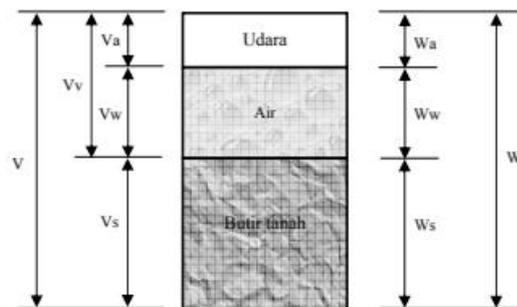


BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Dalam pandangan teknik sipil, tanah adalah himpunan mineral, bahan organik dan endapan-endapan yang relatif lepas, yang terletak diatas batuan dasar. Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik atau oksida-oksida yang mengendap diantara partikel-partikel. Ruang antara partikel-partikel dapat berisi air, udara, ataupun keduanya yang terletak diatas batuan dasar (*bed rock*) (Hardiyatmo, 1992). Istilah pasir, lempung, lanau ataupun lumpur digunakan untuk menggambarkan ukuran partikel pada batas ukuran butiran yang telah ditentukan. Istilah yang sama juga digunakan untuk menggambarkan sifat tanah yang khusus. Seperti tanah lempung yang memiliki sifat kohesif dan plastis, dan pasir digambarkan sebagai tanah yang tidak kohesif dan tidak plastis.

Tanah menurut Braja M. Das didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) serta zat cair dan gas yang mengisi ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut. Tanah terdiri dari tiga fase elemen yaitu : butiran padat (*solid*), air dan udara sesuai Gambar 3.1 berikut.



Gambar 3.1 Tiga Fase Elemen Tanah

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

Dari gambar diatas, maka dapat dibentuk hubungan antar masing – masing persamaan, sebagai berikut :

1. berat volume basah dinyatakan dalam persamaan :

$$\gamma = \frac{G_s \cdot \gamma_w (1+w)}{1+e} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (3.1)$$

2. berat volume jenuh air (S=100%)

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1+e} \quad (\%) \quad (3.2)$$

3. untuk tanah kering sempurna, Berat volume kering dinyatakan oleh persamaan :

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (3.3)$$

4. bila tanah terendam air, berat volume apung atau berat volume efektif dinyatakan sebagai γ' ,dengan

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1+e} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (3.4)$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

5. hubungan penting antara derajat kejenuhan S,e,w dan G_s

$$S e = w G_s \quad (3.5)$$

Tabel 3.1 Berat Jenis Tanah (G_s)

Macam tanah	Berat jenis (G_s)
Kerikil	2,65-2,68
Pasir	2,65-2,68
Lanau anorganik	2,62-2,68
Lempung organik	2,58-2,65

Sumber :Hardiyatmo (2012)

Lanjutan Tabel 3.1 Berat Jenis Tanah (Gs)

Macam tanah	Berat jenis (Gs)
Lempung anorganik	2,68-2,75
Humus	1,37
Gambut	1,25-1,80

Sumber :Hardiyatmo (2012)

Tabel 3.2 Derajat Kejenuhan dan Kondisi Tanah

Keadaan tanah	Derajat kejenuhan (S)
Tanah kering	0
Tanah agak lembab	>0 – 0,25
Tanah lembab	0,26 – 0,50
Tanah sangat lembab	0,51 – 0,75
Tanah basah	0,76 – 0,99
Tanah jenuh air	1

Sumber :Hardiyatmo (2012)

3.1.1 Modulus Elastisitas Tanah

Nilai *modulus young* (E) menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari *Triaxial Test*. M. Das (2010) menyarankan untuk mendapatkan nilai modulus elastisitas tanah pasir menggunakan korelasi dari pengujian N-SPT dan CPT dapat menggunakan persamaan *Schmermaan* (1970) sebagai berikut :

$$E_s = 766 \times N\text{-SPT} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (3.6)$$

$$E_s = 2 q_c \quad (\text{kN/m}^2) \quad (3.7)$$

Tabel 3.3 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	E (Kg/cm ²)
LEMPUNG	
· Sangat lunak	3 – 30
· Lunak	20 – 40
· Sedang	45- 90
· Berpasir	300-425
PASIR	
· Berlanau	50-200
· Tidak padat	100-250
· Padat	500-1000
PASIRDAN KERIKIL	
· Padat	800-2000
· Tidak padat	500-1400
LANAU	20-200
LOSES	150-600
CADAS	1400-14000

Sumber : Bowles (1997)

3.1.2 Poisson Ratio

Nilai *poisson ratio* ditentukan sebagai kompresi poros terhadap regangan permukaan lateral. Nilai *poisson ratio* dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti yang terlihat pada Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4 Hubungan Jenis Tanah dan Poisson Rasio

Jenis Tanah	<i>Poisson Ratio</i>
Lempung jenuh	0,4-0,5
Lempung tak jenuh	0,1-0,3
Lempung berpasir	0,2-0,3
Lanau	0,3-0,35
Pasir	0,1-1
Batuan	0,1-0,4
Umum dipakai untuk tanah	0,3-0,4

Sumber : M.Das (1995)

3.2 Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Pondasi tiang bor yaitu Pondasi yang dipasang kedalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu sampai kedalaman yang diinginkan, kemudian diisi tulangan dan dicor beton. Pondasi tiang bor memiliki kedalaman dan diameter yang bervariasi, sehingga baik digunakan pada beban ringan maupun untuk struktur berat ,seperti :bangunan bertingkat tinggi, jembatan, menara tinggi, stabilitas lereng (*soldier pile*) , dan konstruksi lainnya. Beberapa persyaratan yang harus dipenuhi oleh suatu pondasi tiang adalah sebagai berikut :

1. beban yang diterima oleh pondasi tidak boleh melebihi daya dukung tanah maupun kekuatan bahan tiang untuk menjamin keamanan tiang pondasi tersebut.
2. deformasi yang terjadi pada fondasi tiang, baik deformasi aksial maupun lateral, tidak boleh melebihi deformasi maksimum yang disyaratkan sehingga tidak merusak struktur.
3. pengendalian atau pencegahan efek dari metode konstruksi pondasi seperti getaran saat pemancangan, galian atau pekerjaan pondasi yang lain untuk membatasi pergerakan bangunan atau struktur lain disekitarnya.

Menurut Hardiyatmo(2008). Penggunaan tiang bor mempunyai beberapa keuntungan dan kerugian,antara lain :

keuntungan penggunaan tiang bor :

1. tidak ada resiko kenaikan muka tanah.
2. kedalaman tiang dapat divariasikan.
3. tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.
4. tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah berupa lempung atau batu lunak.
5. penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

kerugian penggunaan tiang bor :

1. pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil

2. pencoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. air yang mengalir kedalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang.
4. pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

3.2.1 Pelaksanaan Pondasi Tiang Bor (*bored pile*)

Menurut *Bowles* (1991) ada 3 metode dasar yang digunakan dalam pelaksanaan fondasi tiang bor seperti berikut ini.

1. Metode Kering

Metode ini sangat tepat bila digunakan pada tanah yang kohesif, pertamanya sumuran digali dengan dasarnya dibentuk seperti lonceng jika diperlukan. Kemudian diisi dengan campuran beton, lalu tulangan dimasukkan dan dengan demikian sumuran telah selesai dikerjakan. Harap diingat bahwa tulangan tidak boleh dimasukkan sampai kedasar lubang karena diperlukan pelindung beton yang minimum. Metode ini memerlukan keadaan tanah yang tidak berlekuk dan muka air tanah berada dibawah dasar lubang sumuran.

2. Metode Acuan

Metode ini dipakai pada keadaan tanah yang memungkinkan terjadinya lekukan atau deformasi lateral yang berlebihan pada rongga lubang bor. Metode ini juga dipakai sebagai sambungan perapat lubang terhadap masuknya air tanah. Sebelum memasukkan *casing*, suatu adonan spesi perlu dimasukkan untuk mempertahankan dinding lubang, dan setelah acuan dimasukkan, adonan tadi dikeluarkan kembali. Ada dua macam *casing* yang digunakan yaitu *partial casing* dan *full casing*. Pemakaiannya tergantung pada sejauh mana dinding lubang bor bersifat mudah runtuh. Sebagai mana kita ketahui, keadaan lapisan tanah tidak selalu homogen pada suatu daerah tertentu, oleh karena itu *casing* hanya perlu dipasang pada lapisan tanah yang mudah runtuh. Kadang kala, kita hanya perlu memasang *casing* pendek (*partial casing*), namun kadang kita juga harus memasang *casing* sampai kedalaman yang hampir sedalam lubang bor (*full*

casing). Pada pelaksanaannya, *casing* dapat dikeluarkan kembali ataupun tidak dikeluarkan. Namun, bila *casing* tidak dikeluarkan maka ditepi-tepi antara *casing* dengan dinding bor perlu di *grouting*, yaitu dengan menginjeksi adukan encer dengan tekanan keruang melingkar antara *casing* dengan dinding lubang.

3. Metode Adonan

Metode ini bisa diterapkan pada semua keadaan yang membutuhkan acuan. Penggunaan ini juga mampu menahan air agar tidak masuk kedalam rongga sumuran. Penggunaan mineral *slurry (betonite muds)* sangat populer dalam mengatasi keadaan tanah yang mudah runtuh pada pekerjaan tiang bor. Campuran *betonite* dan air dengan komposisi tertentu yang kemudian dimasukkan kedalam lubang bor akan membentuk lapisan pengikat pada dinding lubang bor. Namun pada perkembangannya penggunaan *betonite* menjadi kurang praktis karena sulit untuk didaur ulang dan bersifat polutan bagi lingkungan sekitar pekerjaan, maka akhir-akhir ini dikembangkan suatu bahan menggantikan *betonite* yaitu *polymer* yang lebih praktis penggunaannya dan lebih ramah lingkungan. Salah satu yang cukup populer dalam pelaksanaan fondasi bor yaitu *super mud/quick mud*.

3.3 Kapasitas Daya Dukung Menurut Reese & O'neil (1989)

Kapasitas dukung tiang dibedakan oleh kapasitas dukung ujung dan kapasitas dukung gesek. Kapasitas dukung harus dibagi dengan angka keamanan dan kapasitas yang dieproleh harus lebih besar dari beban yang terjadi.

$$Q_{ult} = Q_b + Q_s \quad (3.8)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.9)$$

dimana :

Q_{ult} = Kapasitas daya dukung tiang maksimum (kN)

Q_b = Kapasitas daya dukung ujung yang didapat dari tanah dibawah ujung pondasi (kN)

Q_s = Kapasitas daya dukung yang didapat dari gaya gesekan atau gaya adhesi

antara tiang pancang dan tanahnya (kN)

Q_{all} = Kapasitas daya dukung tiang ijin (kN)

SF = Faktor keamanan (*safety factor*)

3.3.1 Tahanan Ujung Ultimit

Reese & O'neil (1989) dalam Hardyatmo (2010) merekomendasikan tahanan ujung tiang bor pada penurunan 5% dari diameter dasar tiang pada pasir yang dapat dilihat pada persamaan 3.10 berikut :

$$fb = 0,60\sigma_r N_{60} = 60 N_{60} \leq 4500 \text{ kpa} \quad (3.10)$$

dengan :

fb = tahanan ujung neto persatuan luas (kN/m²)

N_{60} = nilai koreksi SPT terhadap nilai pengujian

σ_r = tegangan referensi = 100 kpa

sedangkan persamaan tahanan ujung ultimit dapat dilihat pada persamaan berikut.

$$Q_b = A_b \times fb \quad (3.11)$$

dengan :

Q_b = tahanan ujung ultimit tiang bor (kN)

A_b = luas dasar tiang bor (m²)

Jika tiang bor dasarnya lebih dari 1200 mm, maka besarnya fb dapat menyebabkan penurunan lebih besar dari 25 mm. Untuk memenuhi syarat penurunan izin Reese & O'neil (1989) dalam Hardiyatmo (2010) menyatakan fb direduksi menjadi f_{cr} , dengan menggunakan persamaan 3.12 berikut ini.

$$f_{cr} = 4,17 \frac{d_r}{d_b} fb ; \text{bila } d_b \geq 1200 \text{ mm} \quad (3.12)$$

dengan :

d_r = lebar referensi = 300 mm

d_b = lebar ujung bawah tiang bor (m)

3.3.2 Tahanan Gesek Ultimit (*friction*)

Tahanan gesek tiang bor satuan luas serta nilai koefisien β dalam tanah granuler dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 3.13, persamaan 3.14 dan persamaan 3.15 berikut ini.

$$f_s = \beta \times p_o' \quad (3.13)$$

$$p_o' = \gamma \times H \quad (3.14)$$

$$\beta = K \tan \delta \quad (3.15)$$

dengan :

f_s = tekanan gesek satuan luas (kN/m²)

p_o' = tekanan overburden ditengah-tengah lapisan tanah (kN/m²)

δ = sudut gesek antara tanah dan tiang (derajat)

metode diatas disebut dengan metode β . Nilai K/K_o ditunjukkan pada Tabel 3.5, kemudian untuk rasio δ/ϕ' dapat dilihat pada Tabel 3.6. koefisien β juga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang disarankan oleh *Reese & O'neil* (1989) dalam *Hardiyatmo* (2010) yang dapat dilihat pada Persamaan 3.16a, Persamaan 3.16b dan Persamaan 3.16c berikut ini.

$$\beta = 1,5 - 0,135 \sqrt{\frac{z}{dr}} \quad \text{dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (3.16a)$$

Bila lebar referensi $d_r = 300$ mm dan nilai $N_{60} > 15$ maka disubsitusikan ke persamaan 3,26b berikut ini.

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z} \quad \text{dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (3.16b)$$

Bila lebar referensi $d_r = 300$ mm dan nilai $N_{60} < 15$ maka disubsitusikan ke persamaan 3,26c berikut ini.

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,245 \sqrt{z}) \quad \text{dengan } 0,25 \leq \beta \leq 1,2 \quad (3.16c)$$

Tabel 3.5 Nilai-nilai K/K_o untuk tiang bor (Kulhawy,1991)

Metode pelaksanaan	K/K _o
Pelaksanaan kering dengan gangguan dinding lubang bor kecil pengecoran cepat	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja baik	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja buruk	0,67
Dengan pipa selubung dibawah air	0,83

Sumber : Hardiyatmo (2015)

Tabel 3.6 Nilai-nilai δ/φ untuk tiang bor (Kulhawy,1991)

Metode pelaksanaan	K/K _o
Lubang terbuka atau dengan pipa selubung sementara	1
Metode dengan cairan (<i>Slurry method</i>) – <i>minimum slurry cake</i>	1
Metode dengan cairan (<i>Slurry method</i>) – <i>slurry cake</i> banyak	0,8
Pipa selubung permanen	0,7

Sumber : Hardiyatmo (2015)

Tahanan gesek ultimit dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.17 berikut ini :

$$Q_s = A_s \times \beta \times p'_{\text{rata-rata}} \quad (3.17)$$

dengan :

A_s = selimut tiang (m²)

3.3.3 Kapasitas Dukung Tiang Bor

Kapasitas dukung tiang bor dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 3.18 berikut ini.

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

Dengan :

W_p = berat tiang (kN)

Q_b = tahanan ujung tiang (kN)

Q_s = tahanan gesek tiang (kN)

Besarnya nilai kapasitas dukung ultimat tiang bor dapat dipengaruhi oleh muka air tanah, maka dapat menggunakan Persamaan 3.19 berikut ini.

$$Q_u = Q_b + Q_s - Wp' \quad (3.19)$$

Pada persamaan diatas, *Reese & O'neil* mengatakan nilai Wp' merupakan hasil pengaruh dari adanya muka air tanah yang memberikan gaya angkat pada fondasi. Berat tiang bor dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.20, Persamaan 3.21, dan Persamaan 3.22 berikut ini.

$$Wp' = Wp - U \quad (3.20)$$

$$Wp = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times L \times \gamma_{\text{beton}} \quad (3.21)$$

$$U = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times (L - Hw) \times \gamma_w \quad (3.22)$$

Dengan :

d = Diamter tiang (m)

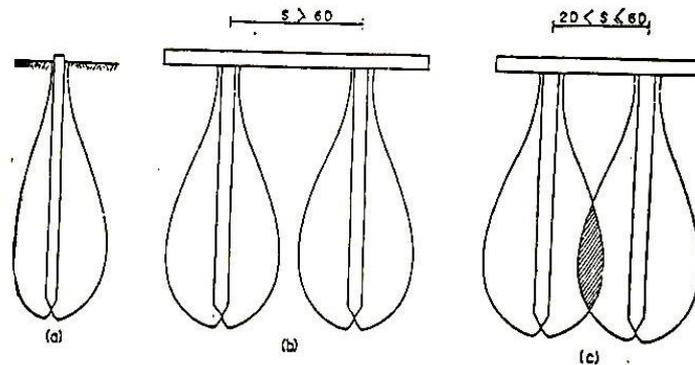
L = Panjang tiang (m)

Hw = Tinggi muka air (m)

γ_w = Berat volume air (kN/m^3)

3.3.4 Efisiensi Kelompok Tiang Bor

Apabila pengaturan tiang pada poer (*pile cap*) telah mengikuti persyaratan, maka kapasitas dukung tiang tidak sama dengan kapasitas satu tiang dikalikan dengan banyak tiang, tetapi didefinisikan sebagai perkalian antara kapasitas daya dukung satu tiang dengan banyaknya tiang dikalikan lagi efisiensi kelompok tiang. Pengaruh jarak antar tiang terhadap daya dukung kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Skematik mobilisasi tekanan yang digambarkan dalam bentuk diagram keruntuhan berupa gelembung (*Buld*). (a) Gambar mobilisasi tegangan untuk keruntuhan tiang tunggal (b) Mobilisasi tegangan tidak saling potong (c) Mobilisasi tegangan yang saling berpotong.

(Sumber : Sidharta Dkk, 1997)

Persamaan untuk menghitung efisiensi kelpompok tiang dengan menggunakan metode *Converst – labarre* adalah sebagai berikut:

$$E_g = 1 - Q \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (3.23)$$

Dengan :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

Q = arc tg d/s , dalam derajat

n = banyak tiang dalam 1 baris

m = banyaknya tiang dalam 1 kolom

d = diameter dari tiang (m)

s = spacing jarak (jarak antara tiang)

3.4 Kapasitas Daya Dukung Menurut *Brom* (1965)

Perhitungan kapasitas pondasi berdasarkan metode *Brom* (1965) dalam *Hardiyatmo* (2008) diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan gesek tiang.

3.4.1 Tahanan Ujung Ultimit

Dalam perhitungan kapasitas dukung tahanan ujung pada tanah non kehesif, besarnya kohesi (c) nol dan diameter tiang relatif sangat kecil dibanding dengan panjangnya, maka suku persamaan $c_h N_c = \text{nol}$ dan $0,5\gamma dN_\gamma$ dapat diabaikan, maka persamaan yang digunakan dalam kapasitas dukung ujung ultimit pondasi sesuai Persamaan 3.24 berikut :

$$Q_b = A_h P_h' N_q \quad (3.24)$$

$$f_b = \frac{Q_b}{A_b} \quad (3.25)$$

Dengan :

Q_h = tahanan ujung ultimit (kN)

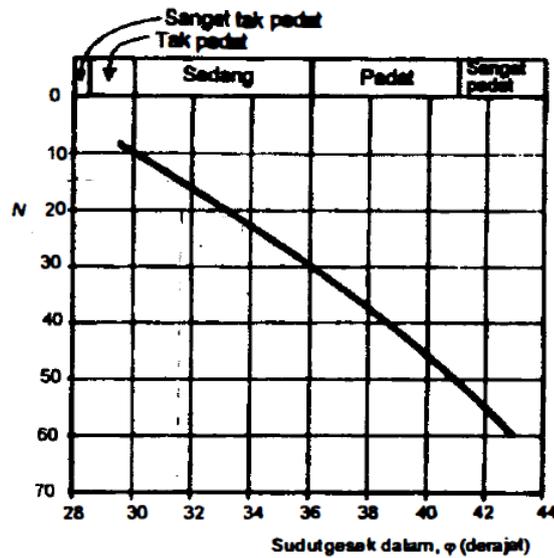
A_h = luas penampang ujung tiang (m^2)

P_h' = tekanan vertikal efektif tanah pada dasar tiang. Bila panjang tiang lebih besar dari pada kedalaman kritis z_c , maka P_h' diambil sama dengan tekanan vertikal efektif pada kedalaman z_c .

N_q = faktor kapasitas dukung

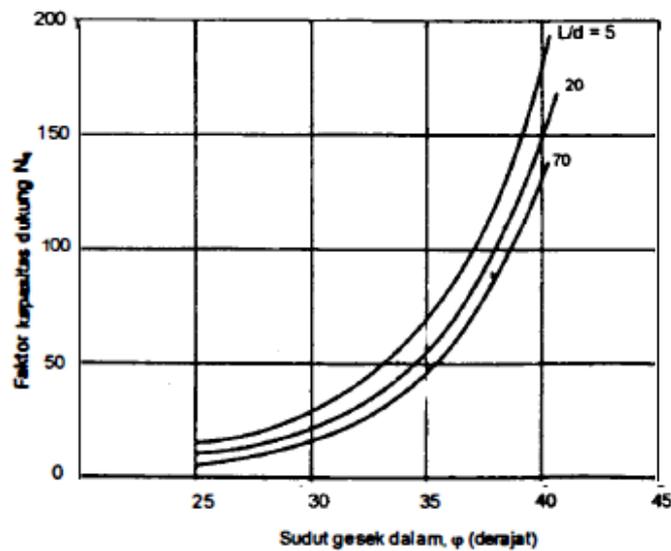
f_b = Tahanan ujung persatuan luas (kN/m^2)

Nilai N_q dapat diperoleh dengan menggunakan Gambar 3.4 yang diusulkan oleh Berezantzev (1961) dalam Hardiyatmo (2008) dan nilai sudut gesek dalam (ϕ) dapat diperoleh dari hubungan ϕ dengan N-SPT yang disarankan oleh Peck,dkk.(1974) dalam Hardiyatmo (2008) ditunjukkan dalam Gambar 3.3 berikut ini.



Gambar 3.3 Hubungan ϕ dengan N-SPT (peck,dkk.1974)

(Sumber: Hardiyatmo,2008)



Gambar 3.4 Hubungan N_q dan ϕ (Berezantzev, 1961)

(Sumber: Hardiyatmo,2008)

3.4.2 Tahanan Gesek Ultimit (Q_s)

Berikut persamaan yang digunakan untuk menghitung tahanan gesek ultimit (Q_s) dengan metode *Brom*.

$$Q_s = \sum A_s K_d \operatorname{tg} \delta P_o' \text{ rata-rata} \quad (3.26)$$

$$f_s = K_d \operatorname{tg} \delta P_o' \quad (3.27)$$

dengan :

K_d = Koefisien tanah yang bergantung pada tekanan tanah

δ = φ = sudut gesek dinding tiang antara sisi tiang dan tanah

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

$P_o'_{rata-rata}$ = tekanan vertikal efektif tanah, yang besarnya sama dengan tekanan overbouden efektif untuk kedalaman $z \leq z_c$

z = Kedalaman titik dari permukaan tanah (berkisar dibawah $-20d$) (m)

z_c = kedalaman kritis, yang mana tekanan efektif tanah sama (konstan) dengan tekanan efektif maksimum pada kedalaman z (m)

f_s = $K_d \text{tg } \delta P_o'$ = adalah tahanan gesek persatuan luas (kN/m^2)

Borm(1965) menyarankan hubungan K_d dengan tipe bahan untuk tiang didalam tanah granuler seperti Tabel 3.7 dan nilai δ dapat menggunakan Tabel 3.8 berikut ini.

Tabel 3.7 Nilai K_d untuk tiang pada tanah granuler (*brom, 1965*)

bahan tiang	K_d	
	pasir tak padat	pasir padat
Baja	0,5	1
Beton	1	2
Kayu	1	4

Sumber : Hardiyatmo (2008)

Tabel 3.8 Sudut Gesek antara Dinding Tiang Pada Tanah Granuler (δ) (*Aas,1966*)

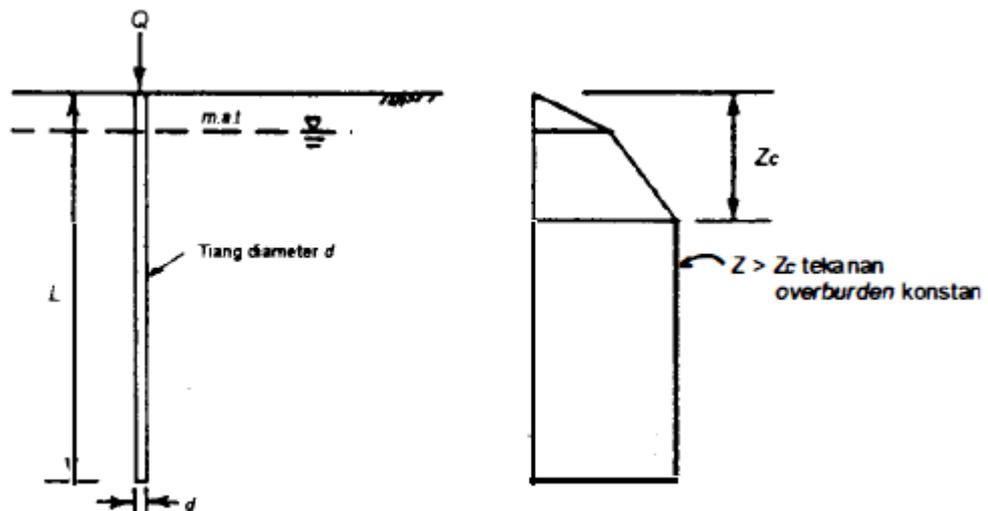
Bahan tiang	$\delta = \varphi_d'$
Baja	20°
Beton	$0,75 \varphi'$
Kayu	$0,66 \varphi'$

Sumber : Hardiyatmo (2008)

3.5 Kapasitas Daya Dukung Menurut *Poulos & Davis* (1998)

3.5.1 Tahanan Ujung Ultimit

Berdasarkan pengamatan Vesic (1967) dalam Hardiyatmo (2008), untuk tanah non kohesif (granuler) *Poulos & Davis* (1980) dalam Hardiyatmo (2008) menyarankan bentuk variasi distribusi tegangan vertikal efektif dan kedalaman, seperti pada Gambar 3.5. Disini terlihat bahwa tekanan efektif vertikal bertambah sampai mencapai kedalaman tertentu (z_c), sesudah itu konstan (yaitu tekanan efektif sama dengan tekanan efektif pada kedalaman z_c). Distribusi tekanan efektif (*overburden* efektif) dapat dilihat pada gambar 3.5.



Gambar 3.5 Distribusi tegangn vertikal disekitar tiang pada tanah pasir (poulos dan Davis,1980)
(Sumber : Haridyatmo, 2008)

Tahanan ujung ultimit dapat dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.28 dan Persamaan 3.29. Dalam menentukan tahanan ujung terdapat batasan tahanan ujung persatuan luas maksimum ($f_b < 10700 \text{ kN/m}^2$).

$$Q_b = A_b \times P'_b \times N_q \quad (3.28)$$

$$f_b = \frac{Q_b}{A_b} \quad (3.29)$$

dengan :

Q_b = Tahanan ujung ultimit (kN)

A_b = Luas penampang (m²)

P_b' = Tekanan vertikal efektif tanah pada ujung bawah tiang (kN/m²)

N_q = Faktor daya dukung

f_b = Tahanan ujung persatuan luas (kN/m²)

Untuk nilai N_q diperoleh sama seperti cara *Brom* dengan menggunakan Gambar 3.4 hubungan sudut gesek dalam (φ) dengan nilai faktor daya dukung (N_q). Nilai sudut gesek dalam (φ) untuk menentukan N_q dan z_c/d pada tiang bor direduksi menggunakan Persamaan 3.30.

$$\varphi = \varphi' - 3^\circ \quad (3.30)$$

3.5.2 Tahanan Gesek Ultimit

Dalam menentukan tahanan gesek ultimit terdapat batasan tahanan gesek persatuan luas maksimum (f_s) 107 kN/m². Tahanan gesek dihitung menggunakan Persamaan 3.31 dan Persamaan 3.32 sebagai berikut ini.

$$Q_s = A_s \times P_o' \times k_d \times \tan \delta \quad (3.31)$$

$$f_s = k_d \times \tan \delta \quad (3.32)$$

dengan :

Q_s = Tahanan gesek dinding ultimit (kN)

A_s = Luas penampang (m²)

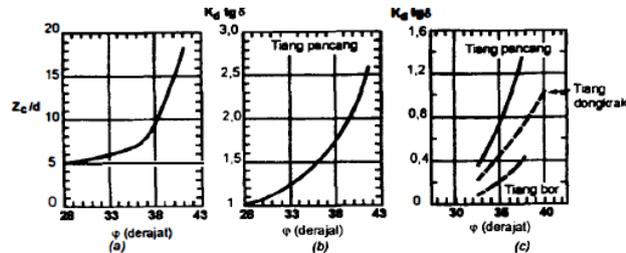
P_o' = Tekanan vertikal efektif, yang besarnya sama dengan tekanan *overburden* efektif untuk $z \leq z_c$, dan sama besarnya tekanan vertikal kritis untuk $z > z_c$

z = Kedalaman yang ditinjau dari permukaan tanah

z_c = Kedalaman kritis, yaitu dimana tekanan *overburden* efektif dihitung dari titik yang telah dianggap konstan

Dengan berdasarkan hasil pengujian Vesic (1967) dalam Hardiyatmo (2008), Poulos dan Davis (1980) mengevaluasi nilai-nilai hubungan $k_d \times \tan \delta$ dan

z_c/d (dengan d adalah diameter tiang pondasi) seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.6 berikut ini.



Gambar 3.6 hubungan z_c/d dan $k_d \text{ tg } \delta$ untuk tanah pasir (Poulos dan Davis, 1980)

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

Untuk tiang bor z_c/d diambil dari Persamaan 3.29 dan Gambar 3.6a. $k_d \text{ tg } \delta$ diambil dari Gambar 3.6c, yang didasarkan pada sudut gesek dalam tanah asli (ϕ)

3.6 Kapasitas Dukung Kelompok tiang

3.6.1 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor dengan Keruntuhan Tiang Tunggal

Kapasitas dukung kelompok tiang bor dapat diketahui dengan menggunakan Persamaan 3.33 dan 3.34 berikut ini.

$$Q_{all} = Q_u/SF \quad (3.33)$$

$$Q_g = Q_{all} \times n \times E_g \quad (3.34)$$

Dengan :

Q_{all} = Kapasitas dukung izin tiang (kN)

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN)

n = Jumlah tiang bor

E_g = Efisiensi kelompok tiang bor

3.6.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor dengan Keruntuhan Tiang Blok

Untuk menghitung kapasitas tiang yang berkaitan dengan keruntuhan blok *Terzaghi & Peck* (1948) dalam *Hardiyatmo* (2008) mengambil asumsi-asumsi sebagai berikut :

1. pelat penutup tiang (*pile cap*) sangat kaku
2. Tanah yang berada didalam kelompok tiang-tiang berkelakuan seperti blok padat.

Dengan, asumsi-asumsi tersebut, keseluruhan blok dapat dianggap sebagai fondasi dalam (Gambar 3.8). Dengan kapasitas ultimit yang dinyatakan oleh Persamaan 3.35 menurut *Tomlinson* (1994) dalam *Hardiyatmo* (2010) berikut ini.

$$\Sigma Q_{ug} = L_g B_g q_p + \Sigma 2 (L_g + B_g) f_s \Delta L \quad (3.35)$$

Dengan :

ΣQ_{ug} = Kapasitas ultimit kelompok, nilainya harus tidak melampaui nQ_u (dengan n = jumlah tiang dalam kelompoknya) (Kn)

q_p = Tahanan ujung persatuan luas (Kn/m²)

B_g = Lebar kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang (m)

L_g = Panjang kelompok tiang

ΔL = Kedalaman tiang (m)

f_s = Tahanan gesek per satuan luas

Menurut *Tomlinson* (1994) dalam *Hardiyatmo* (2010) nilai tahanan ujung persatuan luas (q_p) dan nilai tahanan gesek persatuan luas (f_s) dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.36 dan Persamaan 3.37 berikut ini.

$$q_p = Q_p / A_p \quad (3.36)$$

$$f_s = Q_s / (p \times \Delta L) \quad (3.37)$$

dengan :

Q_p = Tahanan ujung ultimit tiang (kN)

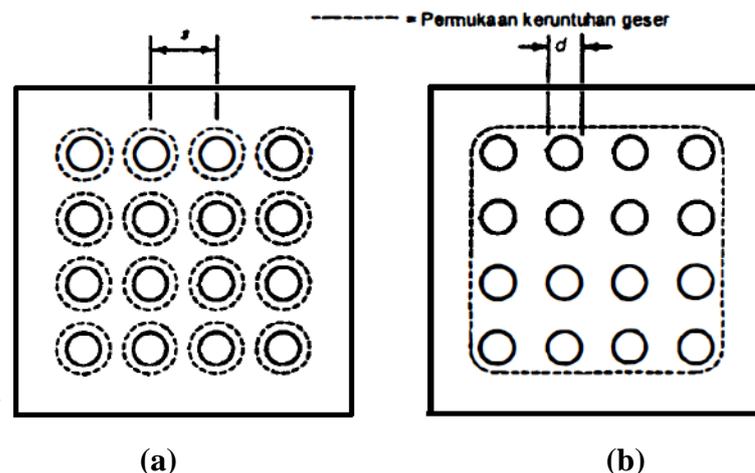
A_p = Luas penampang ujung bawah tiang (m²)

Q_s = Tahanan gesek ultimit tiang (kN)

p = Keliling tiang (m)

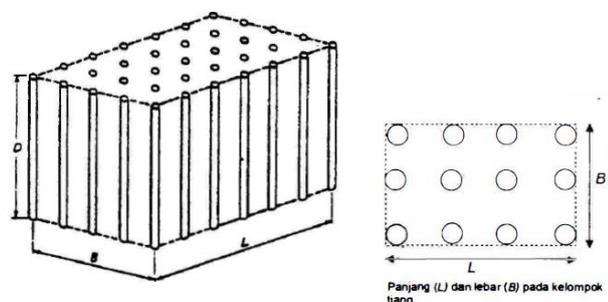
ΔL = Kedalaman tiang (m)

Tipe keruntuhan pada tiang tunggal dan kelompok yang terjadi, serta kelompok tiang yang bekerja sebagai blok dapat dilihat pada Gambar 3.7 dan Gambar 3.8. Untuk jarak tiang yang kurang dari jarak kritisnya, keruntuhan terjadi dengan bidang runtuh yang mengelilingi kelompok tiang-tiang (Gambar 3.7b). Untuk jarak tiang yang besar, keruntuhan terjadi dengan masing-masing tiang menembus lapisan tanah, sehingga terjadi gerakan relatif antara tanah dan tiang-tiang (Gambar 3.7a). Tipe keruntuhan tiang yang terjadi dapat dilihat pada Gambar 3.7 dan Gambar 3.8 berikut ini.



Gambar 3.7 Tipe keruntuhan dalam kelompok tiang : (a)Tiang tunggal, dan (b) Kelompok tiang

(Sumber:Hardiyatmo,2010)



Gambar 3.8 Kelompok tiang yang bekerja sebagai Blok

(Sumber :Hardiyatmo,2010)

Menurut Hardiyatmo (2010), dalam hitungan kapasitas kelompok tiang maka dipilih dari hal-hal berikut :

1. jika kapasitas kelompok tiang (Q_{ug}) lebih kecil dari pada kapasitas tiang tunggal kali jumlah tiang (Q_g), maka kapasitas dukung pondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_{ug})
2. sebaliknya, bila dari hitungan kapasitas kelompok tiang (Q_{ug}) lebih besar, maka dipakai kapasitas tiang tunggal kali jumlah tiangnya (Q_g)

Umumnya, model keruntuhan blok terjadi bila rasio jarak tiang dibagi diameter tiang (s/d) kurang dari 2. Whitaker(1957) dalam Hardiyatmo (2010) memperlihatkan bahwa keruntuhan blok terjadi pada jarak $1,5d$ untuk kelompok tiang yang berjumlah 3×3 , dan lebih kecil dari $2,225d$ untuk tiang yang berjumlah 9×9 . Untuk jarak yang lebih besar, keruntuhan yang terjadi oleh akibat runtuhnya tiang tunggal.

3.7 Faktor Aman

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit dengan angka faktor aman. Faktor aman diberikan agar :

- a) Untuk memberikan keamanan terhadap ketidak pastian metode hitungan yang digunakan.
- b) Untuk memberikan keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompreseibilitas tanah.
- c) Untuk meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman 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 meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam diantara tiang-tiang masih dalam batas-batas toleransi.

Untuk faktor aman tiang bor dengan dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter $d < 2$ m, maka :

$$Qa = \frac{Qu}{2,5} \quad (3.38)$$

Untuk tiang tanpa pembesaran dibagian bawahnya, maka :

$$Qa = \frac{Qu}{2} \quad (3.39)$$

Reese and O'neil (1989) dalam Hardiyatmo (2010) menyarankan pemilihan faktor aman (F) untuk perencanaan fondasi tiang sesuai dengan tabel 3.9 berikut ini.

Tabel 3.9 Faktor Aman yang Disarankan (*reese & O'neil, 1989*)

klasifikasi struktur	Faktor aman (F)			
	Kontrol baik	Kontrol normal	Kontrol jelek	Kontrol sangat jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

Sumber : Hardiyatmo (2010)

3.8 Analisis Pembebanan dengan Menggunakan Software ETABS

ETABS adalah program aplikasi komputer untuk menganalisis dan merancang status struktur terutama pada bidang teknik sipil. Dari analisis program ETABS ini dapat diketahui gaya aksial, gaya geser, momen lentur, momen torsi dan simpangan.

Langkah awal yang dilakukan dalam pengoperasian program aplikasi komputer ETABS yaitu permodelan struktur, diantaranya :

1. penentuan koordinat *joint*
2. penentuan orientasi elemen dalam koordinat struktur
3. penentuan sifat penampang elemen dan elastisitas
4. penentuan pembebanan struktur (gaya yang bekerja pada struktur)

5. penentuan jenis analisis yang digunakan

Prosedur input data pada program ETABS adalah sebagai berikut :

1. pengidentifikasi *joint frame, restraint* dan *constraint*
2. pengidentifikasi karakteristik material *frame section*
3. pengidentifikasi beban (*load*) yaitu beban mati (DL) ,beban hidup (LL), beban gempa (EL), dan beban kombinasi (*combo*)
4. analisis struktur dengan cara RUN

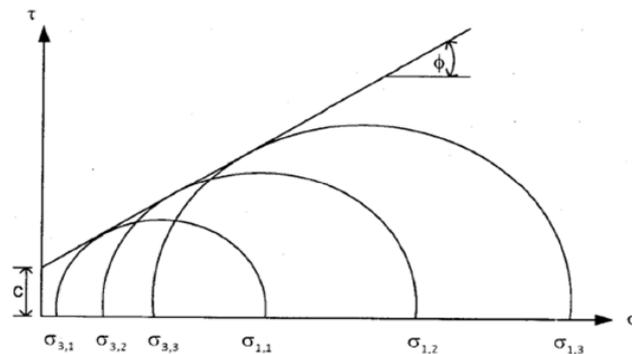
3.9 PLAXIS 2D

PLAXIS 2D adalah program elemen hingga dua-dimensi, yang dikembangkan untuk analisis deformasi , stabilitas dan aliran air tanah dalam rekayasa geoteknik . PLAXIS 2D adalah bagian dari rangkaian produk-produk PLAXIS , paket program elemen hingga yang digunakan diseluruh dunia untuk desain dan rekayasa geoteknik. Perkembangan PLAXIS dimulai pada tahun 1987 di Delft University of Technology sebagai inisiatif dari Kementerian Pekerjaan Umum dan Pengelolaan Air (Rijkswaterstaat) Belanda. Tujuan semula adalah untuk mengembangkan kode elemen hingga 2D yang mudah digunakan untuk analisis tanggul sungai di tanah lunak dari dataran rendah Belanda. Dalam beberapa tahun berikutnya, PLAXIS telah diperluas untuk mencakup sebagian besar wilayah lain untuk rekayasa geoteknik. Karena aktifitas terus berkembang, perusahaan PLAXIS (Plaxis bv) dibentuk pada tahun 1993. Pada tahun 1998, pertama kali PLAXIS 2D untuk Windows dirilis.

Dengan PLAXIS 2D geometri model dapat dengan mudah didefinisikan dalam mode tanah dan struktur, setelah model padat independen secara otomatis dapat dipotong dan menyatu. Modus konstruksi dipentaskan memungkinkan untuk simulasi proses konstruksi dan penggalian dengan mengaktifkan dan menonaktifkan cluster tanah dan obyek struktural. Perhitungan kernel memungkinkan simulasi realistis dari linear, waktu perilaku non tergantung dan anisotropik tanah dan / atau rock. Karena tanah merupakan bahan multi-fase, prosedur khusus memungkinkan untuk perhitungan yang berhubungan dengan tekanan hidrostatik pori hidrostatik dan non dalam tanah. Output terdiri dari

rangkaian lengkap dari alat visualisasi untuk memeriksa rincian model tanah-struktur 2D bawah tanah. Aplikasi PLAXIS umum termasuk: menilai pemindahan permukaan jalan selama pembangunan terowongan, analisis konsolidasi tanggul, pemindahan tanah di sekitar pit penggalian, bendungan stabilitas selama tingkat air yang berbeda, dan banyak lagi.

Model Mohr-Coulomb adalah salah satu model yang digunakan untuk menghitung tegangan pendukung yang realistis pada permukaan terowongan, beban atas pada pondasi dan lain-lain. Model Mohr-Coulomb melibatkan lima parameter masukan, yaitu :modulus modulus E,Poisson ν (ν), kohesi (c), sudut gesekan ϕ (ϕ), dan sudut dilatasi ψ (ψ).



Gambar 3.9 Kekuatan Geser Tanah Menurut Mohr-Coulomb

(Sumber :Budi, 2011)

Setelah data tanah serta pembebanan diperoleh, selanjutnya dilakukan analisis daya dukung serta penurunan dengan menggunakan bantuan *software* Plaxis 2D *Foundations*. Tahapan-tahapan yang dilakukan untuk pemodelan menggunakan *software* Plaxis 2D *Foundations* adalah sebagai berikut :

1. PLAXIS *input*

PLAXIS *input* merupakan tahapan awal yang dilakukan untuk melakukan pemodelan geometri tanah, menentukan kondisi batas, meshing model serta menentukan kondisi awal dari model yang akan dibuat.

- a. Menentukan model struktur yang akan dilakukan analisis, model struktur dibagi menjadi dua jenis yaitu *Plane Strain* dan *Aximetry*

- b. Menentukan elemen-elemen jaringan segitiga tak berhingga dan tak beraturan dalam beberapa titik nodal (*node*). PLAXIS memberikan 2 pilihan yaitu 6 atau 15
- c. Pembuatan model geometri konstruksi yang akan dilakukan analisis, dimana *geometry line toolbar* menggambarkan konstruksi dan bidang batas pada lembar kerja dengan koordinat x dan y
- d. Menetapkan boundary conditions menjadi geometri terkekang, pada kondisi ini sebagai batas perpindahan deformasi yang terpengaruh beban secara horizontal dan vertikal
- e. *General material setting*, pada tahapan ini akan dilakukan input tipe material, berat volume tanah, permeabilitas tanah, parameter setting nilai kekakuan bahan, properties tanah seperti kohesi (c), sudut gesek dalam (ϕ), dan sudut dilatansi (ψ). *Interface setting* struktur merupakan interaksi struktur dengan tanah, pilih *rigid interface* jika keberadaan material mempengaruhi kekuatan tanah
- f. Tahap tipe konstruksi yang digunakan adalah model pelat (*plate*), parameter input untuk pelat adalah nilai modulus elastisitas material pelat dengan luas pelat, sedangkan untuk *flexural rigidity* yaitu modulus elastisitas pelat dengan inersia pelat
- g. Menentukan beban luar, beban luar yang diaplikasikan pada konstruksi dapat berupa beban terbagi merata ataupun beban titik,
- h. *Mesh generation*, pada tahap ini konstruksi yang dibagi menjadi elemen-elemen segitiga yang lebih kecil, dan hasil geometri berupa *meshing* yang tidak teratur.
- i. Kondisi awal (*initial condition*) merupakan tahap penentuan awal sebelum dilakukan analisis. Kondisi ini dibagi menjadi dua yaitu kondisi awal tekanan air pori (*initial water pressure*) dan kondisi tegangan air pori (*initial stresses*).

2. PLAXIS calculation

Pada tahap ini akan ditinjau apakah model yang telah didefinisikan dan di *input* siap untuk dianalisis.

3. PLAXIS output

Merupakan pemaparan hasil analisis proses hitungan dari olaxis calculation yang terdiri dari geometry, deformasi dan stresses. Output dari PLAXIS dapat ditampilkan dalam bentuk gambar, angka dan kurva.

Nilai daya dukung kelompok tiang didapatkan dengan menggunakan persamaan 3.3 dan persamaan 3.3 berikut ini .

$$Q_{all} = p_{all} = Q_u / (\Sigma - Msf) \quad (3.40)$$

$$Q_u = p_{all} \times \Sigma - Msf \quad (3.41)$$

Dengan :

Q_{all} = p_{all} = Daya dukung izin tiang

Q_u = Daya dukung ultimit (KN)

$\Sigma - Msf$ = Hasil bagi dari parameter kekuatan sebenarnya terhadap parameter kekuatan yang telah direduksi