hard Clay	$c_u = 192$ to 383	$\epsilon_{50} = 0,004$
Limestone	-	$\epsilon_{50} = 0,001$

2.2.1.9. Korelasi N-SPT Terhadap Permeabilitas.

Apabila dari data laboratorium tidak memenuhi maka dapat dikorelasikan dengan persamaan empiris yang telah ada. Menurut Das (2002) beberapa kisaran nilai k untuk berbagai jenis tanah pada table dibawah ini:

Tabel 2.12. Kisaran Permeabilitas tanah (k) Braja M. Das.

Jenis Tanah	k (cm/det)
Berbutir kasar	Lebih dari 10^{-1}
Kerikil halus, pasir berbutir sedang	10^{-1} sampai 10^{-3}
Pasir halus, lanau	10^{-3} sampai 10^{-5}
Lanau padat, lanau kelempungan	10^{-4} sampai 10^{-6}
Lempung, lempung kelanauan	10^{-7} atau lebih

2.2.2. Fondasi.

Menurut Hardiyatmo, H. C. (2010) fondasi digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Fondasi juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan bertingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya – gaya penggulingan akibat beban angin dan gempa. Pada umumnya klasifikasi tipe fondasi dibagi 2 (dua) yaitu:

1. Fondasi Dangkal

Menurut Terzaghi (1943) fondasi dikatakan dangkal apabila D_f itu kurang dari atau sama dengan lebarnya fondasi. Dinamakan fondasi dangkal adalah fondasi yang mempunyai kedalaman sama dengan 3 – 4 kali dari lebar fondasi.

2. Fondasi Dalam

Disebut fondasi dalam apabila perbandingan antara kedalaman dengan lebar fondasi lebih dari sepuluh ($D_f/B > 10$). Fondasi dalam didefinisikan sebagai fondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan.

Jenis – jenis fondasi dalam antara lain, sebagai berikut :

1. Fondasi Tiang Pancang

Merupakan fondasi yang dibuat terlebih dahulu (*precast pile*) sebelum dilakukan pemasangan ke dalam tanah hingga kedalaman tertentu, yang biasa terbuat dari bahan kayu, beton, dan baja. Cara pemancangan adalah dengan memukul tiang menggunakan alat pemukul/*hammer* dengan cara menjatuhkannya dari ujung atas *lead* ke ujung atas tiang.

Fondasi tiang pancang memiliki kelebihan sebagai berikut :

1. Karena tiang dibuat di pabrik dan pemeriksaan kualitas sangat ketat , hasilnya lebih dapat diandalkan.
2. Pelaksanaan pemancangan relatif cepat, terutama untuk tiang baja.
3. Persediaan tiang cukup banyak sehingga mudah diperoleh, kecuali jika diperlukan tiang dengan ukuran khusus
4. Untuk pekerjaan pemancangan yang kecil, biaya nya rendah
5. Daya dukungnya dapat diperkirakan berdasar rumus tiang pancang sehingga pekerjaan konstruksinya mudah diawasi.
6. Cara pemukulan sangat cocok untuk mempertahankan daya dukung beban vertikal.

Kekurangan fondasi tiang pancang adalah sebagai berikut :

1. Karena pekerjaan pemasangannya menimbulkan getaran dan kegaduhan maka pada daerah yang berpenduduk padat akan menimbulkan masalah di sekitarnya.
2. Untuk tiang yang panjang, diperlukan persiapan penyambungan dengan menggunakan pengelasan (untuk tiang pancang beton yang bagian atas atau bawahnya berkepala baja). Bila pekerjaan penyambungan tidak baik, akibatnya sangat merugikan.
3. Tiang-tiang beton berdiameter besar sangat berat, sehingga sulit diangkut atau dipasang. Karena itu diperlukan mesin pemancang yang besar.
4. Untuk tiang-tiang pipa baja, diperlukan tiang yang tahan korosi.

2. Fondasi *Bored Pile*

Bored pile biasanya digunakan pada tanah yang kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Tiang bor dipilih untuk mendukung beban bangunan dengan

mengandalkan daya dukung pada tanah keras dan hambatan lekat yang terjadi pada permukaan tiang yang tidak rata akibat dari pengecoran langsung (*in situ*). Tiang bor di pasang dengan menggunakan metode *cast in place* dimana pengeboran dilakukan terlebih dahulu pada tanah sesuai kedalaman desain tiang, selanjutnya digunakan penulangan dan pengecoran setelah pengeboran tanah selesai dilakukan. Diameter dan kedalaman tiang di desain sesuai dengan perhitungan daya dukung tiang dalam memikul pembebanan yang terjadi.

Fondasi tiang bor memiliki kelebihan sebagai berikut:

1. Karena pada saat melaksanakan pekerjaan hanya terjadi getaran dan keriuhan yang sangat kecil maka fondasi ini cocok untuk pekerjaan pada daerah yang padat penduduknya.
2. Karena tanpa sambungan, dapat dibuat tiang yang lurus dengan diameter besar dan lebih panjang.
3. Daya dukung setiap tiang lebih besar sehingga beton tumpuan (*pile cap*) dapat dibuat lebih kecil.
4. *Bored pile* dapat dipasang menembus batuan (kerikil atau padas muda), sedang tiang pancang akan kesulitan bila pemancangan menembus lapisan batuan
5. Tidak ada risiko kenaikan muka tanah.

Kekurangan Fondasi tiang bor sebagai berikut :

1. Pengecoran *bore pile* dipengaruhi kondisi cuaca.
2. Mutu beton hasil pengecoran bila tidak terjamin keseragamannya di sepanjang badan *bore pile* mengurangi kapasitas dukung *bore pile*, terutama bila *bore pile* cukup dalam.
3. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil.
4. Akan terjadi tanah runtuh jika tindakan pencegahan tidak dilakukan, maka dipasang *temporary casing* untuk mencegah terjadinya kelongsoran.

2.2.2.1. Pemilihan Tipe Fondasi.

Dalam proses pemilihan jenis tiang fondasi, langkah awal adalah pengumpulan data tanah, data proyek dan data beban struktur. Melalui data ini, kemudian ditentukan jenis tiang yang dipilih, yaitu diantara fondasi tiang pancang dan tiang bor. Setelah tipe fondasi ditentukan, dilakukan perhitungan fondasi dengan data laboratorium yang dilengkapi dengan data lapangan. Apabila data laboratorium tidak tersedia, maka perhitungan akan dilakukan dengan data lapangan saja.

Berikut ini cara pemilihan fondasi berdasarkan daya dukung tanah:

1. Bila kondisi tanah keras terletak pada permukaan tanah atau kedalaman fondasi antar 2-3 meter dibawah permukaan tanah maka jenis fondasi nya dangkal
2. Bila kondisi tanah lunak hingga kedalaman kurang lebih 6 meter maka jenis fondasi yang dapat digunakan adalah fondasi strauss pile.
3. Bila tanah keras terletak pada kedalaman sekitar 10 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasinya adalah fondasi bore pile, fondasi sumuran atau fondasi mini pile.
4. Bila tanah keras terletak pada kedalaman 20 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasinya adalah fondasi tiang pancang atau fondasi bore pile.

2.2.3. Desain Fondasi *Bore Pile*.

Tiang bor (*bore pile*) yang didesain memiliki berat tiang yang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times \gamma_{\text{beton}} \times L \quad (2.6)$$

2.2.4. Faktor *Safety*.

Dalam perencanaan fondasi digunakan daya dukung izin yang merupakan hasil dari pembagian daya dukung ultimit dengan suatu faktor keamanan. Faktor keamanan berfungsi untuk mengantisipasi ketidakpastian pada data penyelidikan tanah metode pelaksanaan sehingga:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (2.8)$$

dimana :

Q_{all} = Daya dukung Allowable

SF = *Factor Safety*

Faktor keamanan adalah angka pembagi dari nilai ultimit *bearing capacity*, yang menunjukkan tingkat keamanan suatu desain fondasi. Daya dukung izin fondasi diperoleh dari daya dukung ultimate fondasi tersebut dibagi dengan suatu faktor keamanan. Untuk memilih faktor aman, pengklasifikasian struktur berdasarkan sistem *Pugley* (1996) :

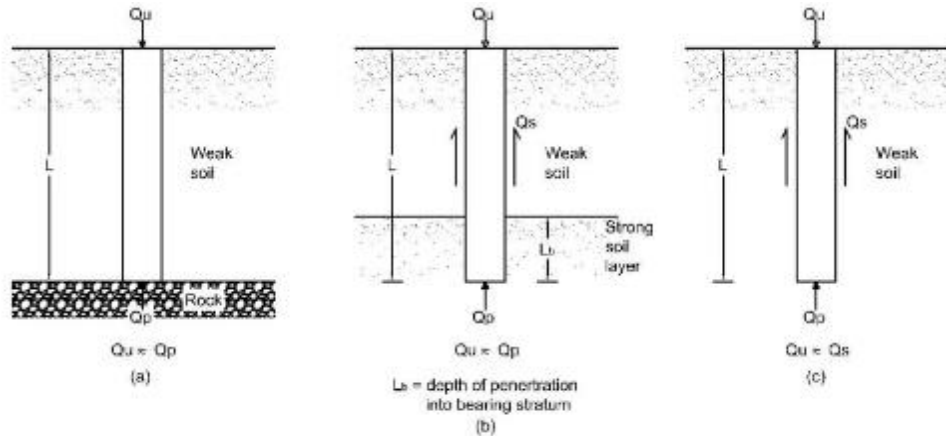
1. *Monumental structures*, yang mempunyai umur desain lebih dari 100 tahun.
2. *Permanent structures*, yang mempunyai umur desain antara 25 – 100 tahun.
3. *Temporary structures*, yang akan ditempati pada waktu yang singkat (kurang dari 25 tahun). Seperti fasilitas industri yang bersifat sementara.

Tabel 2.13. Faktor Aman yang Disarankan (Reese dan O’Neil, 1989).

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman (FS)			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Moumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

2.2.5. Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal.

Pada fondasi dalam ada 3 kategori tiang yang sesuai dengan kedalamannya yaitu fondasi yang ujung tiangnya tepat di atas tanah keras yang hanya mengandalkan daya dukung ujung tiang (a), fondasi yang ujung tiangnya masuk ke dalam tanah. keras dengan kedalaman tertentu yang biasa disebut dengan L_b yang mengandalkan daya dukung ujung tiang dan friksi tiang dengan tanah (b), dan yang terakhir adalah fondasi tidak mencapai sampai tanah keras atau seperti melayang pada tanah lunak yang hanya mengandalkan kuat friksinya antara tiang dan tanah (c). Kategori letak piledapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 2.4. Ilustrasi Kategori *Pile*

(Sumber: Principles of Foundation Engineering 7th Edition, Braja M.Das)

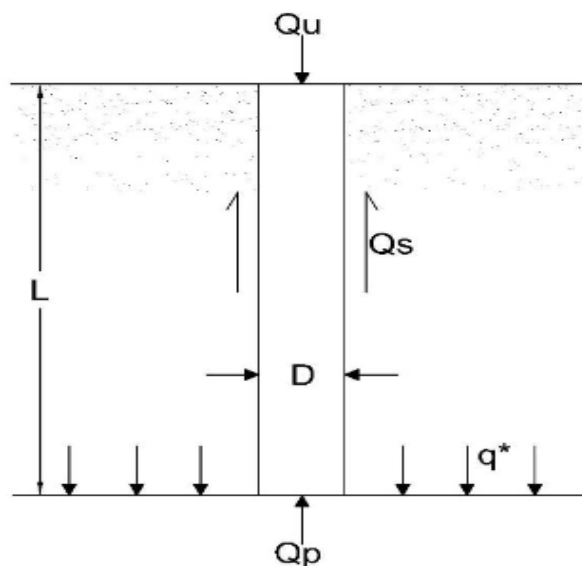
2.2.5.1. Daya Dukung Aksial Tekan Tiang Tunggal.

Pada fondasi tiang dalam menahan beban dari struktur atas melalui dua mekanisme tahanan yaitu tahanan ujung tiang dan tahanan sisi tiang sehingga daya dukung aksial tiang dihitung dengan persamaan:

$$Q_{ult} = \sum Q_s + Q_p \quad (2.7)$$

Dimana :

- Q_u = Daya dukung ultimit
- Q_s = Daya dukung geser/selimut tiang (friksi)
- Q_p = Daya dukung ujung tiang



Gambar 2.5. Tahanan yang Bekerja pada Tiang Tunggal
(Sumber: Principles of Foundation Engineering 7th Edition, Braja M.Das.)

2.2.5.2. Daya Dukung Ujung Tiang.

Daya dukung ujung tiang (*end bearing*) suatu tiang pada tanah kohesif maupun non kohesif dapat ditentukan berdasarkan persamaan Mayerhoff (1976) sebagai berikut :

$$Q_p = A_p(cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*) \quad (2.9)$$

dimana :

A_p = Luas ujung tiang.

c = Nilai kohesi tanah pada tumpuan ujung tiang.

q = Nilai tekan efektif pada tumpuan ujung tiang.

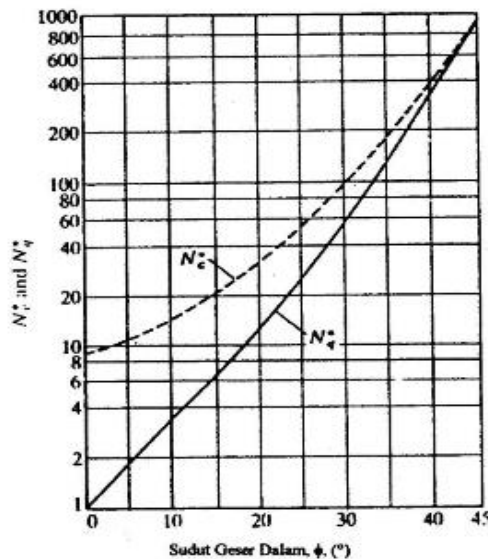
γ = Berat volume tanah.

D = Diameter tiang.

N_c^*, N_q^*, N_γ^* : Faktor-faktor daya dukung yang bergantung pada nilai ϕ .

Pada perhitungan daya dukung ujung tiang, diameter tiang relatif sangat kecil terhadap panjang tiang sebagai akibatnya diasumsikan memiliki pengaruh yang kecil terhadap perhitungan daya dukung ultimit. Oleh karena itu faktor γDN_γ^* dapat diabaikan, maka persamaan yang digunakan sebagai berikut:

$$Q_p = A_p(cN_c^* + qN_q^*) \quad (2.10)$$



Gambar 2.6. Nilai N_c^* dan N_q^* Berdasarkan Sudut Geser
(Sumber: Mayerhoff,(1976).)

Perhitungan daya dukung ujung tiang bor pada tanah kohesif didasarkan dalam kondisi *short term* sehingga digunakan parameter *undrained* dengan nilai

$\phi = 0$. Berdasarkan grafik Mayerhoff (1976), buat nilai $\phi = 0$, di dapatkan nilai $N_c^* = 9$ dan $N_q^* = 0$ yang memenuhi kondisi tanah kohesif sehingga di dapat kan :

$$Q_p = 9 \times c_u \times A_p \quad (2.11)$$

dengan :

C_u = Nilai kohesi *undrained*.

A_p = Luas ujung penampang tiang ($A_p = \frac{1}{4} \pi D^2$).

Perhitungan daya dukung ujung tiang bor untuk tanah non-kohesif dihitung dengan menggunakan persamaan empiris Reese & Wright (1977) sebagai berikut :

$$q_p = 7 \text{ N-SPT (t/m}^2\text{)} < 400 \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (2.12)$$

dengan :

$$N - \text{SPT} = \frac{(N_1 + N_2)}{2}$$

N_1 = Harga Rata – rata dari dasar ke 10D ke atas

N_2 = Harga Rata – rata dari dasar ke 4D ke bawah.

Tabel 2.14. Faktor Daya Dukung , (Braja M.Das)

ϕ'	N_q^*	ϕ'	N_q^*
25	14,72	35	80,59
26	17,45	36	95,52
27	20,68	37	113,22
28	24,52	38	134,20
29	29,06	39	159,07
30	34,44	40	188,55
31	40,83	41	223,49
32	48,39	42	264,90
33	57,36	43	313,99
34	67,99	44	372,17

Perhitungan daya dukung ujung tiang bor untuk tanah non-kohesif dihitung dengan menggunakan persamaan empiris Tomlinson (1994) dan Kulhawy (1991) sebagai berikut :

$$Q_p = A_p + \sigma_v' + N_q \quad (2.13)$$

dimana:

A_p = Luas ujung penampang tiang
 σ_v' = Tegangan vertikal efektif tanah
 N_q = Fakto daya dukung (dapat diperoleh dari table 2.13).

2.2.5.3. Daya Dukung Geser Selimut Tiang.

Pada lapangan kita akan menemukan kondisi tanah secara umum tidak homogen, melainkan terdiri dari beberapa lapisan jenis tanah. Oleh karena itu, tahanan geser

$$Q_s = \sum Q_s \text{ Sand} + \sum Q_s \text{ Clay} \quad (2.14)$$

dimana:

$\sum Q_s \text{ Sand}$ = Daya dukung selimut yang di kontribusikan pada pasir (non-kohefif)

$\sum Q_s \text{ Clay}$ = Daya dukung selimut yang di kontribusikan pada lempung (kohefif)

Perhitungan daya dukung selimut pada tiang bor dapat dibagi menjadi dua yaitu, kondisi tanah kohefif dan tanah non-kohefif.

1. Daya Dukung Selimut (*Skin Friction*) pada Tanah Non-Kohefif.

Penentuan nilai daya dukung selimut menggunakan persamaan dari empiris oleh Reese & Wright (1977) dengan persamaan :

$$Q_s = 2 \times N\text{-SPT} \times P \times L_i \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \quad (2.15)$$

dimana :

$$N\text{-SPT} = \frac{(N_1 + N_2)}{2}$$

N_1 = Harga Rata – rata dari dasar ke 10D ke atas

N_2 = Harga Rata – rata dari dasar ke 4D ke bawah.

P = Keliling penampang tiang.

L_i = Kedalaman tanah I yang ditinjau.

Penentuan nilai daya dukung selimut menggunakan persamaan dari empiris oleh Tomlinson (1994) dan Kulhawy (1991) dengan persamaan :

$$Q_s = K_0 \times \sigma_v' \times \tan \delta \times P \times L_i \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \quad (2.16)$$

dimana :

K_0 = $1 - \sin \phi$

σ_v' = Tegangan vertikal efektif tanah.

P = Keliling penampang tiang.

L_i = Kedalaman tanah i yang ditinjau.

2. Daya Dukung Selimut (*Skin Friction*) pada Tanah Kohesif.

Penentuan nilai daya dukung selimut menggunakan persamaan dari empiris Reese dan Wright (1977) dengan persamaan :

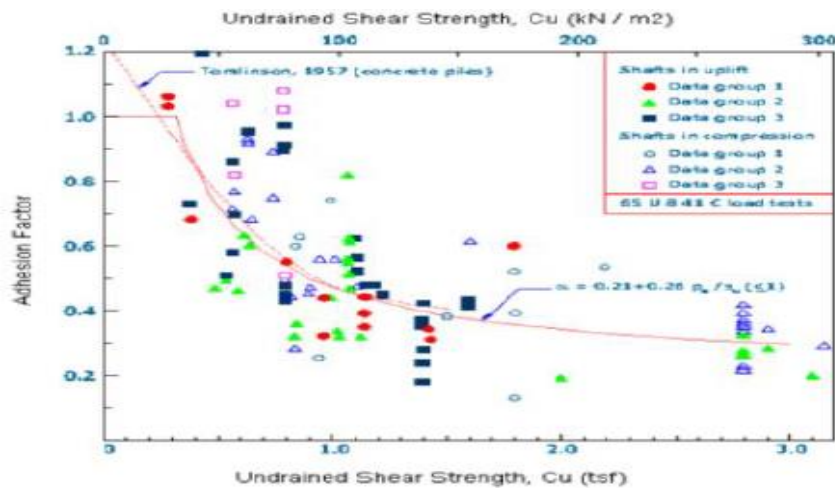
$$Q_s = \alpha c_u \quad (2.17)$$

dimana :

α = Faktor Adhesi

c_u = Kohesi tanah (kN/m²)

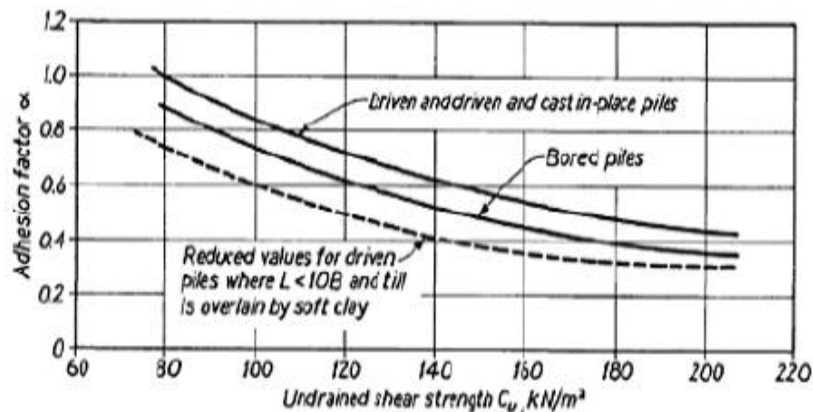
Dimana nilai faktor adhesi menurut penelitian Reese & Wright (1977) memiliki nilai dengan $\alpha = 0.55$. sedangkan Kulhawy menyatakan bahwa faktor pada tanah kohesif bergantung pada kuat geser tanah (Gambar 2.7.)



Gambar 2.7. Faktor Adhesi

(Sumber: Drilled Shaft Foundation, Kulhawy, 1991).

Sedangkan Tomlinson menyatakan bahwa faktor pada tanah kohesif bergantung pada kuat geser tanah (Gambar 2.8.).



Gambar 2.8. Faktor Adhesi (after Weltmen and Healy).

(Sumber: Pile Design And Construction Practice, Michael Tomlinson and Jhon Woodward).

2.5.2.4. Daya Dukung Aksial Tarik Tiang Tunggal.

Daya dukung aksial tarik terjadi akibat gaya angkat ke atas (*Uplift*). Pada fondasi tiang harus dapat menahan gaya tarik maka di dapatkan rumus empiris daya dukung aksial tarik maksimum sebagai berikut :

$$P_u = P_{fr} + W_p \quad (2.18)$$

Dimana :

P_u = Daya dukung aksial tarik (*uplift*).

P_{fr} = Total tahanan selimut untuk *uplift*, dengan nilai nQ_s , $n = 0,5$ untuk tanah berpasir dan $n = 0.7$ untuk tanah lempung.

W_p = Berat efektif tiang.

2.2.6. Daya Dukung Lateral Tiang Tunggal.

Daya dukung lateral tiang tunggal ditentukan dengan menggunakan bantuan *software* LPILE v.2016 dan dengan perhitungan manual dengan metode Broms. Menurut Broms gaya lateral pada pile dapat dikalsifikasi menjadi dua yaitu *free head* dan *restrained pile (fixed head)*. *Free head pile* adalah keadaan bebas untuk berotasi ujung *pile* dan *restrained pile (fixed head)* adalah keadaan tetap dalam menahan rotasi dipermukaan tanah. Sebelum menghitung kapasitas tiang tunggal, terlebih dahulu menentukan perilaku tiang tersebut, apakah tiang pendek (*rigid pile*) ataupun tiang panjang (*elastic pile*). Caranya dengan menentukan faktor kekakuan R dan T.

1. Untuk tanah berupa lempung kaku terkonsolidasi berlebih, modulus tanah dapat dianggap konstan di seluruh kedalamannya.

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad (2.19)$$

Tabel 2.15. Hubungan Modulus *Subgrade* k_1 dengan Kuat Geser Undrained untuk Lempung Kaku Terkonsolidasi Berlebih (*Overconsolidasi*) (Broms,1964).

Konsistensi	Kaku	Sangat Kaku	Keras
Kohesi Undrained c_u kN/m ² kg/cm ²	100-200 1-2	200-400 2-4	>400 >4
k_1 MN/m ³	18-36	36-72	>72

kg/cm ³	1,8-3,6	3,6-7,2	>7,2
k ₁ Rekomendasi			
MN/m ³	27	54	>108
kg/cm ³	2,7	5,4	>10,8

2. Sedangkan untuk tanah lempung terkonsolidasi normal dan tanah granular, modulus tanah dianggap tidak konstan atau bertambah secara linier dengan kedalamannya.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{\eta_h}} \quad (2.20)$$

dimana,

E_p = Modulus elastis tiang (kN/m²)

I_p = Momen inersia tiang (m⁴)

η_h = Koefisien modulus variasi (kN/m³)

$K_h = (k_1/1,5)$ = Modulus reaksi subgrade (kN/ m³)

d = Diameter tiang (m).

Modulus subgrade horizontal K_h , dinyatakan sebagai berikut :

$$k_h = \frac{\eta_h L}{d} \quad (2.21)$$

Tabel 2.16. Kriteria Jenis Perilaku Tiang (Broms, 1964).

Jenis Tiang	Modulus Tanah	
Kaku	$L \leq 2T$	$L \leq 2R$
Tidak Kaku	$L > 4T$	$L > 3,5R$

Tabel 2.17. Nilai η_h Untuk Tanah Non-Kohesif (Das,2002).

Soil	Nilai η_h
	kN/m ³
Dry or moist sand	
Loose	1800-2200
Medium	5000-7000
Dense	15000-17000
Submerged Sand	
Loose	1000-1400
Medium	3500-4500
Dense	9000-12000

Tabel 2.18. Nilai η_h Untuk Tanah Kohesif (Broms,1964).

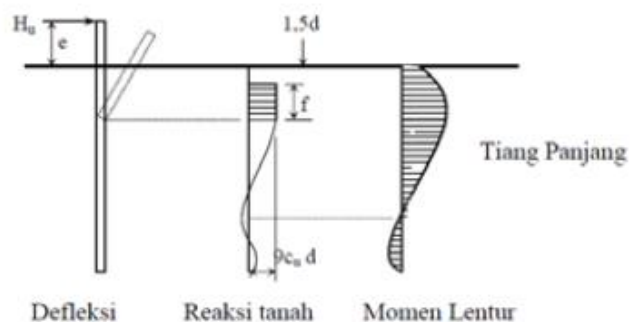
Tanah	Nilai η_h kN/m ³	Refrensi
Lempung terkonsolidasi normal lunak	166-3518 277-554	Reese and Matlock (1956) Davisson-Prakash (1963)
Lempung terkonsolidasi normal organik	111-277 111-831	Peck and Davidsson (1962) Davidsson (1970)
Gambut	55 27,7-111	Davidsson (1970) Wilson dan Hiltz (1967)
Loses	8033-11080	Bowles (1968)

2.2.6.1. Tiang Dalam Tanah Kohesif.

Menurut Broms tahanan tanah kohesif dianggap sama dengan nol ($\phi = 0$) di permukaan tanah sampai kedalaman 1,5 kali diameter tiang ($1,5d$) dan konstan sebesar $9 c_u$ untuk kedalaman tiang dalam tanah kohesif pengkaitan tipe tiang dan jepitan tiang berdasarkan faktor tak berdimensi βL menurut broms sebagai berikut:

1. Tiang Ujung Bebas

Untuk tiang panjang, tahanan tiang terhadap gaya lateral akan ditentukan oleh momen maksimum yang dapat ditahan tiangnya sendiri (M_y).



Gambar 2.9. Defleksi dan Mekanisme Keruntuhan Fondasi Tiang Dengan Kondisi Kepala Tiang Bebas Akibat Beban Lateral Pada Tanah Kohesif Pondasi Tiang Panjang
(Sumber: Broms 1964.)

Pada gambar diatas, f mendefenisikan letak momen maksimum, sehingga dapat diperoleh :

$$f = \frac{H_u}{9c_u \cdot d} \quad (2.22)$$

dimana,

f = Letak momen maks di lintang nol (m)

H_u = Gaya lateral ultimit (kN)

d = Diameter tiang.

c_u = Kohesi Undrained.

Dengan mengambil momen terhadap titik dimana momen pada tiang maksimum, diperoleh :

$$M_{maks} = H_u(e + 1,5d + 0,5f) \quad (2.23)$$

Momen maksimum dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$M_{maks} = \frac{9}{4} dg^2 c_u \quad (2.24)$$

dan,

$$L = \frac{3d}{2} + f + g \quad (2.25)$$

dimana,

H_u = Beban lateral (kN)

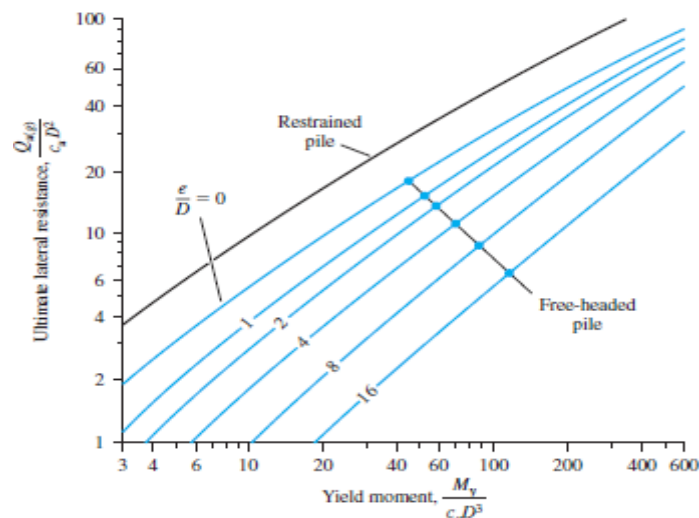
D = Diameter tiang (m)

g = Jarak dari lokasi momen maksimum sampai dasar tiang (m)

c_u = Kohesi tanah undrained (kN/m²)

L = Panjang tiang (m).

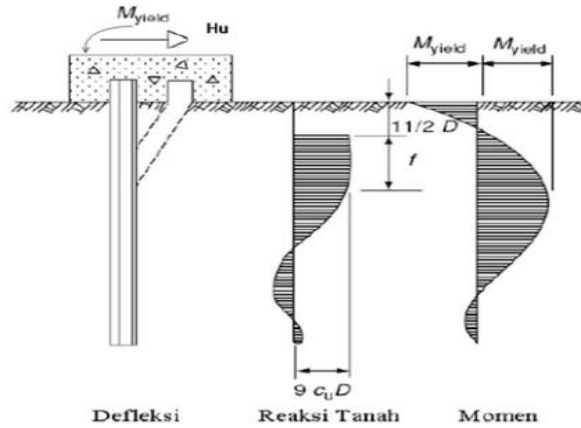
Karena $L = \frac{3d}{2} + f + g$, maka H_u dapat dicari menggunakan grafik seperti pada gambar 2.10. untuk tiang panjang



Gambar 2.10. Kapasitas Beban Lateral pada Tanah Kohesif Tiang Panjang
(Sumber: Principles of Foundation Engineering 7th Edition, Braja M. Das.)

2. Tiang Ujung Jepit.

Pada Tiang ujung jepit, Broms menganggap bahwa momen yang terjadi pada tubuh tiang yang tertanam di dalam tanah sama dengan momen yang terjadi di ujung atas tiang yang terjepit oleh *pilecap*.



Gambar 2.11. Defleksi dan Mekanisme Keruntuhan Fondasi Tiang Dengan Kondisi Kepala Tiang Bebas Akibat Beban Lateral Pada Tanah Kohesif Pondasi Tiang Panjang

(Sumber: Broms 1964.)

Pada tiang panjang, H_u dapat dicari dengan persamaan:

$$H_u = \frac{2M_y}{1,5d + 0,5f} \quad (2.26)$$

dimana,

M_y = Momen leleh (kN-m)

f = Jarak momen maksimum dari permukaan tanah (m)

d = Diameter (m).

2.2.6.2. Tiang Dalam Tanah Non-Kohesif.

Untuk tiang dalam tanah granuler ($c = 0$) Broms menganggap sebagai berikut:

1. Tekanan tanah aktif yang bekerja di belakang tiang, diabaikan.
2. Distribusi tekanan tanah pasif disepanjang tiang bagian depan sama dengan tiga kali tekanan tanah pasif Rankine.
3. Bentuk penampang tiang tidak berpengaruh terhadap tekanan tanah ultimit atau tahanan lateral ultimit.
4. Tahanan tanah lateral sepenuhnya termobilisasi pada gerakan tiang yang diperhitungkan.

Distribusi tekanan tanah dapat dinyatakan dengan,

$$p_u = 3p_o K_p \quad (2.27)$$

dimana,

p_u = Tahanan ultimit.

p_o = Tekanan *overburden* efektif.

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.28)$$

Φ = Sudut geser dalam efektif.

1. Tiang Ujung Bebas.

Tiang dianggap berotasi di dekat ujung bawah tiang. Tekanan yang terjadi di tempat ini dianggap dapat digantikan oleh gaya terpusat yang bekerja pada ujung bawah tiang. Dengan mengambil momen terhadap ujung bawah, maka :

$$H_u = \frac{0,5 \gamma D L^3 K_p}{e + L} \quad (2.29)$$

Momen maksimum terjadi pada jarak f di bawah permukaan tanah, maka:

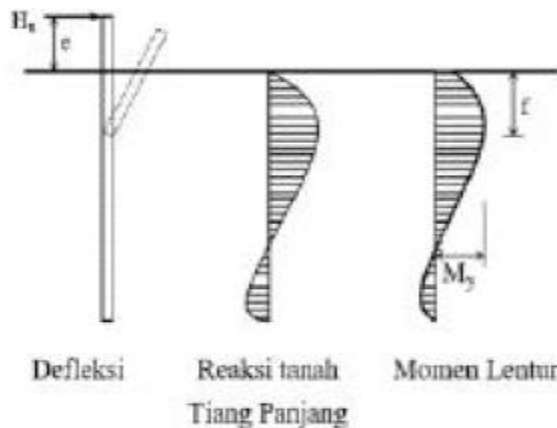
$$H_u = 1,5 \gamma D K_p f^2 \quad (2.30)$$

Lokasi momen maksimum:

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma D K_p}} \quad (2.31)$$

Sehingga momen maksimum dapat dinyatakan oleh persamaan:

$$M_{maks} = H_u (e + 1,5f) \quad (2.32)$$



Gambar 2.12.Defleksi dan Mekanisme Keruntuhan Pondasi Tiang dengan Kondisi Kepala Tiang Bebas Akibat Beban Lateral pada Tanah Granular, pada Pondasi Tiang Panjang
(Sumber: Broms 1964.)

2. Tiang Ujung Jepit

Untuk tiang ujung jepit yang tidak kaku (tiang panjang), dimana momen maksimum mencapai M_y di dua lokasi ($M_u^+ = M_u^-$) maka H_u dapat diperoleh dari persamaan:

$$H_u = \frac{2M_y}{e + \frac{2f}{3}} \quad (2.33)$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma D K_p}} \quad (2.34)$$

Persamaan (2.34) disubstitusi ke Persamaan (2.33), sehingga nilai H_u menjadi :

$$H_u = \frac{2M_y}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma D K_p}}} \quad (2.35)$$

dimana,

H_u = Beban lateral (kN)

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

M_y = Momen ultimit (kN-m)

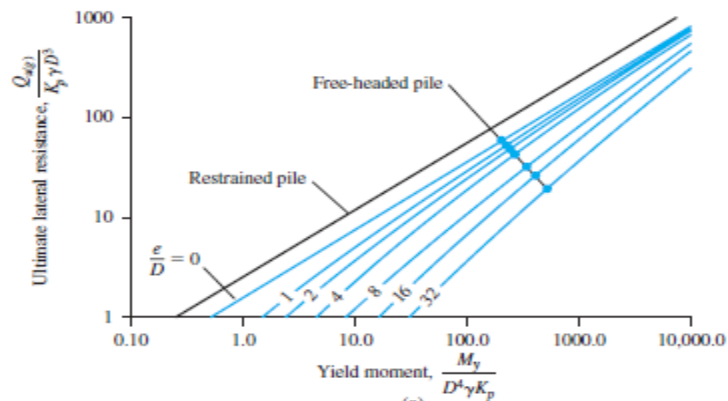
D = Diameter tiang (m)

γ = Jarak momen maksimum dari permukaan tanah (m)

e = Berat isi tanah (kN/m³)

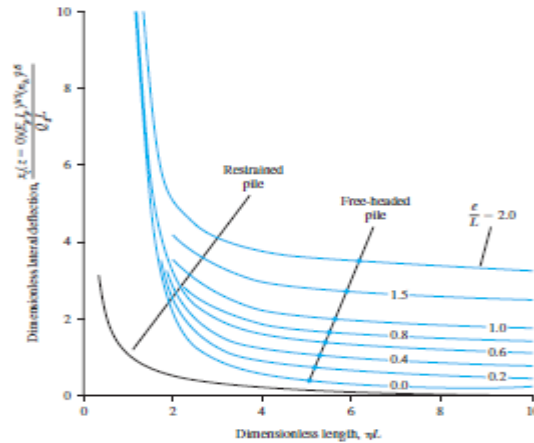
f = Jarak beban lateral dari permukaan tanah (m) = 0.

Nilai beban lateral (H_u) untuk pondasi tiang panjang dapat diperoleh berdasarkan grafik gambar berikut :

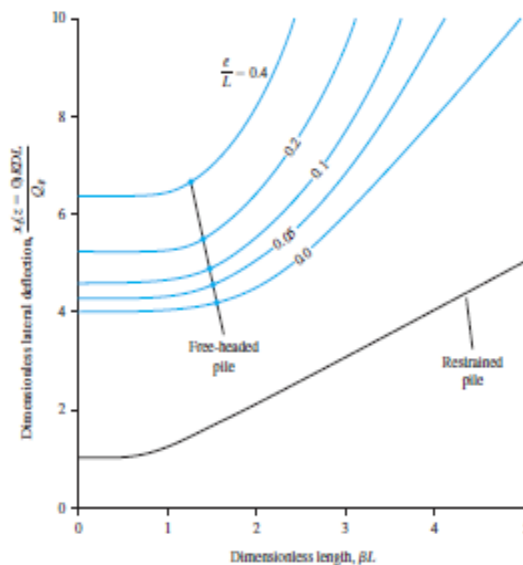


Gambar 2.13. Kapasitas Beban Lateral pada Tanah Kohesif Tiang Panjang
(Sumber: Principles of Foundation Engineering 7th Edition, Braja M. Das.)

Kriteria defleksi pada metode broms pada tanah kohesif dikaitkan dengan faktor tak berdimensi βL dan pada tanah non kohesif ηL , dapat diperkirakan dari gambar dibawah ini:



Gambar 2.14. Solusi Brom untuk Memperkirakan Defleksi Ujung Tiang di Pasir.
(Sumber: Principles of Foundation Engineering 7th Edition, Braja M. Das.)



Gambar 2.15. Solusi Brom untuk Memperkirakan Defleksi Ujung Tiang di Kohesif.

(Sumber: Principles of Foundation Engineering 7th Edition, Braja M. Das.)

Dengan,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4 E_p I_p}} \quad (2.36)$$

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{\eta_h}{E_p I_p}} \quad (2.37)$$

Penentuan Kriteria Tiang Pendek dan Tiang Panjang

1. Tiang Pendek

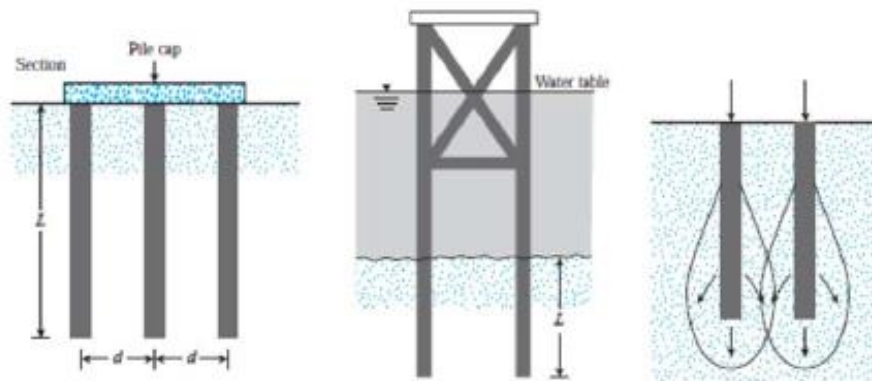
- Tiang ujung bebas berkelakuan seperti tiang pendek bila $\beta * L \leq 1,5$ cm.
- Tiang ujung jepit berkelakuan seperti tiang pendek bila $\beta * L \leq 0,5$ cm.

2. Tiang Panjang

- Tiang ujung bebas berkelakuan seperti tiang panjang (Elastik) bila $\beta * L \geq 2,5$ cm.
- Tiang ujung bebas berkelakuan seperti tiang panjang (Elastik) bila $\beta * L \geq 1,5$ cm.

Dalam LPILE v.2016 *Input* data yang dibutuhkan dalam analisis lateral dengan adalah data propertis tiang, data pembebanan dan data profil tanah beserta parameter-parameter tanah. *Output* yang diperoleh berupa besarnya defleksi, *bending momen*, dan gaya geser pada tiap tiang tunggal. Kriteria defleksi tiang adalah 6 mm untuk kondisi pembebanan layan/statik, 12 mm untuk kondisi pembebanan gempa nominal, dan 25 mm untuk kondisi pembebanan gempa kuat.

2.2.7. Kapasitas Daya Dukung Aksial Group Tiang.



Gambar 2.16. Contoh Pile Cap pada Fondasi Group Tiang.

(Sumber: Principles of Foundation Engineering 7th Edition, Braja M. Das.)

Menghitung Kebutuhan Tiang pada Satu Titik Kolom.

Jumlah tiang yang diperlukan dapat dihitung berdasarkan bebanya yaitu beban aksial dan beban lateral. Berdasarkan beban aksial dapat menggunakan persamaan

$$N = \frac{Q_u}{Q_{all}} \quad (2.38)$$

$$N = \frac{H_u}{H_{all}} \quad (2.39)$$

dimana,

N = Jumlah tiang fondasi

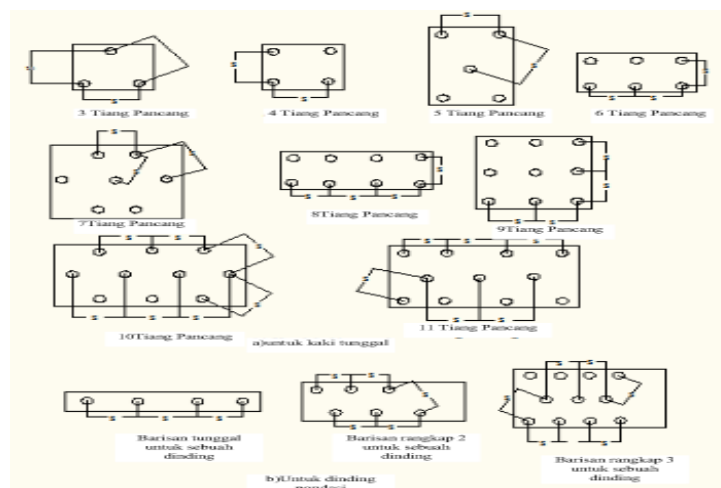
Q_u = Gaya aksial yang terjadi

Q_{all} = Daya dukung izin aksial

H_u = Gaya lateral yang terjadi

H_{all} = Daya dukung izin lateral.

Kelompok tiang umumnya digunakan bila beban yang diterima oleh satu tiang fondasi terlalu besar, sehingga tidak mampu bila hanya menggunakan satu tiang. Jadi kelompok tiang merupakan kumpulan dari beberapa fondasi tiang yang bekerja sebagai satu kesatuan. Umumnya susunan tiang dibuat simetris dengan jarak yang sama sehingga pusat beban tiang dan berat *pilecap* terletak pada satu garis vertikal. Dalam desain fondasi group tiang, hal yang penting di perhatikan adalah efisiensi grup tiang yang mereduksi daya dukung grup tiang dan penurunan yang terjadi akibat group tiang.



Gambar 2.17. Ilustrasi *Pilecap* dengan Konfigurasi Tertentu (Bowles, J.E., 1997)

Pada kapasitas kelompok tiang dipengaruhi oleh jarak antar tiang (S) sehingga terdapat persyaratan dimana jarak antar tiang harus dibatasi untuk menghindari adanya penumpukan dimana jarak antar tiang harus dibatasi untuk menghindari adanya *overlapping* tegangan yang akan mempengaruhi daya dukung tiang secara tunggal. Hal ini bertujuan agar di dapat kapasitas maksimal dari kelompok tiang yang akan digunakan.

Pada perencanaan fondasi, jarak antar dua tiang harus diatur sedemikian rupa sebagai berikut:

1. Jarak sumbu tiang kurang dari 2,5D

Jika jarak sumbu tiang kurang dari 2,5D, akan terjadi perpotongan pada garis keruntuhan tiang yang mengakibatkan daya dukung tiang menurun sehingga kemampuan tiang untuk bekerja tidak maksimal.

2. Jarak sumbu tiang kurang dari 3D

Jika jarak sumbu tiang lebih dari 3D, perencanaan dimensi *pile cap* perlu diperbesar sehingga perencanaan desain fondasi tidak ekonomis.

2.2.7.1. Efisiensi Kelompok Tiang.

Efisiensi kelompok tiang merupakan perbandingan kapasitas kelompok tiang terhadap jumlah kapasitas masing – masing tiang dalam satu *pilecap*. Untuk menentukan besarnya efisiensi grup tiang (η), Ada beberapa rumus efisiensi sebagai fungsi dari konfigurasi dan jarak antar tiang:

1. Converse-Labarre,

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90 n_1 n_2} \right] \tan^{-1} \frac{D}{d} \quad (2.40)$$

2. Los Angeles Group Action

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2} [n_1(n_2-1) + \sqrt{2} (n_1-1)(n_2-1)] \quad (2.41)$$

3. Seiler- Keeney

$$E_g = 1 - \frac{36s (m+n-2)}{(75s^2-7) (n+m-1)} + \frac{0,3}{m+n} \quad (2.42)$$

Dengan,

E_g = Efisiensi Kelompok Tiang

n_1 = Banyak tiang dalam 1 baris arah sumbu x terjauh (baris)

n_2 = Banyak tiang dalam 1 baris arah sumbu y terjauh (kolom)

θ = $\arctan (D/s)(^\circ)$.

Secara umum daya dukung aksial tekan group tiang dapat ditulis sebagai berikut :

$$Q_{g \text{ tekan}} = \eta \sum Q_{\text{tiang}} \quad (2.43)$$

dimana:

$Q_{g \text{ tekan}}$ = Daya dukung aksial tekan tiang group

η = Efisiensi kelompok tiang

$$\Sigma Q_{\text{tiang}} = n Q_{\text{tiang(tunggal)}}$$

n = Jumlah tiang dalam kelompok tiang

Daya dukung aksial tarik kelompok dapat ditulis seperti berikut :

$$P_{g \text{ tarik}} = \eta \sum P_{\text{tiang}} \quad (2.44)$$

dimana:

$P_{g \text{ tarik}}$ = Daya dukung aksial tarik tiang group

η = Effisiensi kelompok tiang

$$\Sigma P_{\text{tarik}} = n P_{\text{tarik(tunggal)}}$$

n = Jumlah tiang dalam kelompok tiang

Daya dukung aksial kelompok tiang juga dapat juga dihitung secara langsung dengan persamaan Terzaghi dan Peck (1984), dimana bila tanah yang mendukung kelompok tiang tersebut runtuh, dikatakan model keruntuhannya adalah keruntuhan blok..

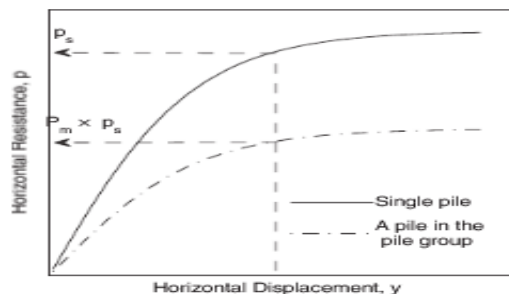
$$Q_g = 2D (B_g + L_g) c_{u1} + B_g L_g c_{u2} N_c \quad (2.45)$$

Dimana :

$$N_c^* = 5 \left(1 + \frac{D}{5B} \right) \left(1 + \frac{B}{2L} \right) \leq 9$$

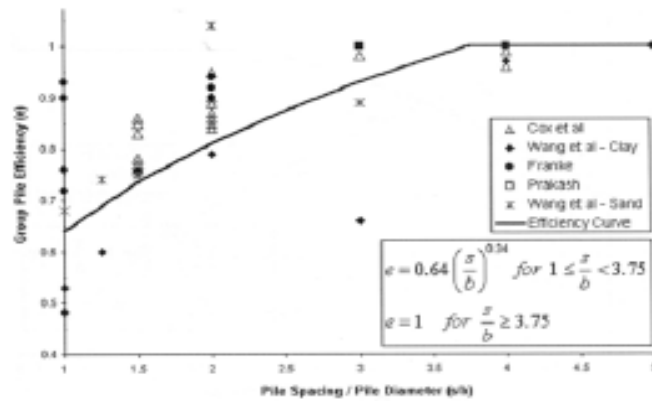
2.2.7.2. Daya Dukung Lateral Group Tiang.

Tiang tunggal dan tiang group memiliki sifat yang berbeda dalam menerima beban lateral. Konfigurasi beberapa tiang yang didesain dengan jarak berdekatan menyebabkan munculnya nilai reduksi. Nilai reduksi ini disebut faktor modifikasi (f_m). Faktor ini terjadi akibat adanya konfigurasi tiang yang didesain dengan jarak yang berdekatan jarak antara tiang yang terlalu dekat mengakibatkan munculnya interaksi tiang – tanah – tiang sehingga terjadi reduksi pada reaksi tiang terhadap gaya lateral. Ilustrasi mekanisme pendefinisian di tunjukan pada gambar berikut:



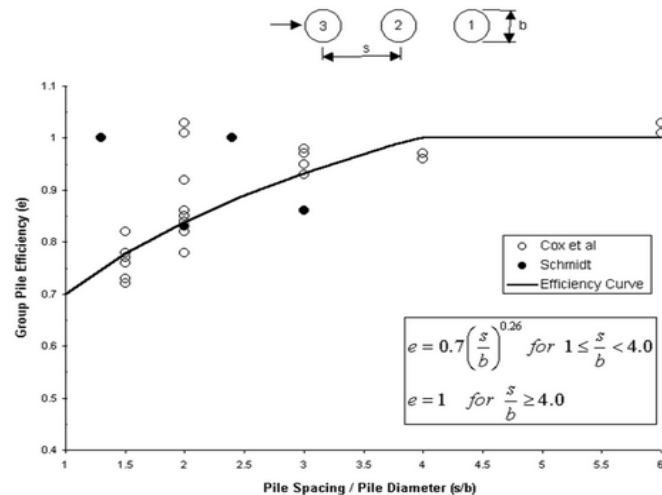
Gambar 2.18. Reduksi p-y Curve Group Tiang.

(Sumber: *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*, Reese et.al,2006).
 Nilai f_m secara umum bergantung pada jarak antar tiang, arah gaya yang bekerja, dan kedudukan tiang. Oleh sebab itu, terdapat empat faktor nilai reduksi, yaitu *side by side effect*, *leading effect*, *trailing effect*, dan *skewed effect*. Berikut ilustrasi dari 4 faktor tersebut:



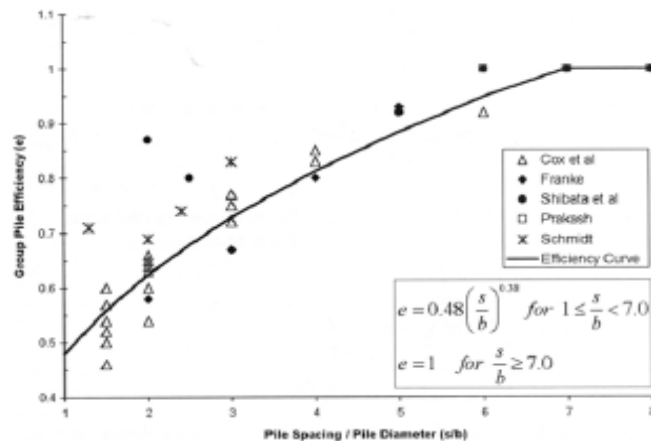
Gambar 2.19. Reduction Factor Side by Side Piles.

(Sumber: *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*, Reese et.al,2006).



Gambar 2.20. Reduction Factor Leading Piles.

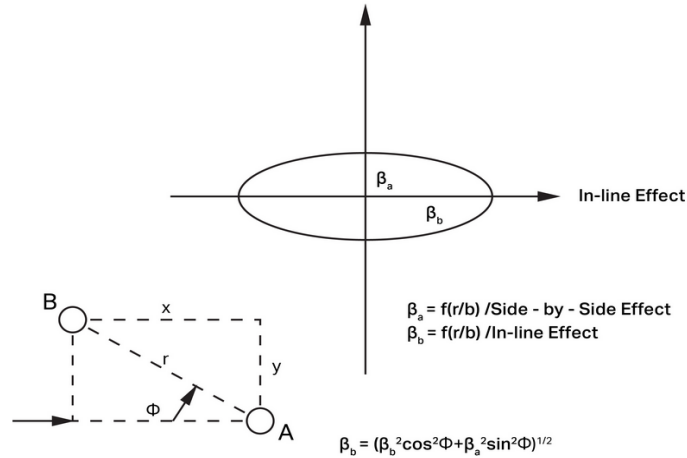
(Sumber: *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*, Reese et.al,2006).



Gambar 2.21. Reduction Factor Trailing Piles

(Sumber: *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations, Reese et.al,2006*).

Untuk tiang-tiang yang tidak terletak dalam satu garis lurus (*skewed-effect*) terhadap arah gaya maka faktor reduksinya dihitung sebagai berikut:



Gambar 2.22. Tiang yang Tidak Berada dalam Satu Garis

(Sumber: *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations, Reese et.al,2006*).

Nilai f_m dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$f_m = \beta(\text{side by side}) \times \beta(\text{Leading}) \times \beta(\text{trailing}) \times \beta(\text{Skewed}) \quad (2.45)$$

2.2.8. Pilecap.

Pile Cap berfungsi untuk mengikat semua tiang dan meyalurkan gaya aksial, lateral, dan momen kepada setiap *pile* dalam kelompok tiang. Untuk desain *pile cap* konvensional, berlaku aturan sebagai berikut:

1. Setiap *pile* menerima beban yang sama dari beban konsentrasi yang diterima *pile cap*. Atau dinyatakan juga dengan persamaan:

$$P_p = \frac{Q}{n} \quad (2.46)$$

Dengan total beban kelompok tiang sebesar Q , berarti setiap fondasi menerima beban masing masing sebesar P_p .

2. Untuk *pile cap* yang menerima kombinasi beban berupa beban aksial dan juga momen, berlaku ketentuan sebagai berikut :

$$P_p = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \quad (2.47)$$

dimana :

M_x, M_y = Moment terhadap sumbu x dan y

x, y = Jarak dari sumbu x dan y terhadap masing masing pile.

3. Dimensi pile cap ditentukan dengan menggunakan rumus berikut :

$$B_g = (m - 1)s + D \quad (2.48)$$

$$L_g = (n - 1)s + D \quad (2.49)$$

2.2.8.1. Dimensi *Pilecap*.

Dalam merencanakan tebal *pilecap*, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang diberi beton diambil nilai terkecil dari SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(a):

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.50)$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(b):

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.51)$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(c)

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.52)$$

dimana:

β = Rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = Keliling pada penampang kritis pada *pilecap*

$$2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

α_s = 30, untuk kolom tepi ; 40, untuk kolom tengah

$\phi V_c > P_u$, Ok (ketebalan dan ukuran pilecap memenuhi syarat terhadap geser).

2.2.8.2. Penulangan *Pilecap*.

Untuk penulangan, *pilecap* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom dan beban merata akibat berat sendiri *pilecap*. Berikut perhitungan penulangan sesuai SNI 2847: 2013:

Momen yang terjadi pada *pilecap*;

$$M = P_{\text{tiang}} \times \text{Jarak tiang ke tepi} \quad (2.53)$$

Perhitungan penulangan;

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.54)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \quad (2.55)$$

$$\rho_{balance} = \beta_1 \left(\frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.56)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance} \quad (2.57)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad (2.58)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (2.59)$$

Kontrol rasio penulangan;

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d \quad (2.60)$$

Jarak tulangan terpakai;

$$s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{A_s} \quad (2.61)$$

Luas tulangan terpakai;

$$A_s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{s} \quad (2.62)$$

Syarat kontrol;

$$A_s \text{ terpakai} > A_s \text{ Perlu}$$

Syarat kontrol momen;

$$M_u < \phi M_n$$

$$\phi M_n = \phi A_s \times f_y \left(d - \frac{1}{2} a \right) \quad (2.63)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad (2.64)$$

2.2.9. Perencanaan Sloof/Tie Beam.

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang

lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

2.2.10. *Settlement* pada Tiang Tunggal dan Group Tiang.

Pada perhitungan *settlement* tiang fondasi ada beberapa hal yang perlu diperhatikan yaitu :

1. *Settlement* untuk bangunan yang sensitif menjadi hal yang sangat penting.
2. Nilai *settlement* akan menjadi besar apabila yang digunakan tiang dengan diameter besar dan memiliki kontribusi tahanan ujung yang besar.
3. Lapisan tanah kompresibel di bawah ujung tiang mengakibatkan *settlement* akibat konsolidasi.
4. Efek *downdrag* perlu diperhatikan.

2.2.10.1. Penurunan Segera Tiang Akibat Beban Aksial.

Settlement Tiang tunggal terjadi akibat gaya aksial yang dijelaskan oleh Bowles (1987) dalam persamaan berikut :

$$S_{e(\text{flexible})} = q_0 (\alpha B') \frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_s I_f \quad (2.65)$$

dimana :

q_0 = beban yang bekerja (P/A)

B' = B/2 untuk tengah pondasi

E_s = Modulus elastisitas

μ_s = Poisson ratio

I_s = Faktor bentuk (Steinbrenner, 1934)

$$= I_s = f_1 + \frac{2-\mu_s}{1-\mu_s} f_2$$

I_f = Faktor kedalaman (Fox, 1948) = $f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s, \frac{L}{B}\right)$

Penurunan elastis fondasi dapat dihitung :

$$S_{e(\text{rigid})} \approx 0,93 S_{e(\text{flexible, center})} \quad (2.66)$$

Tabel 2.20. Variasi nilai F1 (Steinbrener,1934)

<i>m'</i>	<i>m'</i>									
	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.516	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.585	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.583	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.265	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

Tabel 2.21 Variasi nilai F2 (Steinbrener,1934)

<i>m'</i>	<i>m'</i>									
	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053
0.50	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.75	0.109	0.109	0.109	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111
1.00	0.121	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.25	0.128	0.130	0.131	0.132	0.132	0.133	0.133	0.134	0.134	0.134
1.50	0.132	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
1.75	0.134	0.136	0.138	0.140	0.141	0.142	0.142	0.144	0.144	0.145
2.00	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
2.25	0.133	0.136	0.140	0.142	0.144	0.145	0.146	0.149	0.150	0.150
2.50	0.132	0.135	0.139	0.142	0.144	0.146	0.147	0.151	0.151	0.151
2.75	0.130	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.147	0.152	0.152	0.153
3.00	0.127	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
3.25	0.125	0.129	0.135	0.140	0.143	0.145	0.147	0.153	0.154	0.154
3.50	0.122	0.126	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.153	0.155	0.155
3.75	0.119	0.124	0.131	0.137	0.141	0.143	0.145	0.154	0.155	0.155
4.00	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
4.25	0.113	0.119	0.127	0.133	0.138	0.141	0.144	0.154	0.156	0.156
4.50	0.110	0.116	0.125	0.131	0.136	0.140	0.143	0.154	0.156	0.156
4.75	0.107	0.113	0.123	0.130	0.135	0.139	0.142	0.154	0.156	0.157
5.00	0.105	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
5.25	0.102	0.108	0.118	0.126	0.131	0.136	0.139	0.154	0.156	0.157
5.50	0.099	0.106	0.116	0.124	0.130	0.134	0.138	0.154	0.156	0.157
5.75	0.097	0.103	0.113	0.122	0.128	0.133	0.136	0.154	0.157	0.157
6.00	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
6.25	0.092	0.098	0.109	0.118	0.124	0.129	0.134	0.153	0.157	0.158
6.50	0.090	0.096	0.107	0.116	0.122	0.128	0.132	0.153	0.157	0.158
6.75	0.087	0.094	0.105	0.114	0.121	0.126	0.131	0.153	0.157	0.158
7.00	0.085	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
7.25	0.083	0.090	0.101	0.110	0.117	0.123	0.128	0.152	0.157	0.158
7.50	0.081	0.088	0.099	0.108	0.115	0.121	0.126	0.152	0.156	0.158
7.75	0.079	0.086	0.097	0.106	0.114	0.120	0.125	0.151	0.156	0.158
8.00	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
8.25	0.076	0.082	0.093	0.102	0.110	0.117	0.122	0.150	0.156	0.158
8.50	0.074	0.080	0.091	0.101	0.108	0.115	0.121	0.150	0.156	0.158
8.75	0.072	0.078	0.089	0.099	0.107	0.114	0.119	0.150	0.156	0.158
9.00	0.071	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
9.25	0.069	0.075	0.086	0.096	0.104	0.110	0.116	0.149	0.156	0.158
9.50	0.068	0.074	0.085	0.094	0.102	0.109	0.115	0.148	0.156	0.158
9.75	0.066	0.072	0.083	0.092	0.100	0.107	0.113	0.148	0.156	0.158
10.00	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.00	0.035	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
50.00	0.014	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.071	0.113	0.142
100.00	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.039	0.071	0.113

Tabel 2.22 Variasi nilai I_f (Steinbrener,1934)

μ_s	D_t/B	B/L		
		0.2	0.5	1.0
0.3	0.2	0.95	0.93	0.90
	0.4	0.90	0.86	0.81
	0.6	0.85	0.80	0.74
	1.0	0.78	0.71	0.65
0.4	0.2	0.97	0.96	0.93
	0.4	0.93	0.89	0.85
	0.6	0.89	0.84	0.78
	1.0	0.82	0.75	0.69
0.5	0.2	0.99	0.98	0.96
	0.4	0.95	0.93	0.89
	0.6	0.92	0.87	0.82
	1.0	0.85	0.79	0.72

2.2.10.2. *Settlement* Elastis Tiang Group.

Untuk penurunan elastisitas Vesic (1969) menyatakan persamaan sebagai berikut:

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e \quad (2.67)$$

dimana:

$S_{g(e)}$ = Penurunan elastis grup tiang

B_g = Lebar grup tiang

D = Diameter tiang

S_e = Penurunan elastisitas tiang tunggal

Selain dari metod Vesic, Mayerhoff (1976) juga mengeluarkan metode dalam menghitung penurunan elastik pada kelompok tiang untuk tanah berpasir.

$$S_{g(in)} = \frac{2q \sqrt{B_g I}}{N_{60}} \quad (2.68)$$

dimana:

B_g = Lebar grup tiang.

$Q = \frac{Q_g}{L_g B_g}$ (ton/m²)

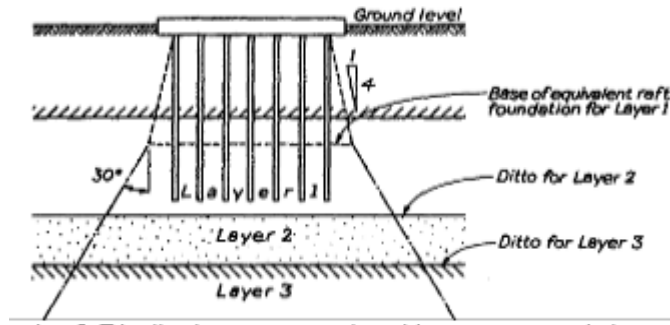
L_g, B_g = panjang dan lebar kelompok tiang

$I = \text{Faktor pengaruh} = 1 - \frac{8}{B_g} \geq 0,5.$

2.2.10.3. *Penurunan Konsolidasi Metode Raft Equivalent.*

Metode *Raft Equivalent* menyederhanakan sebaran tegangan *group pile* sebagai fondasi *raft* dengan dimensi $L \times B$, sehingga beban yang bekerja pada area

pada area fondasi didistribusi pada kedalaman yang ditinjau sesuai ilustrasi di bawah.



Gambar 2.23. Distribusi Tegangan pada Fondasi Grup Tiang (Tomlinson, 2001)

Gaya yang dibebankan kepada fondasi akan didistribusikan dengan perbandingan horizontal terhadap vertikal sebesar satu berbanding empat (1H:4V) sepanjang dua per tiga dari panjang efektif tiang. Setelah itu gaya yang ada akan didistribusikan sebesar antara perbandingan satu berbanding empat (1H:4V) sampai dengan satu berbanding dua (1H:2V), bergantung kepada kondisi tanah. Penurunan yang terjadi akibat adanya pertambahan gaya tersebut dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$S_{total} = S_{konsolidasi\ 1D} \times \mu_{depth} \times \mu_{skempton-bjerrum} \quad (2.69)$$

Settlement konsolidasi 1 dimensi diperhitungkan dengan rumus/persamaan berikut:

4. Untuk Tanah Lempung NC,

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (2.70)$$

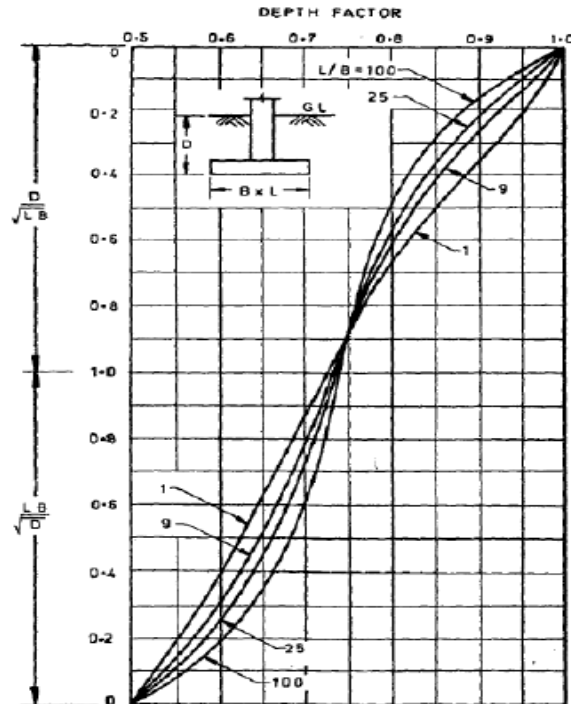
5. Untuk Tanah Lempung OC dengan $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$,

$$S_c = \frac{C_r H_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (2.71)$$

6. Untuk Tanah Lempung OC dengan $\sigma'_0 \leq \sigma'_c \leq \sigma'_0 + \Delta\sigma'$

$$S_c = \frac{C_r H_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_c H_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \quad (2.72)$$

Hasil dari konsolidasi satu dimensi yang telah di dapat kan dikoreksi dengan faktor kedalaman (μ_d) Berikut ini merupakan nilai dari faktor kedalaman yang dapat digunakan :



Gambar 2.24. Grafik *Depth Factor* (After Fox, 1948)

Dengan L dan B adalah panjang dan lebar kelompok tiang, dan D adalah kedalaman dari *raft* dari muka tanah. setelah hasil konsolidasi yang sudah dikoreksi terhadap faktor kedalaman (μ_d) dan dikoreksi lagi dengan faktor geologi (μ_g). Skempton dan Bjerrum mengkorelasikan nilai dari faktor geologi dengan koefisien tegangan air pori dan juga dimensi dari area yang dibebani. Berikut nilai dari faktor geologi:

Tabel 2.23. Faktor Geologi μ_g (Skempton – Bjerrum, 1957).

Type of Clay	μ_g Value
Very sensitive clay (soft alluvial, estuarine, dan marine clay)	1,0 – 1,2
Normally-consolidated clays	0,7 – 1,0
Over-consolidated clays (London Clay, Weald, Kimmeridge, Oxford, and Lias Clays)	0,5 – 0,7
Heavily over-consolidated clays	0,2 – 0,5